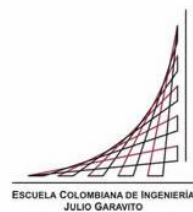


Maestría en Ingeniería Civil

Análisis comparativo de la modelación hidráulica de flujos newtonianos y no-newtonianos en HEC-RAS para el modelamiento de avenidas torrenciales. Caso de estudio: Quebrada Botijas (Santander)

Carlos Julián Parra Vásquez

Bogotá, D.C., 06 de febrero de 2024



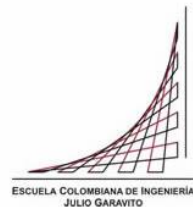
Análisis comparativo de la modelación hidráulica de flujos newtonianos y no-newtonianos en HEC-RAS para el modelamiento de avenidas torrenciales. Caso de estudio: Quebrada Botijas (Santander)

Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en recursos hidráulicos y medio ambiente

Germán Ricardo Santos Granados

Director

Bogotá, D.C., 06 de febrero de 2024



La tesis de maestría titulada “Análisis comparativo de la modelación hidráulica de flujos newtonianos y no-newtonianos en HEC-RAS para el modelamiento de avenidas torrenciales. Caso de estudio: Quebrada Botijas (Santander)”, presentada por Carlos Julián Parra Vásquez, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en recursos hidráulicos y medio ambiente.

Director de la tesis

Germán Ricardo Santos Granados

Jurado

Leonardo González Jiménez

Jurado

Luis Felipe Sierra Pongutá

Bogotá, D.C., 06 de febrero de 2024

Dedicatoria

Este estudio se lo dedico a mis queridos padres y hermanos, que siempre me han brindado el apoyo en los momentos de dificultad. A Alejandra que ha creído en mi cuando yo no lo he hecho y especialmente a Dios y la Virgen María, que han sido mi fuente de inspiración.

Agradecimientos

Quiero expresar mi sincero agradecimiento al ingeniero Julián Giraldo, quien me compartió información valiosa y fundamental para abordar este estudio. Agradezco al Ingeniero Germán Acero y al Doctor Germán Santos por su disposición para atender mis inquietudes y brindar su punto de vista. Finalmente, agradezco al ingeniero Sergio Andrés Lavao, quien ha sido un apoyo invaluable a lo largo de mi desarrollo profesional.

Resumen

El 26 de febrero del año 2020 en el municipio de Piedecuesta (Santander), se registraron fuertes precipitaciones sobre las laderas colindantes de la vía que conduce desde Piedecuesta a Pescadero. Originando múltiples frentes de inestabilidad y deslizamientos, que provocaron un arrastre de material importante en los drenajes cercanos, afectando múltiples viviendas, cultivos y pérdidas de vidas humanas.

Los flujos de escombros son movimientos con importantes cantidades de material que se traducen en una mezcla entre grandes piedras, suelo y agua, donde su recurrencia en ciertas zonas del país genera una preocupación desde la perspectiva de los desastres que pueden llegar a ocasionar. En este estudio se presenta el análisis de la Quebrada Botijas, que tuvo un importante arrastre de material granular durante el evento torrencial descrito en la zona, evaluando la pertinencia de incluir en las modelaciones hidráulicas estas grandes concentraciones de sedimentos inmersos en el flujo, que pueden cambiar su comportamiento dinámico.

Para ello, se plantea realizar la comparación de dos escenarios hidráulicos. En el primer escenario, no se tiene en cuenta el comportamiento interno del material sólido y en el segundo se incluyen modelos reológicos aplicables al flujo en la quebrada de estudio. El contraste y calibración de los resultados obtenidos en las modelaciones se realizó a partir de la cicatriz que demarcó el evento.

Tabla de Contenido

Capítulo I	16
Generalidades.....	16
1.1. Introducción	16
1.2. Objetivos.....	18
Capítulo II	19
Marco Teórico	19
2.1. Flujo de Escombros	19
2.2. Propiedades Reológicas de los Fluidos.....	21
2.3. Modelación Hidráulica	28
Capítulo III	35
Caso de Estudio.....	35
3.1. Área de Estudio	35
3.2. Recopilación de Datos	39
3.3. Geología	39
3.4. Hidrología	44
3.5. Flujos No-Newtonianos	68
3.6. Modelación Hidráulica	75
Capítulo IV.....	105
Análisis Comparativo y Discusión de los Resultados.....	105
4.1. Evaluación del Desempeño de los Modelos Reológicos en la Simulación de Flujos de Agua No-Newtonianos.....	105

Capítulo V.....	128
Conclusiones y Recomendaciones.....	128
5.1. Conclusiones	128
5.2. Limitaciones en el Estudio.....	129
Capítulo VI.....	131
Referencias Bibliográficas	131
Capítulo VII.....	134
Anexos	134

Índice de Tablas

Tabla 1 Herramientas computacionales disponibles para la modelación de avenidas torrenciales	28
Tabla 2 Características morfométricas - Quebrada Botijas	48
Tabla 3 Descripción de índices morfométricos.....	49
Tabla 4 Tiempo de concentración – Quebrada Botijas.....	54
Tabla 5 Estaciones hidroclimatológicas presentes en el área de estudio	55
Tabla 6 Coeficientes curvas IDF	59
Tabla 7 Curvas IDF – estación climatológica principal Universidad Industrial Santander .	59
Tabla 8 CN ponderado – Quebrada Botijas	64
Tabla 9 Curvas de masas de aguaceros – Quebrada Botijas.....	65
Tabla 10 Incrementos de lluvias de los hietogramas de precipitación	65
Tabla 11 Incrementos de lluvias arreglados de los hietogramas de precipitación – Quebrada Botijas.....	66
Tabla 12 Hidrogramas de diseño para diferentes periodos de retorno	67
Tabla 13 Clasificación del flujo de acuerdo con la concentración de sedimentos.....	69
Tabla 14 Clasificación del flujo de acuerdo con la pendiente longitudinal.	69
Tabla 15 Perfiles longitudinales para diferentes tipos de flujo	70
Tabla 16 Granulometría del material sedimentado.....	70
Tabla 17 Comparación porcentual de áreas de deposición.....	85
Tabla 18 Concentración volumétrica (Cv) para diferentes periodos de retorno	86
Tabla 19 Parámetros geotécnicos del material	93

Tabla 20 Profundidades del flujo para diferentes ángulos de fricción interna en secciones transversales	99
Tabla 21 Índices estadísticos para la selección de los parámetros reológicos	101
Tabla 22 Comparación según tipo de flujo en secciones transversales	106
Tabla 23 Profundidades para diferentes tipos de flujo en secciones transversales	115
Tabla 24 Índices estadísticos en la aplicación de tipos de flujo	116
Tabla 25 Velocidades según el tipo de flujo en las secciones transversales	117

Índice de Figuras

Figura 1 Perfil longitudinal flujo de escombros	20
Figura 2 Sección transversal fujo de escombros.....	21
Figura 3 Modelo de dos placas para definir parámetros reológicos.....	22
Figura 4 Clasificación de los fluidos con base en las características del flujo	22
Figura 5 Modelo reológico de Bingham.....	25
Figura 6 Localización del sitio de estudio (Quebrada Botijas)	36
Figura 7 Zonas de deslizamiento (Q. Botijas)	36
Figura 8 Flujo de detritos sobre la Quebrada Botijas	37
Figura 9 Flujo de detritos sobre la Quebrada Botijas}	38
Figura 10 Geología regional en el área de estudio.....	40
Figura 11 Afloramiento Neis de Bucaramanga.....	41
Figura 12 Afloramiento Cuarzomonzonita de la Corcova	42
Figura 13 Granito de Pescadero	43
Figura 14 Deposito Aluvial – Área de Estudio	44
Figura 15 Cuenca hidrográfica Quebrada Botijas.....	45
Figura 16 Estaciones hidroclimatológicas presentes en el área de estudio.....	55
Figura 17 Periodo de registro - estaciones hidroclimatológicas presentes en el área de estudio.....	56
Figura 18 Estaciones hidroclimatológicas seleccionadas en el área de estudio	57
Figura 19 Isomáximas en 24 horas – estaciones seleccionadas en el área de estudio....	58

Figura 20 Curvas IDF – estación climatológica principal Universidad Industrial Santander	60
Figura 21 Componentes en el método de abstracciones del U.S. S.C.S.....	61
Figura 22 Coberturas en el área de estudio	63
Figura 23 Tipos de suelo en el área de estudio.....	63
Figura 24 Hidrogramas para diferentes periodos de retorno	68
Figura 25 Material granular transportado por la Quebrada Botijas	71
Figura 26 Diagrama ternario para la clasificación de tipos de flujo.....	72
Figura 27 Clasificación de flujos de escombros Coussot	73
Figura 28 Aplicación del modelo reológico según el tipo de flujo	75
Figura 29 Diagrama de flujo para el ajuste del modelo digital de terreno	77
Figura 30 Ajuste del modelo digital de terreno	78
Figura 31 Configuración de la malla 2D	79
Figura 32 Rompimiento de terraplén existente.....	81
Figura 33 Rompimiento de presa en modelo hidráulico	81
Figura 34 Diagrama de flujo para la determinación de la concentración volumétrica	83
Figura 35 Erosión y deposición producto del evento de detritos	84
Figura 36 Comparación de áreas de deposición.....	85
Figura 37 Geometría Modelo Hidráulico Unidimensional	88
Figura 38 Mancha de inundación para un periodo de retorno de 20 años – Modelo Newtoniano 1D Permanente.....	89
Figura 39 Velocidades flujo newtoniano para un periodo de retorno de 20 años.....	90

Figura 40 Mancha de inundación para un periodo de retorno de 20 años – Modelo Newtoniano 2D	91
Figura 41 Velocidades flujo newtoniano 2D para un periodo de retorno de 20 años	92
Figura 42 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 2$)	94
Figura 43 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 5$)	94
Figura 44 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 8$)	95
Figura 45 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 10$)	95
Figura 46 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 11$)	96
Figura 47 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 12$)	96
Figura 48 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 15$)	97
Figura 49 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 20$)	97
Figura 50 Secciones transversales y contorno del evento del 26 de febrero del 2020	98
Figura 51 Diagrama de dispersión de profundidades de secciones transversales observadas y simuladas.....	100
Figura 52 Ajuste de profundidades calculadas respecto a las observadas para diferentes periodos de retorno.....	102
Figura 53 Número de Savage – resultados modelación hidráulica Coulomb ($\phi = 11$) ...	104
Figura 54 Diagrama de dispersión de profundidades de secciones transversales observadas y simuladas en diferentes tipos de flujo	116
Figura 55 Ajuste de profundidades calculadas respecto a las observadas.....	117
Figura 56 Fuerzas de resistencia en los diferentes tipos de flujos.....	118
Figura 57 Esfuerzo cortante en el lecho flujo newtoniano 2D no permanente	119
Figura 58 Esfuerzo cortante en el lecho flujo de detritos.....	120

Figura 59 Esfuerzo de fluencia del flujo de detritos	121
Figura 60 Características de la zona de rompimiento de presa.....	122
Figura 61 Perfil Longitudinal de la lámina de agua para los diferentes tipos de flujo – Terraplén existente	123
Figura 62 Hidrogramas en el Pontón Existente	124
Figura 63 Hidrogramas en rompimiento de presa	124
Figura 64 Flujo total en zona de rompimiento de presa (pontón + rompimiento)	125
Figura 65 Flujo de detritos sobre la Quebrada Botijas.....	125
Figura 66 Perfil Longitudinal de la lámina de agua para los diferentes tipos de flujo – Box Culvert existente	126
Figura 67 Hidrogramas en el Box Culvert Existente	127

Índice de Anexos

Anexo 1. Información Secundaría

Anexo 2. HEC-HMS

Anexo 3. Modelo HEC-RAS

Capítulo I

Generalidades

1.1. Introducción

Las catástrofes originadas por flujos de gran magnitud son frecuentes en Colombia, y su periodicidad está relacionada con la interacción directa entre importantes cantidades de agua, aire y sedimentos que, bajo ciertas características, eventualmente se comportan como fluidos sometidos a la acción de la gravedad. Este tipo de procesos han provocado algunos de los desastres más devastadores de la historia, tanto en Colombia como en todo el mundo. (Guía Metodológica Para Zonificación de Amenaza Por Avenidas Torrenciales, 2021).

De acuerdo con el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), las avenidas torrenciales son uno de los movimientos en masa con mayor ocurrencia súbita en el país. Es un flujo de detritos saturados, no plásticos (índice de plasticidad menor que 5%) con velocidades altas a muy altas, que principalmente se transportan a lo largo de un canal o cauce con pendiente pronunciada (IDEAM, 2022).

También, de acuerdo con el Sistema de Inventario de Efectos de Desastres (DesInventar), las avenidas torrenciales se definen como un “flujo violento de agua en una cuenca, a veces reportado como creciente (súbita, rápida), o como torrente. Transporta troncos de árboles y/o abundantes sedimentos desde finos hasta bloques de roca, pueden ser generados por lluvias, por ruptura de represamientos o por abundantes deslizamientos sobre una cuenca.” (DesInventar, 2009).

Los deslizamientos, flujo de lodos y detritos, y las inundaciones, ocurren de manera natural y presentan una frecuencia significativa en ambientes de ladera y abanicos aluviales, amenazando gravemente la infraestructura urbana asentada en colindancia de estos drenajes. Es por esto que, la ocupación de abanicos aluviales tiene que ir acompañada de medidas de control y mitigación contra la amenaza torrencial. (Morassuti, 2020).

En Colombia, la inestabilidad de las cordilleras, la diversidad de suelos, la complejidad geotécnica, los deslizamientos y fenómenos climatológicos, generan una envolvente de causas que impulsan y estimulan la presencia de múltiples frentes de inestabilidad. Esto

repercute en el arrastre de material a través de los cuerpos de agua, para posteriormente acumularse y dar origen a flujos del tipo detríticos, ocasionando posibles afectaciones aguas abajo del evento.

Aunado a lo anterior, Colombia tiende a estar sujeta a una alta susceptibilidad de presentar avenidas torrenciales en las zonas de piedemonte (IDIGER, 2022). Es común evidenciar en los diferentes documentos emitidos por los organismos de control departamentales y/o municipales, la elaboración de mapas de riesgo por avenidas torrenciales realizados con base en parámetros morfológicos, climatológicos, hidrológicos e históricos de las cuencas hidrográficas en jurisdicción de estos organismos.

No obstante, una vez clasificada la amenaza por avenidas torrenciales, los diseños hidráulicos no suelen prever este tipo de eventos, sino, por el contrario se diseña de manera convencional conforme al caudal obtenido para un periodo de retorno específico según la normativa y criterio del diseñador; pero la interacción posterior entre el caudal de diseño y una concentración volumétrica de sólidos lo suficientemente significativa para cambiar el comportamiento hidráulico y características del fluido no suelen ser tenidas en cuenta.

Los antecedentes históricos de daños y muertes por flujos de detritos ocurridos en el país, sumado al gran crecimiento de la población, propiedades y actividades económicas en cercanías de las quebradas, hacen necesario realizar modelos que puedan dar una aproximación numérica y cercana a la realidad de estos flujos e implementar medidas de mitigación que lo disminuyan.

En este estudio se abordará la modelación hidráulica de estos flujos detríticos mediante el uso del software especializado HEC-RAS, analizando los posibles cambios en los anchos de inundación, profundidades y velocidades producto de los esfuerzos internos en el flujo debido a la concentración de material granular.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Analizar y comparar el efecto de aplicar metodologías basadas en fluidos newtonianos y no-newtonianos mediante el software computacional HEC-RAS específicamente para el caso de estudio en la Quebrada Botijas, departamento de Santander.

1.2.2. Objetivos específicos

1. Analizar el comportamiento climatológico, hidrológico y morfométrico de la cuenca hidrográfica asociada a la Quebrada Botijas.
2. Determinar, justificar y aplicar el método que mejor se ajuste en la modelación hidráulica para el flujo de lodos y detritos en el caso de estudio.
3. Identificar la variabilidad del comportamiento hidráulico, niveles, áreas de inundación, velocidades y esfuerzos que se puede llegar a generar en eventos de avenida torrencial.
4. Realizar aportes en la evaluación de flujo de lodos y detritos en Colombia.

Capítulo II

Marco Teórico

2.1. Flujo de Escombros

Los flujos de escombros son aquellos que poseen una alta concentración de sedimentos y su desarrollo se da en cuencas de alta montaña, producto de los deslizamientos que se originan durante eventos de precipitación de alta intensidad (Morassuti, 2020). Generalmente, los suelos en estas cuencas de alta montaña se encuentran saturados, lo cual repercute en el deslizamiento de múltiples zonas de ladera, que llegan a los cauces, formando una mezcla con una concentración de material lo suficiente como para cambiar las características del flujo y su comportamiento dinámico.

2.1.1. Tipos de Flujos de Escombros

Las características físicas de los flujos de escombros pueden ser definidas a partir de la concentración volumétrica y granulometría del material de arrastre. Para lo cual, existen diferentes clasificaciones para definir el tipo de flujo, pudiéndose describir de la siguiente manera:

- **Flujos hiperconcentrados:**

Son aquellos donde su concentración volumétrica de sedimentos se encuentra entre el 20% al 60% y se caracterizan por ser un flujo transicional entre un flujo de agua y un flujo con altas concentraciones de sedimento. En estos flujos, el material que es transportado está conformado principalmente por arenas, gravas y bloques de gran tamaño.

Su comportamiento hidráulico puede variar conforme a la concentración volumétrica del material de arrastre, donde a bajas concentraciones el flujo se puede asumir como un flujo newtoniano.

- **Flujo de lodos:**

Los flujos de lodos se caracterizan por poseer una alta concentración de material fino (limos y arcillas) generalmente por encima del 50%, aumentando su viscosidad conforme se va

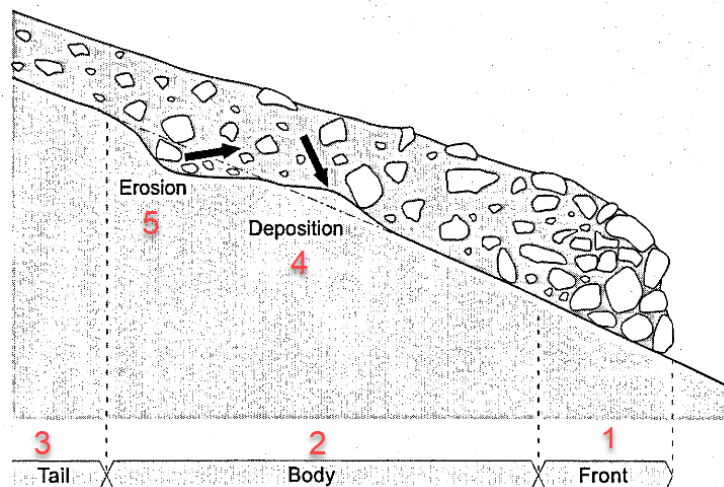
densificando la mezcla del fluido. Su comportamiento hidráulico se puede describir normalmente como un fluido tipo Bingham.

- **Flujo de detritos:**

En los flujos detríticos, la concentración de sedimentos se encuentra por encima del 60% del volumen total de agua y las velocidades en su trayectoria dependerán de la pendiente del lecho. El comportamiento dinámico de estos flujos se describe principalmente por el intercambio de momentum entre las partículas gruesas, en donde dependiendo de la cantidad de material de gran tamaño, su movimiento se podrá describir en función de las fuerzas debidas a la colisión o fricción de las partículas.

El material grueso del flujo como bolos y rocas de mayor tamaño se concentran en la cabecera del flujo, moviéndose cuesta abajo con una alta concentración de sedimentos, dicha concentración incluye arena, barro, arboles, rocas, y otros materiales que pueden ser arrastrados durante el evento torrencial (Vijay P., 2014). Estos flujos también se caracterizan por tener una gran fuerza erosiva y destructiva, derivada de su capacidad de transportar grandes volúmenes de material.

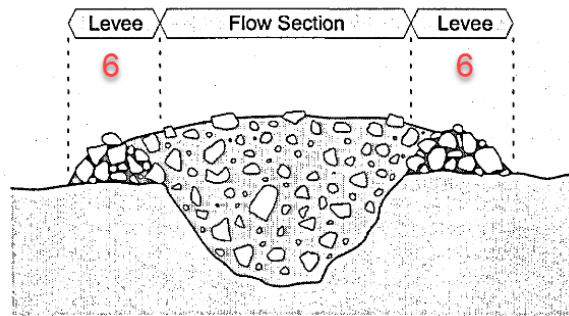
Figura 1 Perfil longitudinal flujo de escombros



Fuente: (Schatzmann, 2005).

- (1) Cabeza o frente: Está compuesto por bloques de gran tamaño que son recogidos desde el cuerpo del flujo, generalmente la cabeza es la que presenta una mayor profundidad.
- (2) Cuerpo: Es la sección con mayor volumen en el flujo.
- (3) Cola: Se caracteriza por presentar una disminución de la profundidad y la concentración de material granular.
- (4) y (5) Erosión y Deposición: Durante el recorrido por el cauce principal, el arrastre de material y la fuerza que acompaña al flujo provoca el rompimiento o erosión de la superficie que este en contacto con el mismo. De igual manera, los materiales más gruesos suelen ser depositados en el desarrollo de este.

Figura 2 Sección transversal fujo de escombros



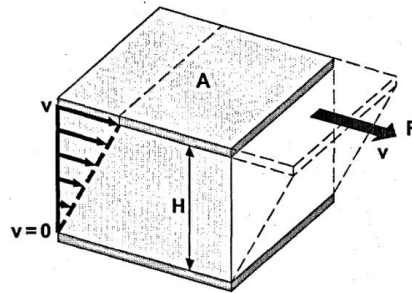
Fuente: (Schatzmann, 2005).

- (6) Diques: Se ha observado que el movimiento de escombros suele dejar en su paso un contenido de piedras y bloques de gran tamaño mayores a los de la sección del flujo, formando diques en sus costados.

2.2. Propiedades Reológicas de los Fluidos

La reología es la ciencia que estudia la deformación de los materiales ante la aplicación de fuerzas externas y se puede describir a partir de modelos empíricos o matemáticos que pretenden simular su comportamiento. Una manera de explicar la reología es a partir del modelo de dos placas, donde un fluido se encuentra entre dos superficies: una en reposo y otra sometida a una fuerza F , ocasionando un movimiento con velocidad v y un cizallamiento en el medio (Schatzmann, 2005).

Figura 3 Modelo de dos placas para definir parámetros reológicos



Fuente: (Schatzmann, 2005).

Partiendo de este modelo, los parámetros para definir las diferentes reologías se pueden expresar como:

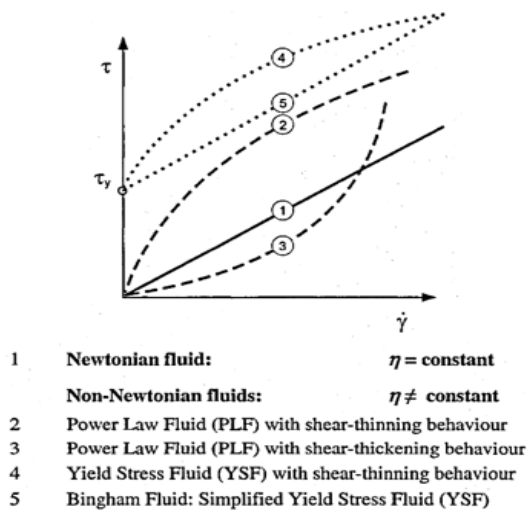
$$\dot{\gamma} = \frac{v}{H} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (2)$$

Donde:

- $\dot{\gamma}$: Velocidad de cizallamiento.

Figura 4 Clasificación de los fluidos con base en las características del flujo



Fuente: (Schatzmann, 2005).

Fluidos Newtonianos: En la Figura 4, los flujos newtonianos son aquellos que se caracterizan por su viscosidad constante, independientemente si se les aplica fuerza alguna, donde el esfuerzo cortante del flujo se puede expresar como:

$$\tau = \mu \dot{\gamma} \quad (3)$$

Donde:

- $\dot{\gamma}$: Velocidad de cizallamiento ($\frac{dv}{dy}$).
- μ : Viscosidad Newtoniana constante.

Fluidos no newtonianos: Los fluidos no newtonianos presentan dos formas de expresar su comportamiento, dividiéndose en fluidos de ley de potencia (PLF) y fluidos de tensión fluencia (YSF), los fluidos de ley de potencia se pueden describir de manera general como:

$$\tau = m \dot{\gamma}^n \quad (4)$$

Donde:

- m : Coeficiente de ley de potencia.
- n : Índice de ley de potencia.

Los fluidos de tensión de fluencia adicionan una tensión cortante en su ecuación (τ_y) y describe la tensión mínima necesaria para que el fluido se ponga en movimiento, su ecuación general puede expresarse como:

$$\tau = \tau_y + m \dot{\gamma}^n \quad (5)$$

Donde:

- τ_y : Tensión umbral para iniciar el movimiento.
- m : Coeficiente de consistencia de Herschel-Bulkley de potencia.
- n : Índice de Herschel-Bulkley.

A partir de este concepto, se derivan diversos modelos que pretenden interpretar el comportamiento de los flujos detríticos, dividiéndose estos en dos grandes grupos, los

modelos monofásicos que representan la mezcla entre partículas y fluido como un fluido continuo y los modelos bifásicos que consideran la fase sólida y la fase fluida como continuos e independientes. Algunos de los modelos monofásicos son los siguientes:

- Modelo Newtoniano
- Modelo de Bingham
- Modelo cuadrático
- Modelo de Herschel-Bulkley
- Modelo de Coulomb
- Modelo de Voellmy

- **Modelo de Bingham**

Como primer modelo se encuentra uno de los más prácticos en cuanto a la simulación de flujo de lodos y detritos, el cual presenta una relación lineal entre el esfuerzo cortante y la deformación, junto con un intercepto diferente de cero (ver Figura 5) que significa que ante esfuerzos de corte muy pequeños o menores al intercepto (esfuerzo de cedencia o límite de fluencia) no se deforma. Este tipo de comportamiento se atribuye a los fluidos viscoplásticos y se representa mediante la siguiente ecuación.

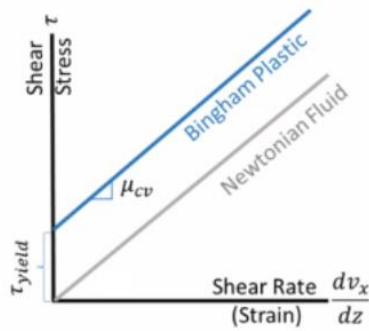
$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_v \quad (6)$$

$$\tau_v = \mu_m \dot{\gamma} \quad (7)$$

Donde:

- τ_y = Esfuerzo cortante.
- τ_v = Esfuerzo viscoso.
- μ_m = Viscosidad dinámica.
- $\dot{\gamma}$ = Velocidad de cizallamiento.

Figura 5 Modelo reológico de Bingham



Fuente: (Gibson & Sánchez, 2020).

- **Modelo Cuadrático**

El modelo Cuadrático fue propuesto por O'Brien y Julien en 1985 combina las tensiones debidas a la cohesión, fricción interna entre el material y el fluido, turbulencia e impacto inercial entre partículas.

$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_v + \tau_d \quad (8)$$

$$\tau_v = \mu_m \dot{\gamma} \quad (9)$$

$$\tau_d = c_{Bd} \rho_s \lambda^2 d_s^2 \dot{\gamma}^2 \quad (10)$$

Donde:

- τ_d = Esfuerzo dispersivo.
- c_{Bd} = Coeficiente empírico, $c_{Bd} = 0,01$.
- ρ_s = Densidad de partículas del sedimento.
- d_s = Diámetro de partícula representativo
- λ = Concentración lineal de sedimentos.

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

Donde:

- C_v = Concentración de sedimentos en volumen.

- C_{max} = Concentración máxima de sedimentos.

- **Modelo de Herschel-Bulkley**

A diferencia del modelo planteado por Bingham, en donde la relación esfuerzo cortante vs deformación se comporta de forma lineal, este modelo plantea una relación no lineal que se puede representar mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_{vd} \quad (11)$$

$$\tau_{vd} = K\dot{\gamma}^n \quad (12)$$

Donde:

- K = Factor o índice de consistencia.
- τ_y = Esfuerzo cortante.
- τ_{vd} = Esfuerzo viscoso.
- $\dot{\gamma}$ = Velocidad de cizallamiento.

- **Modelo de Mohr-Coulomb**

El modelo de Mohr-Coulomb es un modelo matemático que describe los flujos no-newtonianos desde un enfoque plástico y su aplicación ha sido utilizada para describir flujos granulares en aquellas corrientes donde las fuerzas friccionales son las predominantes en el flujo. Este modelo viene dado por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (13)$$

$$\sigma = (\rho_m - \rho_w)gh \cos^2 \theta \quad (14)$$

Donde:

- c : Cohesión.
- ϕ : Angulo de fricción interna del fluido.
- θ : Pendiente del lecho.
- ρ_m : Densidad de los sedimentos.

- ρ_w : Densidad del agua.
- g : Gravedad.
- h : Profundidad vertical del flujo.

- **Modelo de Voellmy**

El modelo de Voellmy es un modelo empírico que se describe mediante la combinación entre el límite elástico obtenido de la reología de Mohr-Coulomb y la suma de un esfuerzo viscoso/turbulento que está en función del coeficiente de turbulencia de Voellmy (este coeficiente se asemeja al coeficiente de Chezy), su ecuación es la siguiente:

$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_{vd} \quad (15)$$

$$\tau_{vd} = \frac{\rho_m g |V|^2}{\xi} \quad (16)$$

Donde:

- ξ = Coeficiente de turbulencia de Voellmy, m/s².

- **Modelo Reológico General**

A partir de los modelos anteriores, de manera general, los flujos de detritos pueden describirse a partir de cada una de las componentes que hacen parte del esfuerzo cortante total del flujo, agrupando, aquellos esfuerzos dominados por la cedencia del flujo, la viscosidad, la fricción y la turbulencia. Lo anterior se define mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = \tau_y + K \left(\frac{du}{dz} \right)^n + \zeta \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \quad (17)$$

$$\tau = \tau_y + K \dot{\gamma}^n + \zeta \dot{\gamma}^2 \quad (18)$$

Donde:

- τ_y : Esfuerzo de Bingham o inicial.
- ζ : Coeficiente turbulento.

- K : Viscosidad dinámica aparente.

2.3. Modelación Hidráulica

Es usual que la aplicación y modelación de avenidas torrenciales se realice mediante métodos que involucran aumentar el caudal de acuerdo con la concentración volumétrica que presente el evento de lodos y detritos. Sin embargo, estos modelos no tienen en cuenta la transferencia de energía que se genera durante la interacción entre partículas sólidas sumergidas (Gibson & Sánchez, 2020).

Por lo anterior, una vez las partículas sólidas que se encuentran inmersas en el flujo de agua comienzan a concentrarse hasta sobrepasar cierto porcentaje volumétrico; los supuestos hidráulicos tradicionales se apartan del comportamiento real del fluido, sumando los eventos catastróficos que esto implica, se torna sustancial abordar estos flujos desde otra perspectiva para afrontar y/o prever dichos sucesos.

A pesar de que es común aumentar el caudal de diseño para simular el material granular inmerso en el flujo de agua, existen diferentes tipos de software para realizar este análisis, los cuales aplican diferentes modelos reológicos para simular la resistencia al flujo y poder representar el comportamiento de estos flujos de avenidas torrenciales (ver Tabla 1).

Tabla 1 Herramientas computacionales disponibles para la modelación de avenidas torrenciales

ID	Herramienta	Fase	Relación de resistencia al flujo	Distribución	Observaciones
1	FLO2D	Monofásico	Cuadrático	Comercial	Interfaz de usuario amigable
2	RAMMS	Monofásico	Voellmy	Comercial	Posee módulos para avalanchas, caídas de rocas y flujo de detritos
3	D-CLAW	Bifásico	Turbulento-Coulomb, intercambio de momentum entre fases	Gratuita	Código libre y gratuito, corre sobre sistema operativo GNU/Linux
4	FLATMODEL	Monofásico	Bingham, Herschel-Bulkley y Voellmy	Gratuita	Volúmenes finitos en malla estructurada
5	TITAN2D	Monofásico	Voellmy	Gratuita	Presenta una versión bifásica llamada TITAN2F
6	RIVERFLOW2D	Monofásico	7 modelos reológicos	Comercial	Volúmenes finitos en malla no estructurada
7	MASSMOV2D	Monofásico	Voellmy y Coulomb viscoso	Gratuita	

Fuente: (Guía Metodológica Para Zonificación de Amenaza Por Avenidas Torrenciales, 2021).

En el año 2020, se lanzó la versión 6.0 del software HEC-RAS la cual incluyó el análisis y modelación para flujo de lodos y detritos mediante la librería Debris Flow inmersa en el software, por lo tanto, la Guía Metodológica para Zonificación de Amenaza por Avenidas Torrenciales emitida por el Servicio Geológico Colombiano en el año 2021, no incluyó este software como una posible herramienta computacional para la modelación de este tipo de flujo, ya que la elaboración de esta guía requirió de un tiempo de preparación y elaboración previo, excluyendo el reciente lanzamiento de la interfaz de Debris Flow del software HEC-RAS.

HEC-RAS en su interfaz permite aplicar los siguientes modelos reológicos con un enfoque monofásico:

- Modelo de Bingham
- Modelo Cuadrático
- Modelo de Herschel Bulkley
- Modelo de Mohr-Coulomb
- Modelo de Voellmy

2.3.1. Software HEC-RAS

HEC-RAS es un software de uso libre con un entorno e interfaz interactiva, el cual posee cuatro (4) componentes principales para el análisis fluvial, identificados como:

- Cálculos uni y bidimensionales del perfil del agua a flujo permanente.
- Simulación de flujo no permanente unidimensional y/o bidimensional.
- Cálculos de transporte de sedimentos.
- Análisis unidimensional de la calidad del agua.

De estos componentes, se resalta el segundo y tercer ítem ya que son de importancia en este estudio. Partiendo desde la simulación en flujo bidimensional no permanente, hasta la aplicación para la modelación de flujo de lodos y detritos. El desarrollo de la modelación hidráulica dependerá de los siguientes elementos:

- Desarrollo de la geometría.
- Ingreso del Modelo Digital de Terreno (Aplicable a modelos 1D/2D)
- Desarrollo de la malla computacional (Aplicable a modelos 2D)
- Refinamiento de la malla (Aplicable a modelos 2D).
- Coeficiente de rugosidad de Manning.

- Localización e ingreso de las condiciones de frontera.
- Concentración Volumétrica de Sedimentos.
- Parámetros Reológicos
- Modelación hidráulica.

Los aspectos más importantes dentro de la modelación hidráulica que se analizarán en este estudio son el coeficiente de rugosidad de Manning, la simplificación y aplicación de las ecuaciones de Navier-Stokes y la integración de los modelos reológicos.

El procesamiento hidráulico de la información de entrada se realiza mediante la simplificación y aplicación de las ecuaciones de Navier-Stokes, las cuales describen el movimiento de los fluidos en tres dimensiones. HEC-RAS para esta simplificación posee distintas alternativas de cálculo, donde para cálculos unidimensionales utiliza las ecuaciones de Saint Venant y para cálculos bidimensionales permite utilizar las ecuaciones de aguas poco profundas (SW) o las ecuaciones de onda difusiva (DSW).

- **Modelación Hidráulica Aplicando Flujo Newtoniano**

• **Ecuaciones de Saint-Venant 1D**

Las ecuaciones de Saint Venant (1D) están representadas por el principio de conservación de la masa y el principio de conservación de momentum, pueden ser expresadas en forma conservativa de la siguiente manera:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (19)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (20)$$

Donde:

- q = flujo de entrada lateral.
- g = aceleración de la gravedad.
- z = elevación de la superficie del agua.

• **Ecuación 2D de aguas poco profundas**

Las ecuaciones de aguas poco profundas para simplificar las ecuaciones de Navier-Stokes asume que el flujo es incompresible, posee una densidad uniforme, su presión es hidrostática y las ecuaciones se promedian de Reynolds para que el movimiento turbulento

se aproxime utilizando la viscosidad de Foucault. También se supone que la velocidad vertical es mucho menor con respecto a la velocidad horizontal.

De lo anterior se obtienen las ecuaciones de conservación de la masa y momentum como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q \quad (21)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - f_c v = -g \frac{\partial z_s}{\partial x} + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{t,xx} h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{t,yy} h \frac{\partial u}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{b,x}}{\rho R} \quad (22)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} - f_c u = -g \frac{\partial z_s}{\partial y} + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{t,xx} h \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{t,yy} h \frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{b,y}}{\rho R} \quad (23)$$

Donde:

- u y v = velocidades en las direcciones cartesianas.
- g = aceleración de la gravedad.
- z_s = elevación de la superficie del agua.
- $v_{t,xx}$ y $v_{t,yy}$ = Coeficientes horizontales de viscosidad de Foucault.
- $\tau_{b,x}$ y $\tau_{b,y}$ = Esfuerzos de cizallamiento inferior en las direcciones x e y.
- R = Radio hidráulico.
- h = Profundidad del agua.
- f_c = Parámetro de Coriolis.

Estas ecuaciones se pueden expresar de forma vectorial de la siguiente manera:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \nabla \cdot (hV) = q \quad (24)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + (V \cdot \Delta)V + f_c k \times V = -g \nabla z_s + \frac{1}{h} \nabla \cdot (v_t h \nabla V) - \frac{\tau_b}{\rho_m R} \quad (25)$$

• Ecuación de Onda Difusiva 2D

Una simplificación de las ecuaciones de aguas poco profundas son las ecuaciones de Onda Difusiva, donde los términos de turbulencia y Coriolis son ignorados en la ecuación de momentum (ecuación (25)), asumiendo un flujo que representa la fricción superficial y la acción de la gravedad. El reemplazo de la ecuación simplificada de momentum en la

ecuación de conservación de la masa da como resultado la ecuación de Onda Difusiva (ecuación (26)).

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \nabla \cdot (\beta \nabla z_s) + q \quad (26)$$

$$\beta = \cos^{1/2} \psi \cos \varphi \frac{K}{A} \frac{h}{|\nabla \eta|^{1/2}} \quad (27)$$

$$\frac{K}{A} = \left[\frac{\eta^2}{(R \cos \varphi)^{4/3}} + \frac{\tau}{\gamma_m R \cos \varphi |V|^2 \gamma} \right]^{-1/2} \quad (28)$$

Donde:

- β = Coeficiente de "difusión" no lineal.
- K = Medio de Transporte
- A = Área vertical

- **Modelación Hidráulica Aplicando Flujo No Newtoniano**

• **Ecuaciones de Saint-Venant 1D**

Para asumir los efectos no newtonianos en las ecuaciones hidráulicas 1D, el software HEC-RAS adiciona una variable a la ecuación (20) de momentum de flujo newtoniano (Gibson & Sánchez, 2020).

El enfoque monofásico para el flujo de lodo y escombros simplemente agrega otra pendiente de pérdida adimensional, denominada pendiente de lodo y escombros (S_{MD}) y S_f representa todas las "pendientes" de pérdida adimensional en las simulaciones newtonianas, incluida la expansión, la contracción y el viento.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f + S_{MD} \right) = 0 \quad (29)$$

Incluir los efectos no newtonianos como una pendiente de "fricción" permite importar la reología dentro de las ecuaciones hidráulicas. La ecuación para el esfuerzo cortante se define como:

$$\tau = \gamma R S_f \quad (30)$$

Donde:

- γ = Peso unitario del fluido.
- R = Radio hidráulico.
- S_f = Pendiente de fricción

Por lo anterior, la pendiente de fricción se puede expresar en función del esfuerzo cortante, el peso unitario del fluido y el radio hidráulico.

$$S_f = \frac{\tau}{\gamma R} \quad (31)$$

Pudiendo calcular finalmente la pendiente de lodo y escombros de la misma manera. Estos esfuerzos cortantes provienen de los modelos reológicos.

$$S_{MD} = \frac{\tau_{internal fluid}}{\gamma R} \quad (32)$$

- **Ecuación 2D de Aguas Poco Profundas y Onda Difusiva**

El modelo de ecuaciones de aguas poco profundas resuelve las ecuaciones de conservación de volumen y momento e incluye aceleraciones temporales y espaciales, así como mezcla horizontal, mientras que el modelo de onda difusiva ignora estos procesos, pero por lo mismo es más simple y eficiente computacionalmente.

En la ecuación (25) y (28), el segundo término del lado derecho representa la mezcla horizontal debido a la turbulencia y también en el caso de un flujo de escombros, la mezcla horizontal debido a colisiones de partículas. Estableciendo el esfuerzo total como:

$$\tau = \tau_b + \tau_{MD} \quad (33)$$

Donde:

- τ_b = Esfuerzo cortante turbulento interior.
- τ_{MD} = Tensión de lodo y detritos.

El esfuerzo cortante turbulento se puede calcular como:

$$\tau_b = \rho_m C_d |V|^2 \quad (34)$$

$$C_d = \frac{gn^2}{R^{1/3}} \quad (35)$$

Donde:

- ρ_m = Densidad de la mezcla agua-partícula
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

Capítulo III

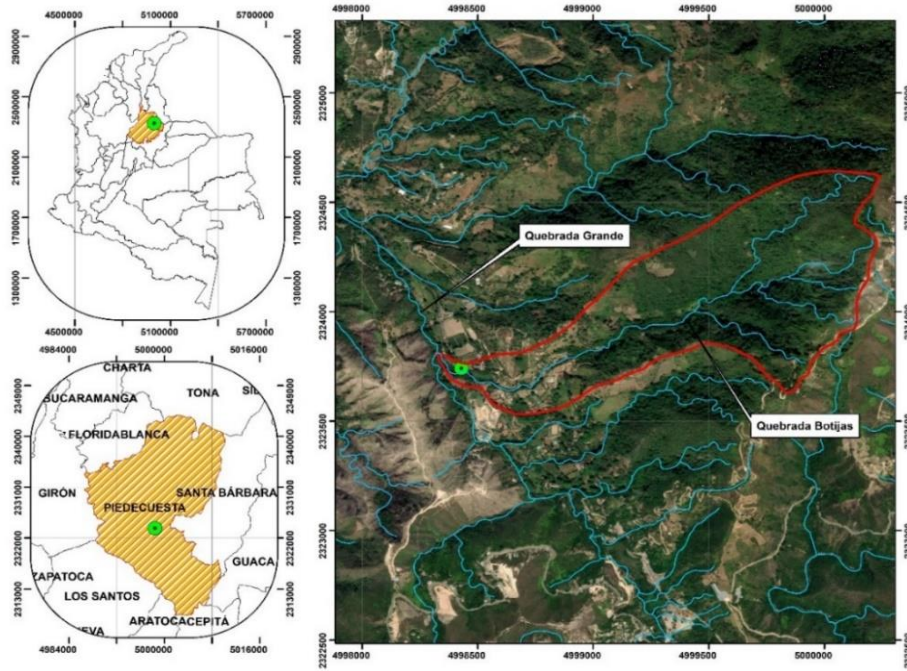
Caso de Estudio

3.1. Área de Estudio

Para abordar esta problemática, se ha seleccionado uno de los numerosos sitios inestables que se presentan en el territorio colombiano, ubicado específicamente en el municipio de Piedecuesta, departamento de Santander sobre la vía Piedecuesta – Pescadero en el kilómetro PR70+350. La selección de este sitio específico se basó en la información topobatimétrica disponible y estudios geotécnicos realizados previamente por parte de (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

En este sitio específico, el 26 de febrero de 2020 en el municipio de Piedecuesta, departamento de Santander, se registraron precipitaciones extremas, desprendimiento de material rocoso y deslizamiento de diferentes zonas de ladera ubicadas a lo largo de los afluentes Quebrada Grande, Quebrada el Boquerón, Quebrada el Cafetal, río Manco y río de Oro, ocasionando numerosos frentes de avalancha (INVIAS, 2020). En la Figura 6 se presenta la localización específica en coordenadas planas (CTM12) del caso de estudio sobre la Quebrada Botijas, la cual es uno de los tributarios de la Quebrada Grande.

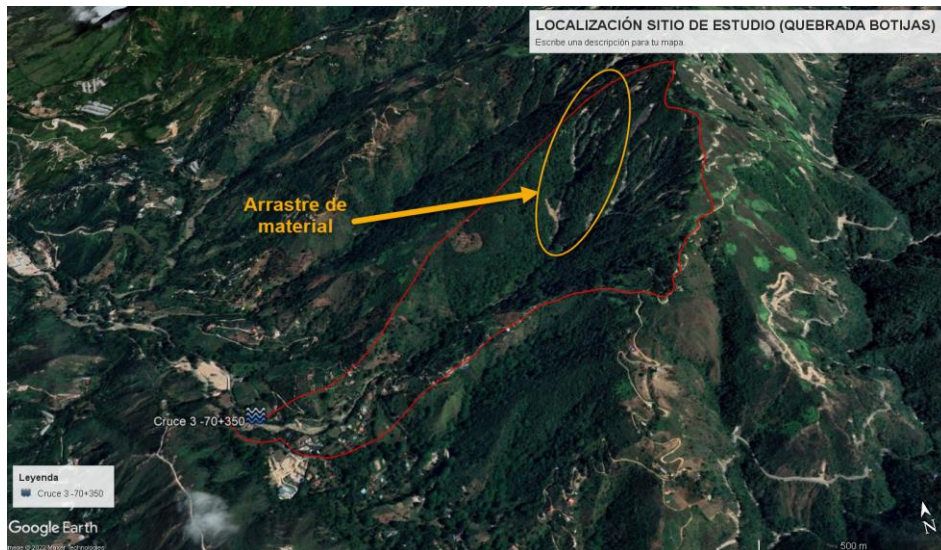
Figura 6 Localización del sitio de estudio (Quebrada Botijas)



Fuente: Elaboración Propia

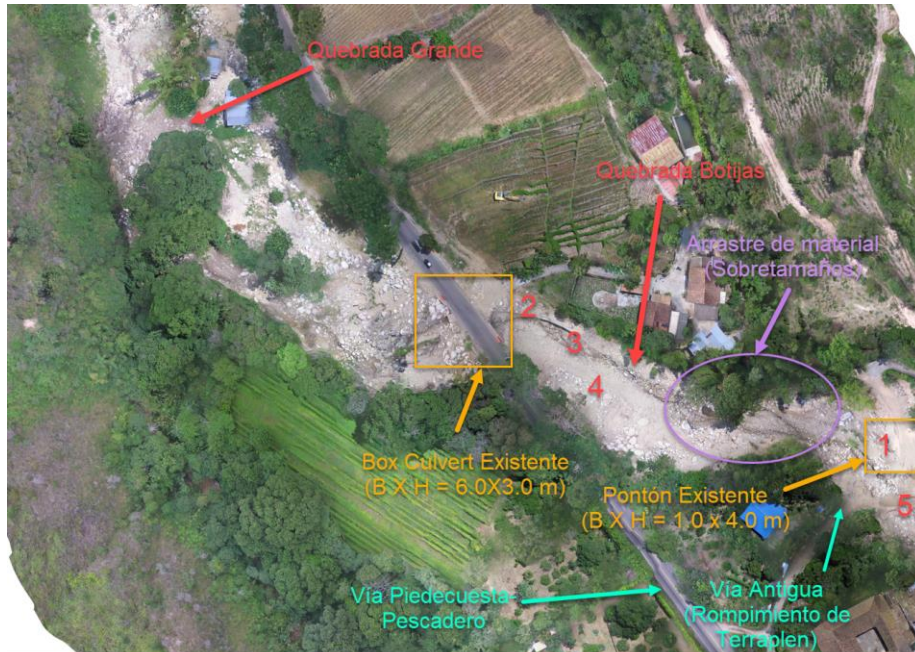
En la Figura 7 y Figura 8 se puede observar el desprendimiento y arrastre de material que dio causa al evento presentado en el año 2020 para la quebrada en estudio.

Figura 7 Zonas de deslizamiento (Q. Botijas)



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 8 Flujo de detritos sobre la Quebrada Botijas



Fuente: Elaboración Propia.

En la Figura 9, se puede apreciar la magnitud del evento de detritos, el cual, presentó arrastre de material de gran tamaño (sobretamaños), troncos y material granular, represando así la vía antigua y colapsando el terraplén de dicha vía por uno de sus costados. De igual manera, aguas abajo de la vía antigua, se afectó el paso de vía existente que conduce de Piedecuesta a Pescadero y cuenta con una estructura tipo Box Culvert de dimensiones 6.0 m en base y 3.0 m de altura, junto con un canal escalonado a la entrada de la estructura.

Figura 9 Flujo de detritos sobre la Quebrada Botijas}



Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

3.2. Recopilación de Datos

Para el caso expuesto sobre la Quebrada Botijas, se ha recopilado información secundaria de diversas bases de datos como lo son:

- El instituto de meteorología y estudios ambientales (IDEAM).
- EL instituto geográfico Agustín Codazzi (IGAC)
- El Servicio Geológico Colombiano (SGSC).

También, como complemento se ha analizado información primaria, que corresponde a:

- Levantamientos topobatimétricos 2019 y 2020.
- Ortofoto y fotografías en campo de la zona de estudio.
- Granulometría posterior al evento.

3.3. Geología

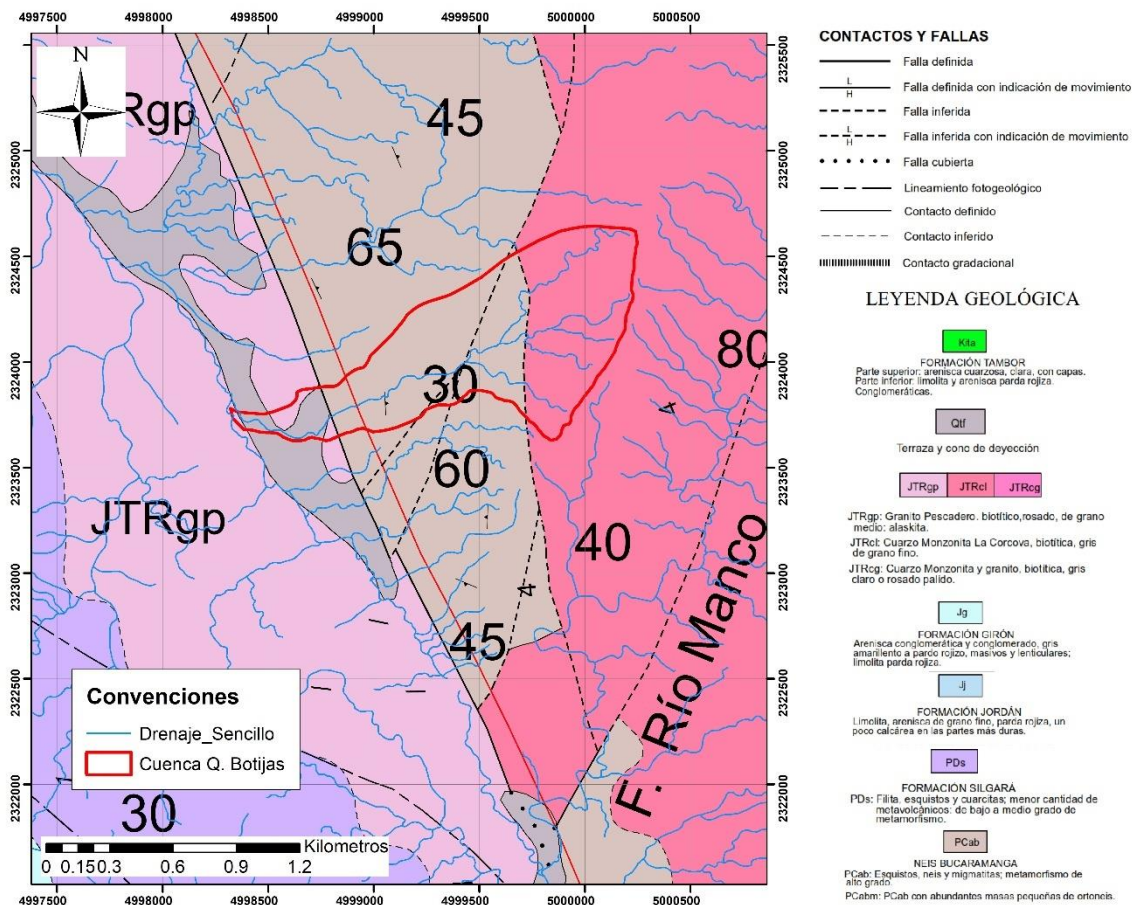
3.3.1. Geología Regional

El área de estudio (Quebrada Botijas) se encuentra ubicada sobre la Cordillera Oriental, específicamente en el Macizo de Santander. En esta zona, han sucedido una serie de eventos geológicos, tanto de naturaleza denudacional como gradacional, que han influido de manera significativa en las características litológicas y estructurales de la región. Estos eventos han definido así la geología única del sector.

De acuerdo con (Ward et al., 1973) y (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020), en la zona se encuentran sectores de metamorfismo de alto grado donde sobresalen rocas metamórficas como gneis, esquistos y migmatitas de la Formación Neis de Bucaramanga (Pcab y Pcabm), estos cuerpos metamórficos a su vez están limitados por cuerpos plutónicos que intruyen y afectan las rocas suprayacentes, estos segundos se componen por cuarzomonzonitas biotíticas de grano fino a medio y constituyen la Formación Cuarzomonzonita De La Córdova (JTRcl). Se evidencian además unidades sedimentarias clásticas del Jurásico de un ambiente continental con facies marcadas que reflejan las variaciones de la energía en los cauces que conllevaron a la deposición de estos materiales como la Formación Jordán (Jj). Por último, a manera regional podemos destacar algunos depósitos generados a partir de los procesos de meteorización, erosión, transporte y deposición que interfieren con las formaciones geológicas principales, donde podemos

encontrar Depósitos Aluviales (Recientes Qal) y Depósitos de Terrazas Aluviales Recientes y Conos (Qtf) que cubren parcialmente estas formaciones principales.

Figura 10 Geología regional en el área de estudio



Fuente: (Ward et al., 1973).

3.3.1.1. Estratigrafía

En la zona de estudio se presenta el afloramiento de rocas sedimentarias, ígneas y metamórficas de acuerdo con lo ilustrado en la Figura 10. En la zona nororiental de la cuenca hidrográfica (parte alta de la cuenta) se presenta el Cuarzomonzonita de la Corcova, en la parte central de esta cuenca se presenta de manera predominante el Neis de Bucaramanga y finalmente en la parte baja de la cuenca se presenta el Granito de Pescadero y las Terrazas de Cono de Deyección con una cobertura inferior y en cercanías a la vía Piedecuesta – Pescadero.

- Rocas Metamórficas

Las rocas metamórficas son aquellas que se forman a partir de rocas preexistentes, como sedimentarias o ígneas, mediante procesos físicos y/o químicos que implican altas temperaturas, presiones o actividad química. Estos cambios transforman la estructura mineral y la textura de las rocas originales, dando lugar a nuevas rocas con diferentes propiedades a las originales (Tarbuck & Lutgens, 2005).

Neis de Bucaramanga (PCab): Aflora al costado oriental de la vía Pescadero – Piedecuesta y predomina en el área de estudio. El nombre de Neis de Bucaramanga se propuso para una secuencia estratificada de rocas metasedimentarias de alto grado de metamorfismo que consiste principalmente de paraneis pelítico, semi-pelítico y arenáceo, esquisto y neis calcáreo, mármol, neis hornbléndico y anfibolita, incluye además zonas de migmatita (Ward et al., 1973).

Figura 11 Afloramiento Neis de Bucaramanga



Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

- Rocas Ígneas

Las rocas ígneas son aquellas que se forman a partir del enfriamiento y solidificación de la lava magma o el magma, que son sustancias fundidas provenientes del interior de la Tierra. Este proceso puede ocurrir tanto en la superficie terrestre como en el subsuelo. Las rocas

ígneas de grano grueso que se forman muy por debajo de la superficie se denominan plutónicas. Los núcleos de muchas montañas están constituidos por roca ígnea que se formó de esta manera (Tarbuck & Lutgens, 2005).

Cuarzomonzonita de la Corcova (JRcl): Cuarzomonzonita gris de grano fino a media, forma la masa principal del Plutón de La Corcova, este Plutón es notablemente lineal y limitado por fallas, la cuarzomonzonita típica de La Corcova es de grano fino a medio principalmente equigranular y de textura sacaroide, con biotita uniformemente diseminada, es gris cuando está fresca y gris claro a gris amarillo cuando esta meteorizada, tiende a meteorizarse esferoidalmente, formando cantos con núcleos rocosos (Ward et al., 1973).

Figura 12 Afloramiento Cuarzomonzonita de la Corcova



Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

Granito de Pescadero (JRgp): Este es un granito leucocrático rosado-naranja, de grano fino, constituye un Plutón alargado de forma algo irregular, al oeste de la Falla de Bucaramanga, este granito meteoriza a un suelo arenoso, poroso, de color claro; cerca de lo Curos, esta apreciablemente brechada y meteorizada, sin embargo, hacia el sur, en el cañón del río Manco, está fresco, aunque intensamente diaclasado y fallado debido a su proximidad a la falla de Bucaramanga (Ward et al., 1973).

Figura 13 Granito de Pescadero



Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

3.3.1.2. Fallas

- Falla de Bucaramanga

Corresponde a una falla regional la cual puede trazarse desde cerca del extremo sur del macizo de Santander hasta la costa del caribe, al este de Santa Marta, donde toma el nombre de falla de Santa Marta. El rasgo más notorio de la Falla de Bucaramanga en el Macizo de Santander, es su expresión topográfica, a lo largo de su extensión presenta un notable lineamiento recto, expresado en valles lineados diferencias en las unidades litológicas a cada lado; es una falla de rumbo de grandes proporciones, y esta parece corresponde a una zona de fallamiento, en la cual el desplazamiento principal ocurre en una falla particular; en algunos lugares se han observado zonas de fallas paralelas y lineamientos paralelos a la falla principal, no se presentan grandes zonas de roca triturada o brechas (Ward et al., 1973).

3.3.2. Geología Local

La geología local fue definida a partir de trabajos en campo realizados por (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020) en donde se definieron depósitos aluviales producto del deslizamiento y transporte del evento torrencial.

Deposito Aluvial Reciente (Qal): En el área de estudio, se presenta un depósito clasto soportado, compuesto de clastos, y bloques de gran tamaño en una matriz arenosa color gris claro.

Figura 14 Deposito Aluvial – Área de Estudio



Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

3.4. Hidrología

En el presente subcapítulo, se obtienen y evalúan las características morfométricas que pueden dar un estimativo de los posibles flujos que se desarrollan en la cuenca hidrográfica objeto de estudio, de igual manera, se presenta la estimación de los hidrogramas de diseño para diferentes periodos de retorno.

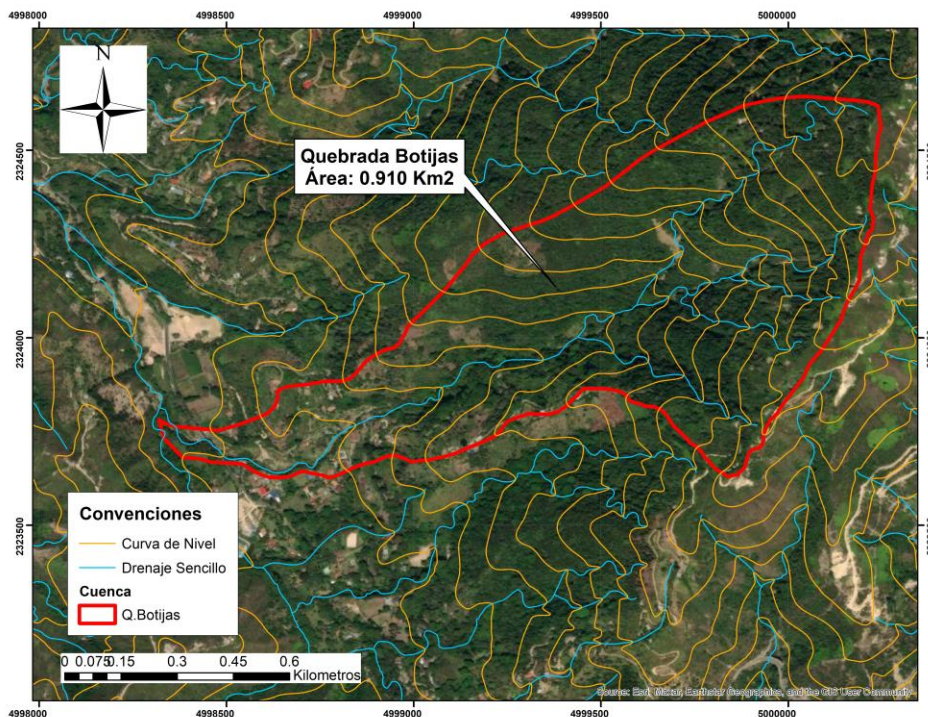
3.4.1. Características Morfométricas

El análisis de las características físicas de las cuencas hidrográficas es fundamental en cualquier estudio hidrológico, puesto que estas pueden predecir el posible comportamiento y tipos de flujos recurrentes sobre la misma. A continuación, se presenta la descripción de los parámetros morfométricos evaluados en este estudio.

- Área de drenaje (A)

El área de drenaje representa la extensión total de la superficie en su proyección horizontal, en dicha área se intercepta la precipitación que cae sobre el terreno y es conducida hacia un punto específico de salida. La delimitación del área se realizó a partir de la cartografía del IGAC a escala 1:10000, buscando que la divisoria de aguas marque un ángulo perpendicular con las curvas de nivel (ver Figura 15). El área obtenida para la cuenca de estudio es de 0.91 km² (ver Tabla 2).

Figura 15 Cuenca hidrográfica Quebrada Botijas



Fuente: Elaboración Propia.

Esta área de drenaje es un índice importante para evidenciar la ocurrencia de diferentes tipos de flujos, autores como (de Scally et al., 2010) definen áreas entre 0.10 y 9.66 km² donde predominan flujos de detritos, (Kain et al., 2018) definen áreas entre 0.93 y 6.68 km² para cuencas con flujos hiperconcentrados y en Colombia de manera general se ha definido la ocurrencia de flujos de detritos en áreas menores a 20 km² (*Guía Metodológica Para Zonificación de Amenaza Por Avenidas Torrenciales*, 2021).

- Factor de forma (Kf)

El factor de forma expresa la relación entre el ancho medio de la cuenca y su longitud axial. El ancho medio de la cuenca se define como el área sobre la longitud axial de la hoya, la cual representa la distancia desde el punto de análisis de la cuenca hidrográfica hasta el punto más alejado de la misma (Monsalve Sáenz, 1999). El valor del factor de forma se presenta en la Tabla 2.

$$K_f = \frac{B}{L} \quad (36)$$

$$B = \frac{A}{L} \quad (37)$$

Donde:

- A: Área de drenaje, km².
- B: ancho medio, en km.
- L: Longitud axial de la cuenca, km.

- Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius (Kc)

Uno de los índices utilizados para describir la forma de la cuenca hidrográfica, es el coeficiente de compacidad o índice de Gravelius, el cual relaciona el perímetro de la hoya hidrográfica y la longitud de la circunferencia de un círculo. Su interpretación se basa en que el círculo es la figura geométrica con menor perímetro respecto al área. Así, entre más se acerque dicho coeficiente a la unidad, la forma de la cuenca se asemejará a una forma circular, y entre más alejado este de la unidad, su forma será más irregular (Monsalve Sáenz, 1999). El valor del coeficiente de compacidad se presenta en la Tabla 2.

$$k_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi r} = \frac{0.28P}{A^{1/2}} \quad (38)$$

Donde:

- A: Área de la cuenca (km²)
- P: Perímetro de la cuenca (km)

- Pc: Radio equivalente de la circunferencia (km)
- Índice Morfométrico de Melton (IM)

El índice de Melton describe la tendencia de una cuenca hidrográfica a presentar diferentes tipos de flujos (detritos, lodos, hiperconcentrados e inundaciones). Su índice adimensional relaciona la diferencia de elevaciones entre el punto más alto de la cuenca hidrográfica y la desembocadura de esta (punto más bajo) multiplicado por la raíz cuadrada de su área. El valor del índice de Melton para la cuenca de estudio se presenta en la Tabla 2.

$$IM = H/\sqrt{A} \quad (39)$$

$$H = H_{max} - H_{min} \quad (40)$$

Donde:

- IM: Índice de Melton (adimensional)
- A: Área de la cuenca (km²)
- H: Diferencia de elevaciones (km)

Existen diferentes interpretaciones de los resultados obtenidos en este índice, en Colombia la ocurrencia de flujos de lodos y detritos relaciona un índice entre 0.15 y 0.91, el desarrollo de flujos hiperconcentrados entre 0.06 y 0.50 y el desarrollo de inundaciones menores a 0.30 (*Guía Metodológica Para Zonificación de Amenaza Por Avenidas Torrenciales*, 2021).

- Coeficiente de Torrencialidad

El coeficiente de torrencialidad describe la erodabilidad lineal y capacidad de descarga de una cuenca hidrográfica. Su índice se determina a partir de la relación entre el número de drenajes totales de primer orden y el área de la cuenca, en donde a menor área y mayor cantidad de drenajes de primer orden, la torrencialidad será mayor. El valor del Coeficiente de Torrencialidad para la cuenca de estudio se presenta en la Tabla 2.

$$Ct = Nc1/A \quad (41)$$

Donde:

- C_t : Coeficiente de torrencialidad.
- A: Área de la cuenca (km²)
- N_{c1} : Número total de cursos de primer orden

La aplicación de este coeficiente en eventos de avenidas torrenciales es debido a que los drenajes de primer orden presentan de manera general una alta susceptibilidad a erosionarse. Existen diferentes interpretaciones de los resultados obtenidos en este coeficiente, en Colombia la ocurrencia de flujos de detritos relaciona un coeficiente entre 0.38 y 26.90, flujo de lodos entre 1.01 y 21.51 y el desarrollo de flujos hiperconcentrados entre 0.37 y 18.01 (*Guía Metodológica Para Zonificación de Amenaza Por Avenidas Torrenciales*, 2021).

Tabla 2 Características morfométricas - Quebrada Botijas

Parámetro morfométrico	Valor
Área Cuenca (km ²)	0.91
Perímetro (km)	5.13
Longitud del Cauce (km)	1.48
Longitud axial (km)	2.09
Ancho medio (km)	0.43
Altura Mayor del Cauce (m.s.n.m)	1395.83
Altura Menor del Cauce (m.s.n.m)	1177.00
Pendiente del cauce (m/m)	0.15
Factor de forma	0.21
Índice de Gravelius	1.51
Altura máxima de la cuenca (m.s.n.m)	1940.00
Altura mínima de la cuenca (m.s.n.m)	1177.00
Desnivel de la cuenca (m)	763.00
Índice de Meltón	0.80
Número de cursos de primer orden (N_{c1})	5
Coeficiente de torrencialidad	5.49

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo con los valores obtenidos en la Tabla 18, a continuación, se presenta la interpretación de cada parámetro, según los rangos que establecen las diferentes referencias bibliográficas.

Tabla 3 Descripción de índices morfométricos

Parámetro Morfométrico	Valor	Descripción	Referencias
Área Cuenca (km ²)	0.91	Flujo de detritos o hiperconcentrados	(de Scally et al., 2010; Kain et al., 2018)
Factor de forma	0.21	Cuenca muy alargada, baja susceptibilidad de avenidas torrenciales	(Monsalve Sáenz, 1999)
Coefficiente de Torrencialidad	5.49	Flujo de detritos, lodos o hiperconcentrados	(Guía Metodológica Para Zonificación de Amenaza Por Avenidas Torrenciales, 2021)
Índice de Meltón	0.80	Ocurrencia de Flujo de Detritos	(Guía Metodológica Para Zonificación de Amenaza Por Avenidas Torrenciales, 2021)

Fuente: Elaboración Propia.

- Tiempo de concentración (T_c)

El tiempo de concentración se puede definir como el intervalo de tiempo necesario para que una partícula de agua de lluvia, una vez precipitada sobre la superficie del terreno, alcance el punto más alejado de la cuenca.

La determinación del valor del tiempo de concentración varía ampliamente entre los diferentes autores y la aplicación de una u otra ecuación depende principalmente del criterio propio (INVIAS, 2009). A continuación, se presentan algunas de las ecuaciones para determinar este tiempo:

Fórmula de Kirpich

$$T_c = 3.987L^{0.77}S^{-0.385} \quad (42)$$

Donde:

- T_c: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en min.
- L: Longitud del cauce principal, en km.
- S: Pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce principal, en m/m.

Ecuación de Témez

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75} \quad (43)$$

Donde:

- Tc: Tiempo de concentración, h
- L: Longitud del cauce principal, km
- S: Pendiente total del cauce principal, %

Ecuación de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{LS}} \quad (44)$$

Donde:

- Tc: Tiempo de concentración, h
- A: Área de la cuenca, km²
- L: Longitud del cauce principal, km
- S: Pendiente del cauce principal, m/m

Ecuación de V.T. Chow

$$T_c = 0.273 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.64}$$

Donde:

- Tc: Tiempo de concentración, h
- L: Longitud del cauce principal, km
- S: Pendiente total del cauce principal, m/m

Ecuación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos

$$T_c = 0.28 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (45)$$

Donde:

- Tc: Tiempo de concentración, h
- L: Longitud del cauce principal, km
- S: Pendiente total del cauce principal, m/m

Ecuación de Williams

$$T_c = 0.683((L * A^{0.40}) / (D * S^{0.25})) \quad (46)$$

Donde:

- Tc: Tiempo de concentración, en horas (h).
- L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
- A: Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados (km²).
- D: Diámetro de una cuenca circular con área "A", en kilómetros (km).
- S: Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%).

Ecuación de Johnstone y Cross

$$T_c = 2.6(L/S_0^{0.5})^{0.5} \quad (47)$$

Donde:

- T_c: Tiempo de concentración, en horas (h).
- L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
- S: Pendiente total del cauce principal, en metros por kilómetro (m/km).

Ecuación de SCS – Ranser

$$T_c = 0.947 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (48)$$

Donde:

- T_c: Tiempo de concentración, en horas (h).
- L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
- H: Diferencia de cotas entre puntos extremos de la corriente principal, en metros (m).

Ecuación de Ventura - Heras

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75} \quad (49)$$

Donde:

- T_c: Tiempo de concentración, en horas (h).

- L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).
- S: Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%).

Ecuación del U.S. S.C.S.

$$T_c = \frac{L^{0.8}(S + 1)^{0.70}}{1140i^{0.50}} \quad (50)$$

$$S = \left(\frac{1000}{CN} \right) - 10 \quad (51)$$

Donde:

- T_c: Tiempo de concentración, en horas (h).
- L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (ft).
- i: Pendiente media del cauce (%)
- S: Capacidad máxima de infiltración (in)

La (*Guía Metodológica Para Zonificación de Amenaza Por Avenidas Torrenciales, 2021*) en el numeral 3.2.1.1.2 “cálculo de índices morfométricos” propone rangos para definir el tipo de flujo de acuerdo con el tiempo de concentración, en donde para flujos de detritos se establece un rango entre 4 a 51 minutos, para flujo de lodos 2 a 38 minutos y para flujos hiperconcentrados 11 a 90 minutos.

Se han calculado cada uno de los tiempos de concentración propuestos por los diferentes autores (Tabla 4). Definiendo que la ecuación a utilizar en el presente estudio para el cálculo del tiempo de concentración es la propuesta por el Soil Conservation Service, ya que esta será la metodología a aplicar en la obtención de los caudales máximos instantáneos, donde relaciona la longitud del cauce, su pendiente y abstracciones.

Tabla 4 Tiempo de concentración – Quebrada Botijas

Quebrada Botijas		Valor
Área Cuenca (km ²)		0.91
Longitud del Cauce (km)		1.48
Pendiente del cauce (m/m)		0.15
Tiempo de Concentración (min)	Kirpich	11.22
	Temez	34.86
	Williams	27.66
	Johnstone y Cross	54.41
	Giandotti	30.6
	Cuerpo de Ingenieros	32.53
	SCS-Ranser	11.22
	Ventura-Heras	14.57
	V.T. Chow	38.8
	Soil Conservation Service (SCS)	31.48
	Seleccionado	31.48

Fuente: Elaboración Propia.

El valor de 31.48 minutos obtenido para el tiempo de concentración de la cuenca asociada a la Quebrada Botijas, se encuentra en el rango para cada uno de los tipos flujos torrenciales (detríticos, lodos e hiperconcentrados), acercándose al valor promedio del rango de flujos detríticos.

3.4.2. Análisis Hidroclimatológico

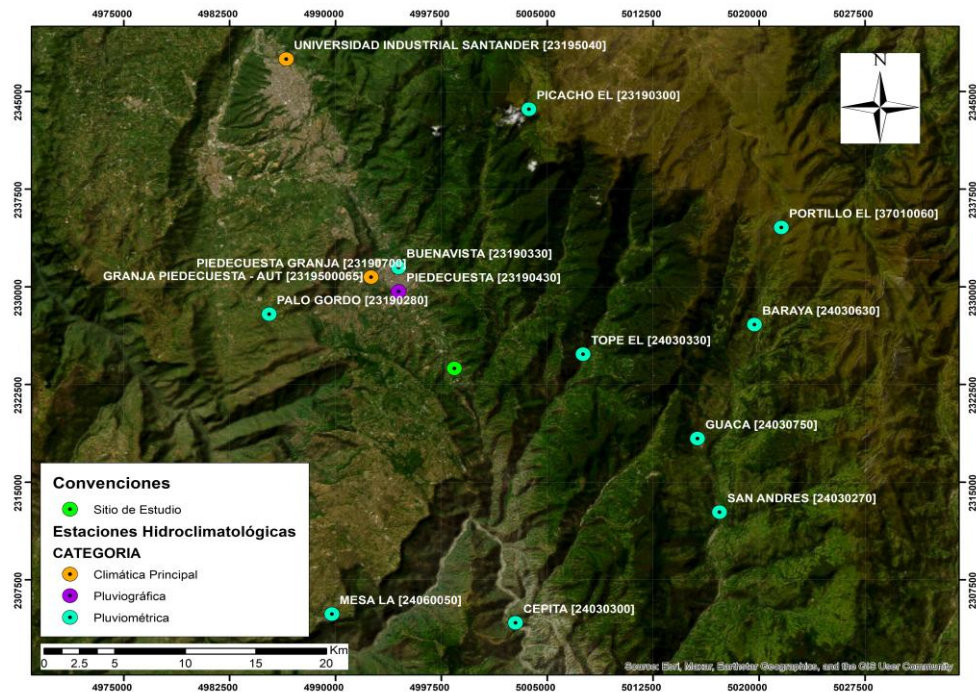
Con el fin de determinar los caudales máximos para diferentes periodos de retorno, se analizó la información de precipitación de cada una de las estaciones cercanas a la zona de estudio. En la Tabla 5 y Figura 16 se presenta la identificación y localización de cada una de las estaciones analizadas. De igual manera, en el Anexo 1 se presenta la información de cada una de las estaciones analizadas.

Tabla 5 Estaciones hidroclimatológicas presentes en el área de estudio

ID	Código	Nombre	Tipo	Fecha instalación	Fecha suspensión	Coordenadas planas (CTM12)		Departamento	Municipio
						X	Y		
1	24030330	Tope El	PM	15/09/1958	-	5007545.43	2324828.49	Santander	Santa Bárbara
2	23190430	Piedecuesta	PG	14/01/1969	21/01/2019	4994479.46	2329647.36	Santander	Piedecuesta
3	23190700	Piedecuesta Granja	PG	14/07/1970	-	4992516.76	2330752.63	Santander	Piedecuesta
4	2319500065	Granja Piedecuesta - Aut	CP	14/10/2017	-	4992516.76	2330752.63	Santander	Piedecuesta
5	23190330	Buenavista	PM	14/10/1967	21/01/2019	4994479.66	2331489.07	Santander	Piedecuesta
6	23195040	Universidad Industrial Santander	CP	15/01/1957	21/01/2019	4986510.02	2347482.75	Santander	Bucaramanga
7	23190300	Picacho El	PM	15/07/1967	-	5003710.02	2343644.19	Santander	Tona
8	23190280	Palo Gordo	PM	15/06/1967	-	4985308.73	2327899.52	Santander	Girón
9	24060050	Mesa La	PM	15/11/1973	-	4989751.53	2304877.25	Santander	Los Santos
10	24030300	Cepita	PM	15/08/1958	-	5002761.6	2304201.06	Santander	Cepitá
11	24030270	San Andrés	PM	15/02/1956	-	5017211.24	2312706.23	Santander	San Andrés
12	24030750	Guaca	PM	15/08/1976	-	5015644.91	2318353.63	Santander	Guaca
13	24030630	Baraya	PM	15/12/1973	-	5019690.91	2327103.09	Santander	Guaca
14	37010060	Portillo El	PM	15/12/1976	-	5021589.43	2334562.79	Santander	Guaca

Fuente: Elaboración propia.

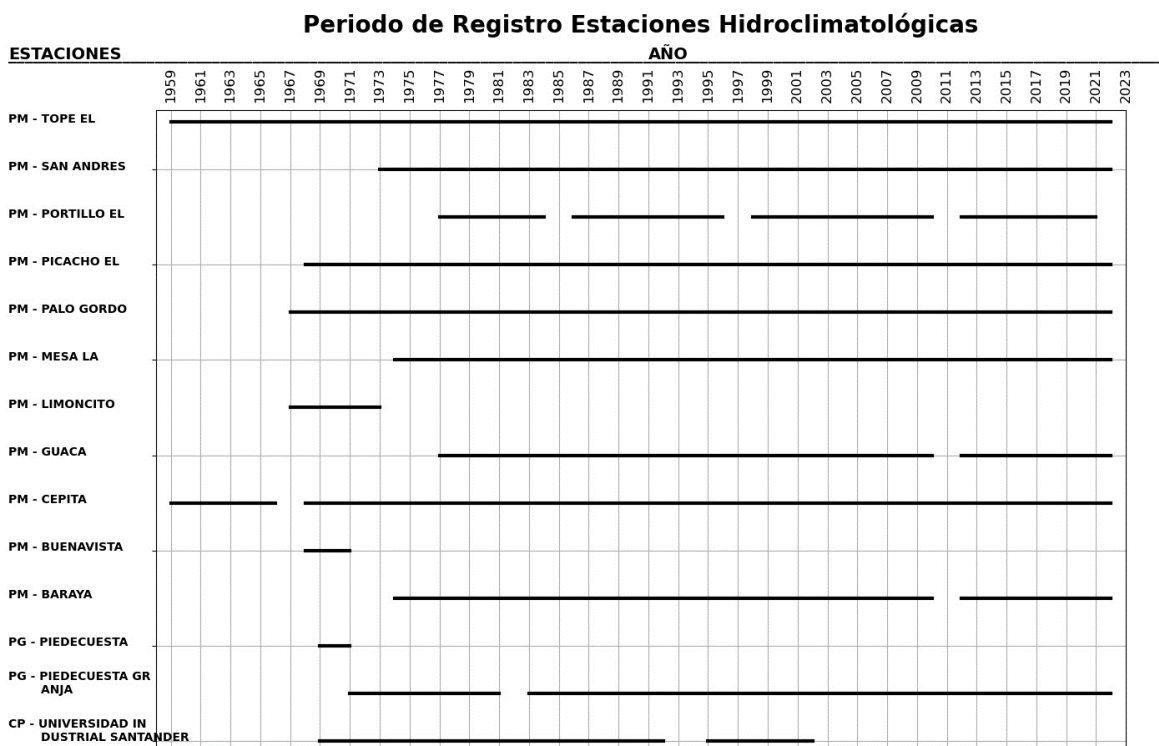
Figura 16 Estaciones hidroclimatológicas presentes en el área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

Una vez identificadas las estaciones cercanas a la zona de estudio, se han descartado aquellas que no tienen un periodo de registro significativo (mayor a 10 años). En Figura 17 se presenta el diagrama de barras de los periodos de registro que presenta cada una de las estaciones.

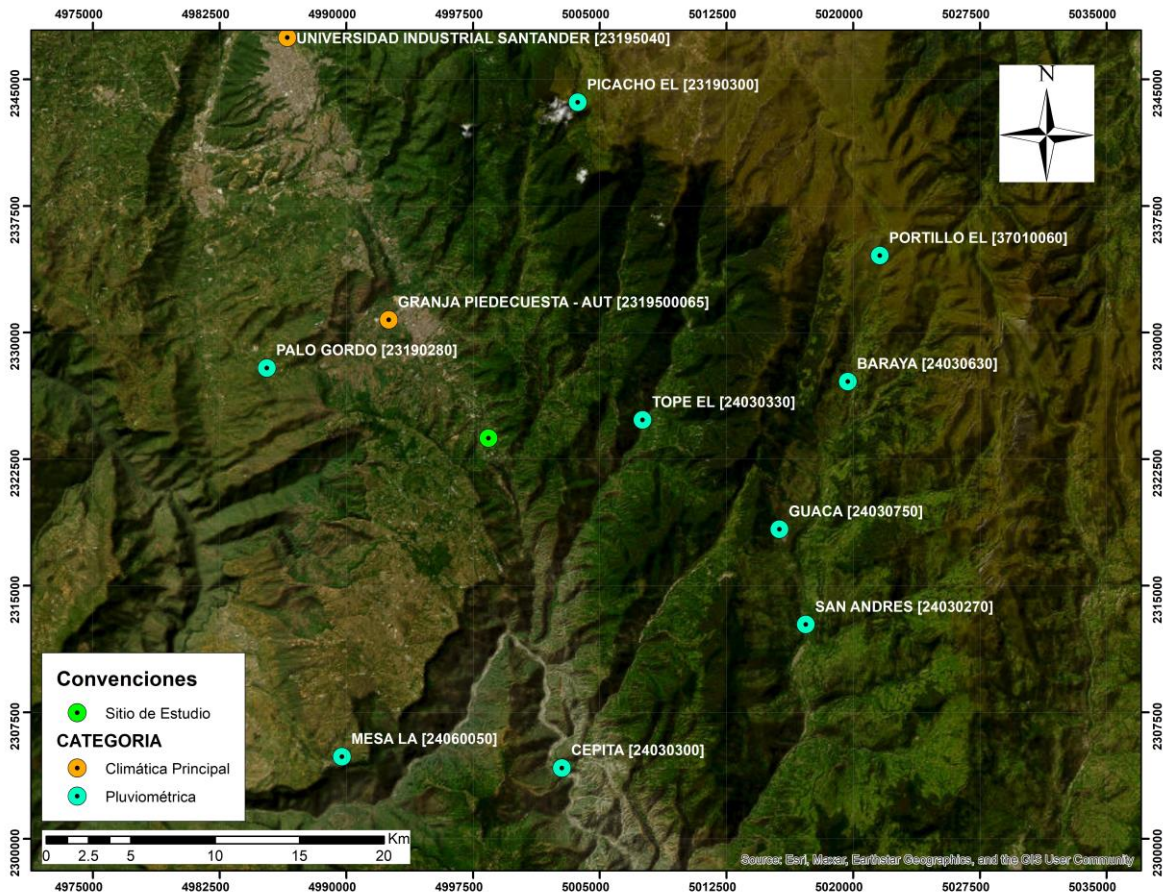
Figura 17 Periodo de registro - estaciones hidroclimatológicas presentes en el área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

De este análisis, se puede inferir que las estaciones que no presentan un periodo de registro significativo son las estaciones pluviométricas Limoncito, Buenavista y la estación Pluviográfica Piedecuesta, por lo cual serán descartadas del presente análisis. En la Figura 18 se presentan las estaciones seleccionadas para el área de estudio.

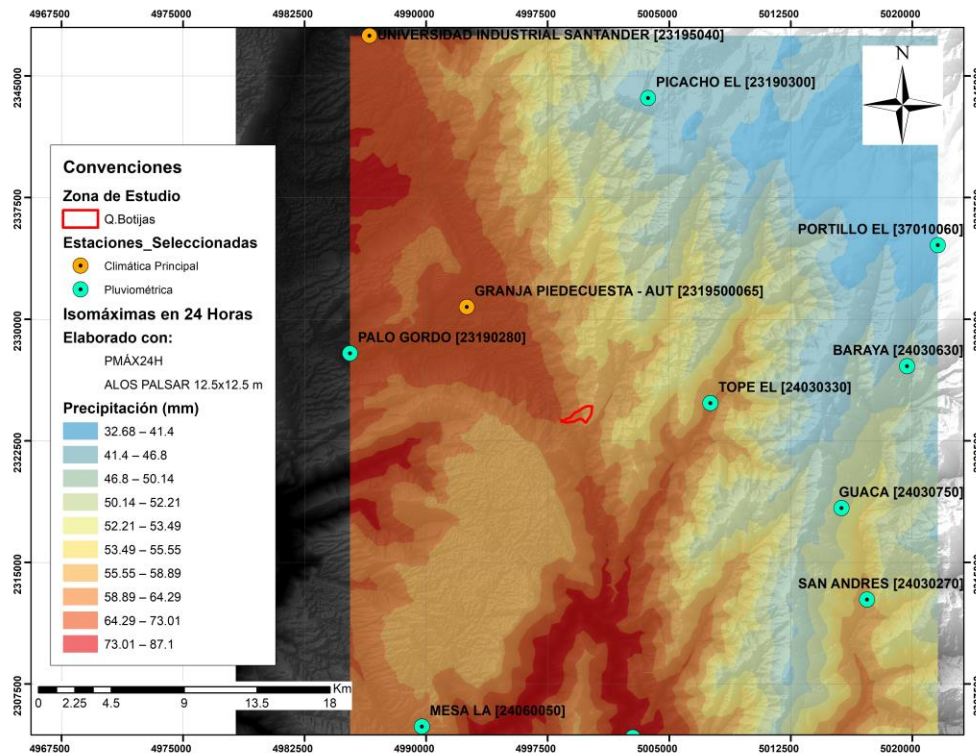
Figura 18 Estaciones hidroclimatológicas seleccionadas en el área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

A partir de las estaciones previamente filtradas y con el fin de determinar la influencia que tiene cada una de estas sobre la zona de estudio, se han realizado isolíneas de precipitación máxima media en 24 horas. Este análisis se ha realizado mediante el modelo de interpolación Kriging, tomando como insumos para la generación de estas isomáximas en 24 horas, el valor de la precipitación máxima media multianual de cada una de las estaciones y el modelo digital de elevación ALOS PALSAR con resolución espacial de 12.5 x 12.5 metros, lo anterior se puede apreciar en la Figura 19.

Figura 19 Isomáximas en 24 horas – estaciones seleccionadas en el área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

Como resultado, las estaciones que presentan un régimen de precipitación máxima similar al de la zona de estudio, son la estación pluviométrica Tope El y la estación climatológica principal Universidad Industrial Santander. Identificadas dichas estaciones, se ha evaluado la selección de la estación representativa para realizar el análisis de caudales máximos sobre la zona de estudio, seleccionado así, la estación Universidad Industrial Santander puesto que esta cuenta con curvas de intensidad – duración – frecuencia (IDF 's) calculadas por el IDEAM.

3.4.3. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)

A partir del análisis previo de la información hidroclimatológica disponible en el área de estudio, donde se ha seleccionado la estación “Universidad Industrial Santander (2319504)” que cuenta con información de curvas IDF proporcionadas por el IDEAM. Estas curvas fueron realizadas a partir del contrato 113 de 2016 a través del Grupo de Investigación en

Ingeniería de los Recursos Hídricos (GIREH), de la facultad de ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia de Bogotá. La expresión para generar dichas curvas es la siguiente:

$$I = \frac{C1}{(D + X0)^{C2}} \quad (52)$$

Donde:

- TR = Periodo de retorno (años).
- D = Duración de la lluvia (min).
- I = Intensidad de precipitación (mm/h).

Los coeficientes de cada curva IDF se presentan en la Tabla 6 para diferentes periodos de retorno. Estos coeficientes fueron ajustados con base en datos de precipitación con un periodo de registro entre 1965 a 1998.

Tabla 6 Coeficientes curvas IDF

TR	C1	X0	C2
2	3079.9	23.384	0.972
3	2971.3	22.941	0.94
5	2947.6	22.695	0.913
10	2998.3	22.597	0.889
20	3088.4	22.636	0.875
25	3133.5	22.655	0.868
50	3264.3	22.768	0.856
100	3410.9	22.91	0.847

Fuente: (IDEAM, 2017).

Con los valores presentados en la Tabla 6 y de acuerdo con la anterior ecuación, se presentan en la Tabla 7 y en la Figura 20 las curvas de Intensidad - Duración – Frecuencia (IDF).

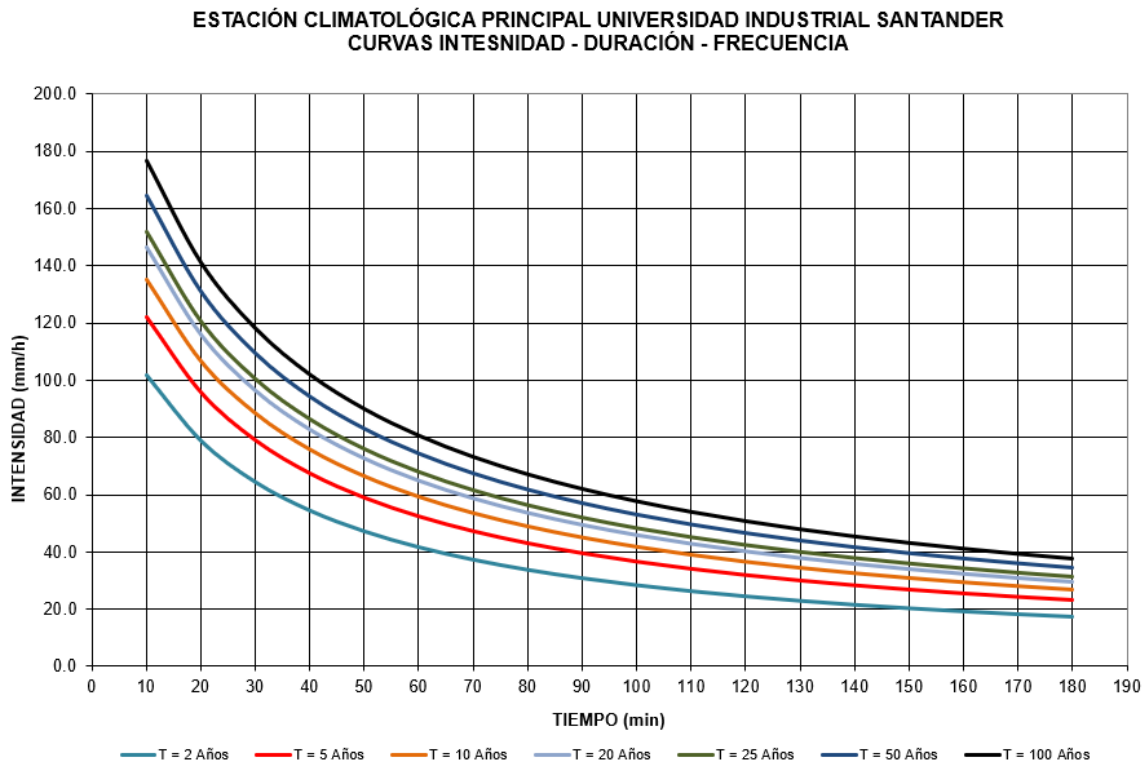
Tabla 7 Curvas IDF – estación climatológica principal Universidad Industrial Santander

Tiempo (min)	Periodo de Retorno (Años)						
	2	5	10	20	25	50	100
10	66.9	87.4	106.9	130.9	139.7	171.0	209.3
20	50.1	65.5	80.1	98.1	104.7	128.1	156.8
30	42.1	55.0	67.4	82.5	88.0	107.7	131.9
40	37.2	48.6	59.5	72.8	77.7	95.1	116.4

Tiempo (min)	Periodo de Retorno (Años)						
	2	5	10	20	25	50	100
50	33.8	44.1	54.0	66.1	70.5	86.3	105.6
60	31.2	40.7	49.8	61.0	65.1	79.7	97.5
70	29.1	38.1	46.6	57.0	60.8	74.5	91.2
80	27.5	35.9	43.9	53.8	57.4	70.2	86.0
90	26.1	34.1	41.7	51.1	54.5	66.7	81.6
100	24.9	32.5	39.8	48.7	52.0	63.7	77.9
110	23.9	31.2	38.2	46.7	49.9	61.0	74.7
120	23.0	30.0	36.7	45.0	48.0	58.7	71.9
130	22.2	29.0	35.5	43.4	46.3	56.7	69.4
140	21.5	28.0	34.3	42.0	44.8	54.9	67.2
150	20.8	27.2	33.3	40.7	43.5	53.2	65.2
160	20.2	26.4	32.4	39.6	42.3	51.7	63.3
170	19.7	25.7	31.5	38.6	41.1	50.4	61.6
180	19.2	25.1	30.7	37.6	40.1	49.1	60.1

Fuente: (IDEAM, 2017).

Figura 20 Curvas IDF – estación climatológica principal Universidad Industrial Santander



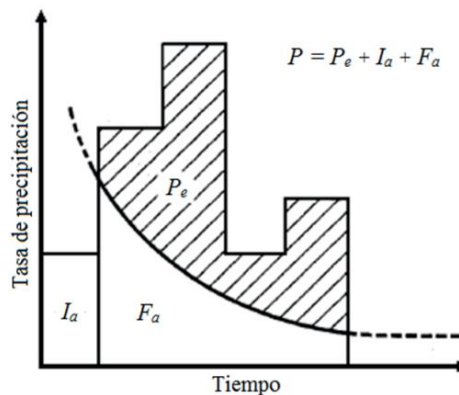
Fuente: (IDEAM, 2017).

3.4.4. Caudales Máximos

Para el presente estudio se aplicará el método del Soil Conservation Service (SCS), el cual se fundamenta en estimar el hidrograma unitario a partir de la precipitación efectiva. Para el desarrollo de este método existen diferentes herramientas computacionales para la aplicación de modelos hidrológicos como es el software de uso libre HEC-HMS desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

El SCS desarrolló un método para calcular las abstracciones de una tormenta, dentro de las cuales están contenidas los valores intercepción, detención superficial e infiltración, esta metodología fue nombrada Número de Curva Escorrentía (CN).

Figura 21 Componentes en el método de abstracciones del U.S. S.C.S.



Fuente: (Natural Resources Conservation Service, 2007).

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (53)$$

Donde:

- P_e = Precipitación o lluvia de exceso.
- P = Precipitación o lluvia total.
- I_a = Abstracción o pérdida inicial.
- S = Retención potencial máxima.

Por otra parte, el U.S. S.C.S. ha demostrado experimentalmente que las abstracciones iniciales se pueden expresar en forma aproximada según:

$$I_a = 0.2S \quad (54)$$

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (55)$$

Así mismo, de acuerdo con las definiciones establecidas por el US. S.C.S., el valor de S se puede calcular como:

$$S = \begin{cases} \frac{1000 - 10CN}{CN} & [in] \\ \frac{25400 - 254CN}{CN} & [mm] \end{cases} \quad (56)$$

Donde:

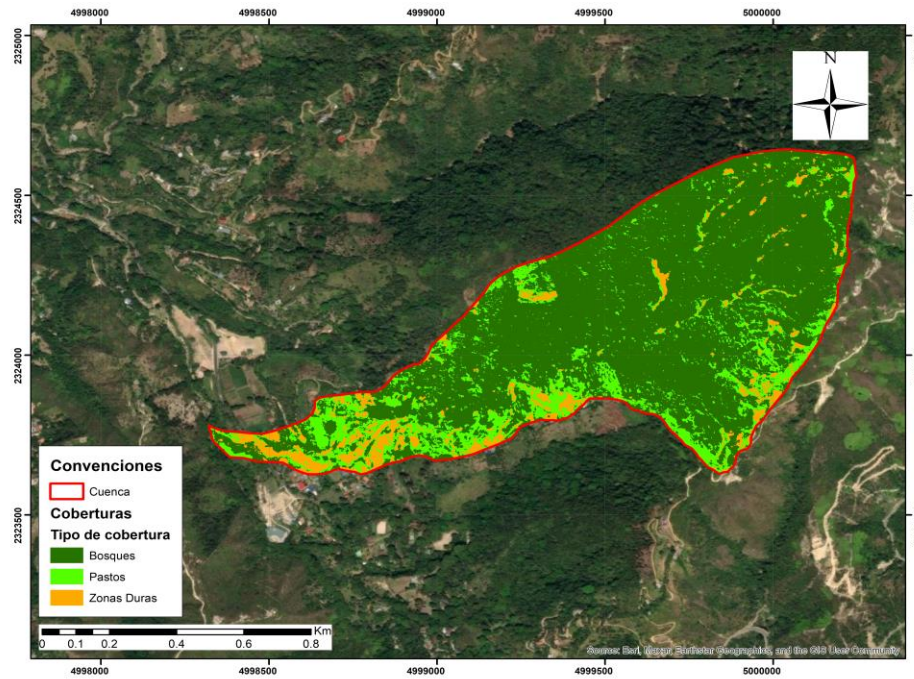
- CN = Curva Número, varía entre 0 y 100.

3.4.4.1. Estimación del Número de Escorrentía (CN)

Para la selección del CN, se han analizado variables como la cobertura del suelo interpretadas a partir de imágenes satelitales de Bing en la zona de estudio. También, se han analizado los tipos de suelo por medio de la cartografía de suelos de Santander. En la Figura 22 y Figura 23 se presenta la distribución espacial de las coberturas y suelos respectivamente sobre la cuenca hidrográfica.

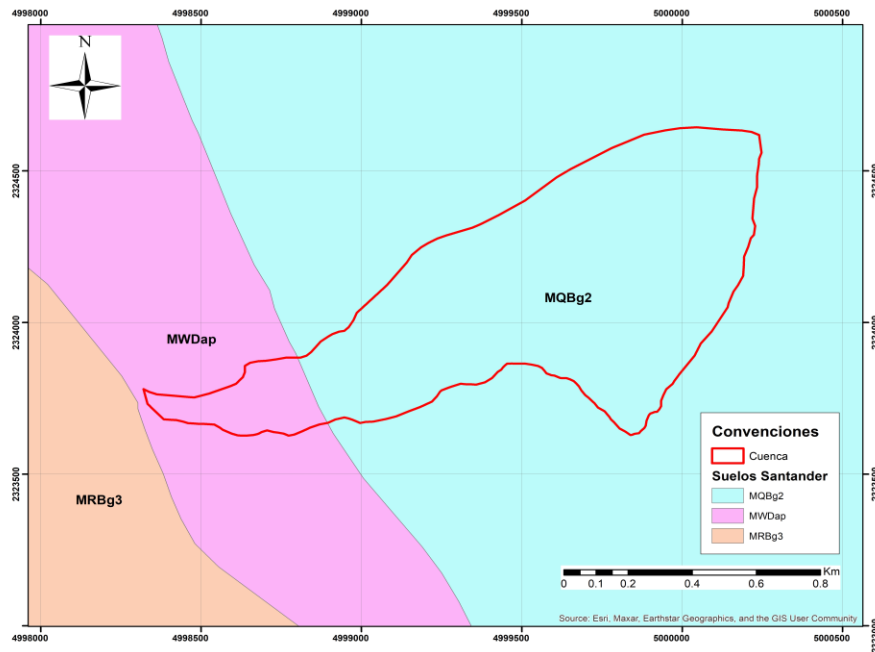
Del análisis de coberturas, se ha determinado que los bosques abarcan el 77% de la totalidad de la cuenca hidrográfica, siendo esta la cobertura dominante en dicha área. El área sobrante la abarcan los pastos que comprenden un 16%, mientras que las áreas duras, como carreteras, viviendas y suelo desnudo, representan el 7% restante.

Figura 22 Coberturas en el área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

Figura 23 Tipos de suelo en el área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con la cartografía de suelos de Santander, se tiene que en la hoya hidrográfica se presentan suelos clasificados como MQBg2 y MWDsp, que de manera general se pueden describir como suelos con texturas franco-arenosas y franco arcillosa arenosas, la definición de cada uno de estos suelos es la siguiente:

MQBg2: Suelos con un relieve moderado a fuertemente escarpado con pendientes mayores al 50%, moderadamente profundos y profundos con texturas franco arcillo arenosa, franco arenosas, franco arcillosa y arcillosa.

MWDsp: Suelos con un relieve ligeramente plano e inclinado con pendientes entre el 1 a 7 %, moderadamente profundos y profundos con texturas franco-arenosas.

Conforme a lo anterior, los suelos presentan características variables entre ambas clasificaciones presentes en la hoya hidrográfica de estudio, con texturas franco-arenosas, franco arcillosas y arcillosas, por lo cual se ha definido un suelo hidrológico Tipo C para el cálculo del CN ponderado. Los valores del CN se han tomado de (U.S. Department of Agriculture (USDA), 2004) y su ponderación se presenta en la Tabla 8.

Tabla 8 CN ponderado – Quebrada Botijas

Cuenca	Área Cuenca (m ²)	Cobertura	Área Cobertura (m ²)	Porcentaje (%)	CN	CN PONDERADO
Quebrada Botijas	910099.40	Bosques	702453.46	77%	70	72
		Pastos	144411.46	16%	74	
		Zonas Duras	63234.48	7%	82	

Fuente: Elaboración propia.

3.4.4.2. Hietogramas de los Aguaceros

Con base en las curvas intensidad – duración - frecuencia presentadas anteriormente para la cuenca hidrográfica de la Quebrada Botijas, se calcularon las curvas de masas y sus incrementos de los aguaceros para duraciones entre 0 y 180 min y periodos de retorno entre 2 y 100 años. A continuación, se presentan las curvas de masa definidas para diferentes periodos de retorno.

Tabla 9 Curvas de masas de aguaceros – Quebrada Botijas

Tiempo (min)	Periodo de Retorno (Años)						
	2	5	10	20	25	50	100
10	17.0	20.4	22.6	24.4	25.3	27.4	29.5
20	26.3	31.9	35.6	38.6	40.2	43.7	47.1
30	32.2	39.5	44.2	48.1	50.2	54.8	59.2
40	36.4	44.9	50.5	55.1	57.6	62.9	68.1
50	39.4	49.1	55.4	60.5	63.3	69.3	75.1
60	41.8	52.3	59.3	64.9	67.9	74.5	80.9
70	43.7	55.0	62.4	68.5	71.7	78.8	85.7
80	45.2	57.3	65.1	71.6	75.0	82.5	89.8
90	46.5	59.2	67.5	74.2	77.8	85.7	93.4
100	47.6	60.8	69.5	76.6	80.3	88.6	96.6
110	48.5	62.3	71.3	78.6	82.6	91.1	99.4
120	49.4	63.6	72.9	80.5	84.6	93.4	102.0
130	50.1	64.8	74.4	82.2	86.4	95.5	104.3
140	50.7	65.8	75.7	83.7	88.0	97.4	106.5
150	51.3	66.8	76.9	85.2	89.6	99.2	108.5
160	51.8	67.7	78.1	86.5	91.0	100.8	110.3
170	52.3	68.5	79.1	87.7	92.3	102.4	112.1
180	52.7	69.3	80.1	88.8	93.5	103.8	113.7

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10 Incrementos de lluvias de los hietogramas de precipitación

Intervalo de Tiempo (min)	Periodo de Retorno (Años)						
	2	5	10	20	25	50	100
0-10	17.0	20.4	22.6	24.4	25.3	27.4	29.5
10-20	9.3	11.6	13.0	14.2	14.8	16.3	17.6
20-30	5.9	7.6	8.7	9.6	10.0	11.1	12.1
30-40	4.1	5.4	6.3	7.0	7.4	8.2	9.0
40-50	3.1	4.1	4.8	5.4	5.7	6.4	7.0
50-60	2.4	3.3	3.9	4.4	4.6	5.2	5.7
60-70	1.9	2.7	3.2	3.6	3.8	4.3	4.8
70-80	1.5	2.2	2.7	3.1	3.3	3.7	4.1
80-90	1.3	1.9	2.3	2.7	2.8	3.2	3.6
90-100	1.1	1.7	2.0	2.3	2.5	2.8	3.2
100-110	0.9	1.5	1.8	2.1	2.2	2.5	2.8
110-120	0.8	1.3	1.6	1.9	2.0	2.3	2.6
120-130	0.7	1.2	1.5	1.7	1.8	2.1	2.3
130-140	0.6	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.2
140-150	0.6	1.0	1.2	1.4	1.5	1.8	2.0
150-160	0.5	0.9	1.1	1.3	1.4	1.6	1.9

Intervalo de Tiempo (min)	Periodo de Retorno (Años)						
	2	5	10	20	25	50	100
160-170	0.5	0.8	1.0	1.2	1.3	1.5	1.7
170-180	0.4	0.8	1.0	1.1	1.2	1.4	1.6
TOTAL	52.7	69.3	80.1	88.8	93.5	103.8	113.7

Fuente: Elaboración propia.

Para desarrollar el hietograma de diseño para diferentes periodos de retorno se ha utilizado el método del bloque alterno, el cual distribuye la profundidad de la precipitación total en n intervalos de tiempo (Δt). Estos incrementos de lluvia se ordenan en secuencia, de tal manera que, los bloques de lluvia se distribuyan de forma descendente alternando hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central que tendrá la intensidad máxima (Ven Te Chow, 1994).

Tabla 11 Incrementos de lluvias arreglados de los hietogramas de precipitación – Quebrada Botijas

Intervalo de Tiempo (min)	Periodo de Retorno (Años)						
	2	5	10	20	25	50	100
0-10	0.4	0.8	1.0	1.1	1.2	1.4	1.6
10-20	0.5	0.9	1.1	1.3	1.4	1.6	1.9
20-30	0.6	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.2
30-40	0.8	1.3	1.6	1.9	2.0	2.3	2.6
40-50	1.1	1.7	2.0	2.3	2.5	2.8	3.2
50-60	1.5	2.2	2.7	3.1	3.3	3.7	4.1
60-70	2.4	3.3	3.9	4.4	4.6	5.2	5.7
70-80	4.1	5.4	6.3	7.0	7.4	8.2	9.0
80-90	9.3	11.6	13.0	14.2	14.8	16.3	17.6
90-100	17.0	20.4	22.6	24.4	25.3	27.4	29.5
100-110	5.9	7.6	8.7	9.6	10.0	11.1	12.1
110-120	3.1	4.1	4.8	5.4	5.7	6.4	7.0
120-130	1.9	2.7	3.2	3.6	3.8	4.3	4.8
130-140	1.3	1.9	2.3	2.7	2.8	3.2	3.6
140-150	0.9	1.5	1.8	2.1	2.2	2.5	2.8
150-160	0.7	1.2	1.5	1.7	1.8	2.1	2.3
160-170	0.6	1.0	1.2	1.4	1.5	1.8	2.0
170-180	0.5	0.8	1.0	1.2	1.3	1.5	1.7
TOTAL	52.7	69.3	80.1	88.8	93.5	103.8	113.7

Fuente: Elaboración propia.

3.4.4.3. Hidrogramas

A partir de los hidrogramas de diseño obtenidos de las lluvias espaciales, se ha utilizado el software HEC-HMS en su versión 4.11 para aplicar el método del Soil Conservation Service (SCS) y así obtener los hidrogramas, caudales máximos y volúmenes totales de agua para diferentes periodos de retorno (Tabla 12). De igual manera, en el Anexo 2 se presenta el modelo realizado en HEC-HMS.

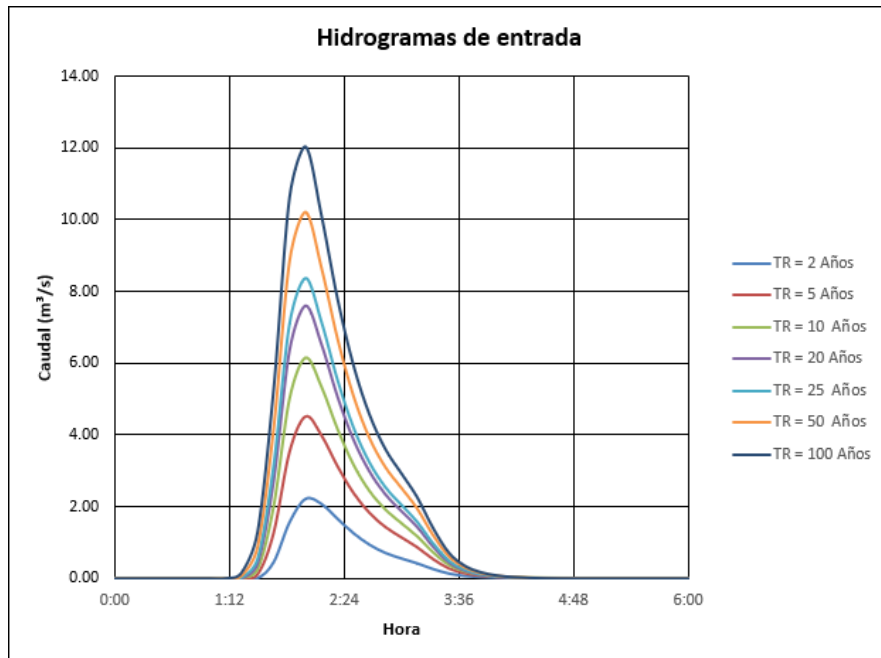
Tabla 12 Hidrogramas de diseño para diferentes periodos de retorno

Resultado	T= 2 Años	T= 5 Años	T= 10 Años	T= 20 Años	T= 25 Años	T= 50 Años	T= 100 Años
Q máx. (m ³ /s)	2.096	4.229	5.809	7.222	7.969	9.73	11.517
Volumen (m ³)	7458	15161	20769	25909	28563	35094	41673

Hora	T= 2 Años	T= 5 Años	T= 10 Años	T= 20 Años	T= 25 Años	T= 50 Años	T= 100 Años
0:00	0	0	0	0	0	0	0
0:10	0	0	0	0	0	0	0
0:20	0	0	0	0	0	0	0
0:30	0	0	0	0	0	0	0
0:40	0	0	0	0	0	0	0
0:50	0	0	0	0	0	0	0
1:00	0	0	0	0	0	0	0
1:10	0	0	0	0	0	0	0.003
1:20	0	0	0	0.01	0.023	0.065	0.136
1:30	0.001	0.087	0.197	0.342	0.446	0.72	1.071
1:40	0.355	1.02	1.628	2.241	2.602	3.461	4.413
1:50	1.334	3.042	4.354	5.566	6.23	7.78	9.402
2:00	2.051	4.229	5.809	7.222	7.969	9.73	11.517
2:10	2.096	4.068	5.471	6.711	7.356	8.894	10.423
2:20	1.739	3.277	4.372	5.34	5.833	7.032	8.215
2:30	1.35	2.542	3.387	4.148	4.513	5.437	6.356
2:40	1.022	1.967	2.623	3.225	3.496	4.216	4.928
2:50	0.775	1.54	2.063	2.537	2.75	3.332	3.882
3:00	0.603	1.228	1.65	2.032	2.211	2.702	3.141
3:10	0.459	0.943	1.271	1.575	1.723	2.114	2.461
3:20	0.302	0.62	0.837	1.042	1.143	1.402	1.636
3:30	0.17	0.348	0.47	0.586	0.643	0.787	0.919
3:40	0.086	0.177	0.238	0.297	0.326	0.4	0.466
3:50	0.045	0.092	0.124	0.155	0.17	0.208	0.243
4:00	0.023	0.047	0.064	0.079	0.087	0.107	0.125
4:10	0.011	0.024	0.032	0.04	0.044	0.054	0.063
4:20	0.006	0.012	0.016	0.02	0.022	0.027	0.032
4:30	0.003	0.006	0.008	0.009	0.01	0.013	0.015
4:40	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007
4:50	0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
5:00	0	0	0	0	0	0	0
5:10	0	0	0	0	0	0	0
5:20	0	0	0	0	0	0	0
5:30	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Figura 24 Hidrogramas para diferentes periodos de retorno



Fuente: Elaboración propia.

3.5. Flujos No-Newtonianos

Como ya se mencionó, los flujos no-newtonianos se caracterizan principalmente por poseer una alta concentración de sedimentos y su comportamiento depende de múltiples componentes. Destacando variables como el tipo de material transportado, las características físicas de la cuenca hidrográfica donde se desarrolla el flujo y las lluvias de alta intensidad que desencadenan múltiples frentes de inestabilidad.

3.5.1. Clasificación de flujos no newtonianos

La clasificación de flujos no newtonianos contempla diferentes factores físicos tales como la concentración volumétrica, la viscosidad, el tamaño del material de arrastre determinado por la granulometría in-situ, la pendiente del canal y las condiciones hidráulicas del evento definiendo parámetros tales como la velocidad del flujo, la profundidad, ancho de inundación entre otras características (Armanini & Michiue, 1997).

Así mismo, la clasificación del tipo de flujo varía dependiendo de los diferentes autores. Por ejemplo, (Costa, 1984) establece la clasificación del tipo de flujo y fluido de acuerdo con la relación entre la concentración de sedimentos y la densidad de los sólidos.

Tabla 13 Clasificación del flujo de acuerdo con la concentración de sedimentos

FLUJO	CONCENTRACIÓN DE SEDIMENTOS		DENSIDAD DE LOS SÓLIDOS (Kg/m ³)	TIPO DE FLUIDO
	EN PESO	EN VOLUMEN		
FLUJO DE AGUA	1 % - 40 %	0,4 % - 20 %	1.010 – 1.330	NEWTONIANO
FLUJO HIPERCONCENTRADO	40 % - 70 %	20 % - 47 %	1.330 – 1.800	NO NEWTONIANO
FLUJO DE DETRITOS	70 % - 90 %	47 % - 77%	1.800 – 2.300	VISCOPLÁSTICO

Fuente: (Costa, 1984).

Más adelante en el numeral 3.6.6, se abordará el cálculo de la concentración volumétrica, la cual resulta ser del 60%, que de acuerdo con (Costa, 1984) se encuentra dentro del rangos volumétricos para un flujo de detritos.

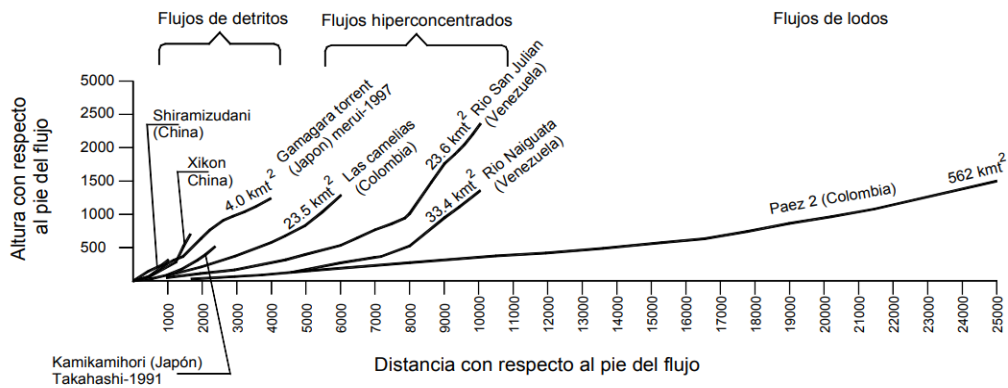
De igual manera, (Suárez Díaz, 2001) basándose en diferentes casos relacionados con eventos torrenciales, establece una relación entre el tipo de flujo, las características de los sedimentos arrastrados, el peso de la mezcla agua, la distribución de los sedimentos finos en el flujo, la pendiente del canal y área de la cuenca.

Tabla 14 Clasificación del flujo de acuerdo con la pendiente longitudinal.

Características de los sedimentos	Concentración de sedimentos de la mezcla (Kg/m ³)	Pendiente del canal				
		> 100% (45°)	100 a 50%	50 a 20%	20 a 10%	10 a 5%
		Tipo de flujo				
Más del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM#200)	<90	Flujo hiperconcentrado	Flujo de lodo			
	>90	Flujo de lodo				
Menos del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM#200)	<300	Flujo hiperconcentrado				
	300 a 600	Flujo turbulento de detritos (Debris flow)	Flujo hiperconcentrado			
	600 a 900	Flujo turbulento de detritos (Debris flow)				
	>900	Flujo laminar de detritos				

Fuente: (Suárez Díaz, 2001).

Tabla 15 Perfiles longitudinales para diferentes tipos de flujo



Fuente: (Suárez Díaz, 2001).

Para la evaluación de esta clasificación, se presenta la granulometría tomada en campo en la zona del Box Culvert. Es importante mencionar que esta granulometría se ha realizado con base en el material recolectado por medio del ensayo SPT (Standard Penetration Test), por lo cual, se ve limitada a materiales con diámetros menores a 35 mm que es el diámetro interior del cilindro del ensayo.

Tabla 16 Granulometría del material sedimentado

Tamiz	Tamiz (mm)	Masa Retenida (g)	% retenido	% Acumulado	% Pasa
3"	75		0	0	100
2 1/2"	63		0	0	100
2"	50		0	0	100
1 1/2"	37.5		0	0	100
1"	25		0	0	100
3/4"	19		0	0	100
1/2"	12.5	7	1.8	1.8	98.2
3/8"	9.5	0	0	1.8	98.2
1/4"	6.3		0	1.8	98.2
N° 4	4.75	38.4	9.9	11.7	88.3
N° 8	2.36		0	11.7	88.3
N° 10	2	31.3	8.1	19.8	80.2
N° 12	1.7		0	19.8	80.2
N° 16	1.18		0	19.8	80.2
N° 30	0.6		0	19.8	80.2
N° 40	0.425	136.1	35.1	54.9	45.1
N° 50	0.3		0	54.9	45.1
N° 80	0.18		0	54.9	45.1
N° 100	0.15	53	13.7	68.6	31.4

Tamiz	Tamiz (mm)	Masa Retenida (g)	% retenido	% Acumulado	% Pasa
N° 200	0.075	21.3	5.5	74.1	25.9
FONDO	-	2.2	-	-	-
Total		289.3			

Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

Partiendo de la limitación de la granulometría anteriormente expuesta, se ha interpretado está como el material inmerso en el flujo intersticial de las partículas gruesas (gravas y sobretamaños), definiendo así un contenido de finos y arenas en el flujo intersticial del 25.9% y 62.4% respectivamente. Ahora bien, el porcentaje total del flujo será evaluado con base en las fotografías tomadas en campo, donde el material grueso fácilmente puede llegar a representar más del 25% hasta por encima del 50% de la masa total retenida.

Figura 25 Material granular transportado por la Quebrada Botijas



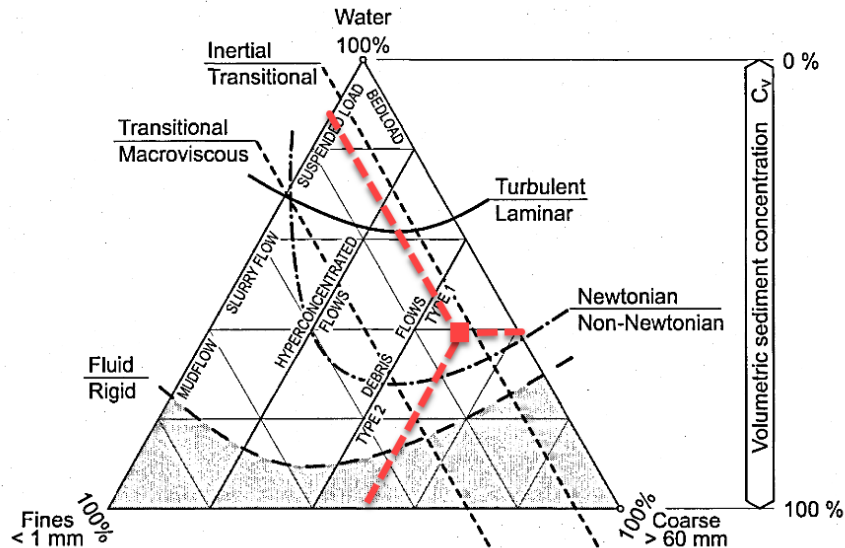
Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

Por lo anterior, el porcentaje de finos presentes en el flujo intersticial del 25.9%, se puede reducir al 10% de la totalidad del flujo, por lo cual, al basarse en la clasificación del flujo propuesta por (Suárez Díaz, 2001), el área de la cuenca de 0.91 km² y la pendiente del lecho de 0.15 m/m, se puede definir que la Quebrada Botijas estuvo expuesta a un tipo de flujo detrítico.

También, (T. R. H. Davies, 1988) realizó diferentes ensayos de laboratorio, donde obtuvo una propuesta para evaluar el tipo de flujo. Creando un diagrama de fases ternario, que clasifica el flujo de acuerdo con la concentración volumétrica de sedimentos de material fino

(< 1 mm), material grueso y el contenido de agua. Estableciendo de forma aproximada, límites para flujos hiperconcentrados, flujos de detritos, flujo de lodos, entre otros como se puede observar en la Figura 26.

Figura 26 Diagrama ternario para la clasificación de tipos de flujo

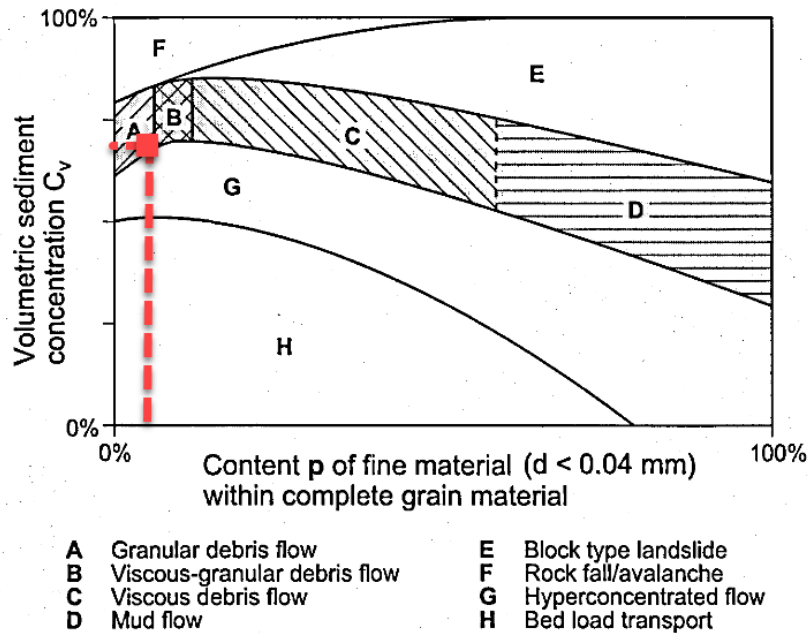


Fuente: (T. R. H. Davies, 1988).

La Figura 26 muestra la ubicación del tipo de flujo de la Quebrada Botijas, de acuerdo con su composición granulométrica establecida anteriormente (contenido de finos de aproximadamente el 10%, grueso 50% y agua 40%), obteniendo un flujo de detritos laminar.

Finalmente, (Coussot & Meunier, 1996) establece un diagrama desde la perspectiva del material fino y como este material fino afecta el comportamiento dinámico de la mezcla (ver Figura 27).

Figura 27 Clasificación de flujos de escombros Coussot



Fuente: (Coussot & Meunier, 1996).

De este diagrama, los flujos se pueden interpretar de la siguiente manera (Schatzmann, 2005):

Flujos tipo A: Flujos compuestos por agua, una pequeña cantidad de material fino y gran cantidad de material grueso, en este flujo dominan las fuerzas debidas a la colisión y la fricción, así como la interacción entre el fluido de poros y las partículas gruesas.

Flujos tipo C: Se comportan como una fase viscosa homogénea laminar. El porcentaje de finos es mayor al 10% y la concentración volumétrica del material grueso es significativo. Su alto contenido de material fino hace que se amortigüe la colisión entre partículas gruesas y que su comportamiento presente una fase viscosa homogénea.

Flujos tipo B: Muestra características de los flujos tipo A y C (transición).

Flujos tipo D: Se comporta como un flujo laminar o turbulento dependiendo de la concentración de sedimentos, la inclinación del lecho y la profundidad del flujo.

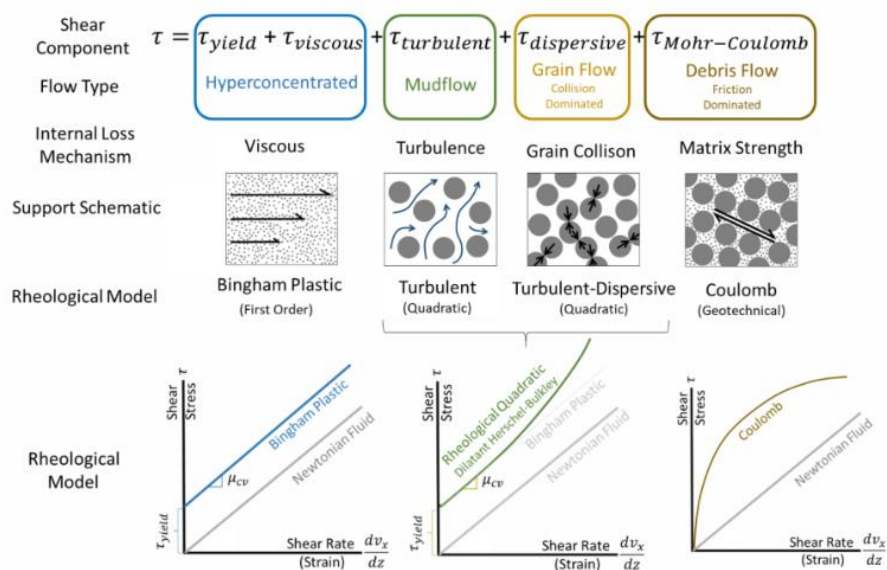
Partiendo de esta descripción y de la cantidad de material fino presente en el flujo, se ha establecido que éste puede llegar a interpretarse como un flujo tipo A, donde las fuerzas dominantes son las debidas a la colisión y fricción del material grueso.

3.5.2. Selección del Modelo Reológico

La aplicabilidad de los diferentes modelos reológicos se verá condicionada por la naturaleza del flujo, la cual variará en función de las propiedades y el comportamiento que presente en su recorrido. Por consiguiente, la selección del modelo reológico dependerá de la correspondencia de las características de los eventos recurrentes en el caso de estudio. Esta elección, se basará en la clasificación obtenida anteriormente, donde se ha definido un flujo del tipo detrítico, donde las fuerzas gobernantes pueden ser las debidas a la colisión o fricción interna.

El manual del HEC-RAS en su apartado de flujo de lodos y detritos, presenta una clasificación de la reología conforme al tipo de flujo (Gibson & Sánchez, 2020) , estableciendo que, para flujos de detritos donde predominan las fuerzas debidas a la colisión entre partículas, el modelo reológico que mejor se adapta es el establecido por Herschel Bulkley y para flujos donde predominen las fuerzas debidas a la fricción, el modelo reológico que se puede adaptar es el de Mohr-Coulomb.

Figura 28 Aplicación del modelo reológico según el tipo de flujo



Fuente:(Gibson & Sánchez, 2020).

Como se puede apreciar en la Figura 28 y de acuerdo con el material granular presente en la zona de estudio (gravas, arenas, piedras y sobretamaños), el modelo que mejor representa los flujos de detritos con una alta concentración de material granular — lo que repercute en la fricción entre partículas — es el modelo reológico de Mohr-Coulomb, el cual está en función del ángulo de fricción interna del flujo y la cohesión.

De igual manera, con el fin de realizar un análisis cuantitativo del comportamiento dinámico de la mezcla detrítica, se evaluarán las fuerzas que predominan en el flujo a partir del número adimensional de Savage. Este aspecto será abordado en el numeral 3.6.8.1, de acuerdo con la calibración y resultado de la modelación hidráulica para flujos No-Newtonianos.

3.6. Modelación Hidráulica

Para llevar a cabo el análisis hidráulico de este tipo de eventos detríticos, se han realizado diferentes modelaciones hidráulicas para el caso de estudio con el fin de tener una comparación entre resultados. Estos tipos de modelos son los siguientes:

1. Modelación 1D en Flujo Permanente con factor de aumento volumétrico.
2. Modelación 2D en Flujo No Permanente con factor de aumento volumétrico.
3. Modelación 2D en Flujo No Permanente integrando métodos reológicos.

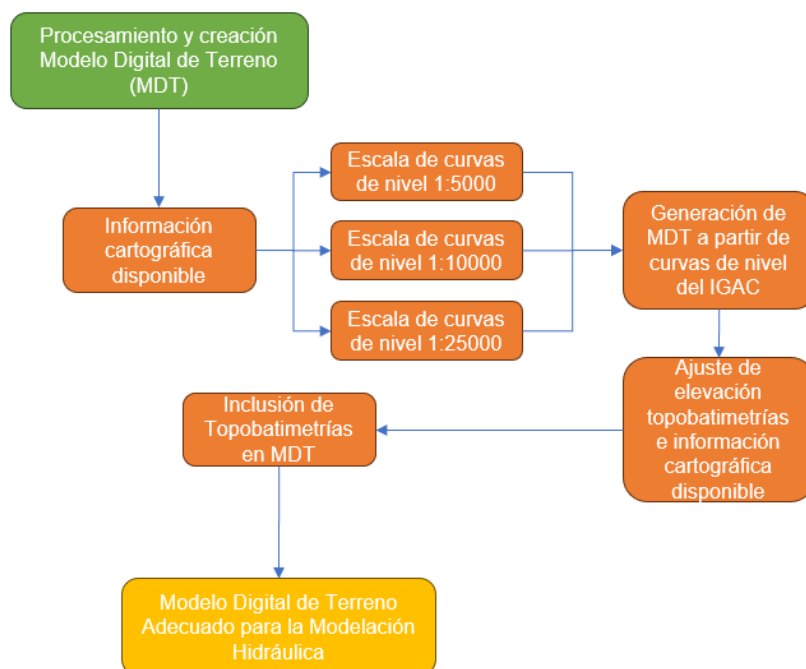
En este orden se presentarán los modelos hidráulicos en los próximos subcapítulos junto el análisis comparativo y con cada uno de los parámetros necesarios para ejecutar dichos modelos. Cabe resaltar que cada uno de los modelos hidráulicos realizados en el presente estudio se presenta en el Anexo 3.

3.6.1. Modelo de Terreno (MDT)

Los modelos digitales de terreno constituyen una representación cuantitativa de la distribución espacial del terreno colindante en la zona de análisis, pudiendo ser representados digitalmente a partir de píxeles que contienen sus correspondientes valores de elevación. Cabe resaltar que a medida que la resolución de estos píxeles disminuye, se obtiene una mayor precisión en la representación del terreno.

Con el fin de realizar una modelación lo más presente a la realidad, se han procesado diferentes capas de terreno disponibles en la zona de estudio y que corresponden específicamente a la cartografía base a escala 1:10000 del IGAC y la topobatimetría realizada en el año 2019 previo al evento. El procesamiento y creación del modelo digital de terreno se llevó a cabo mediante herramientas de sistemas de información geográficos y su procedimiento se presenta en el siguiente diagrama.

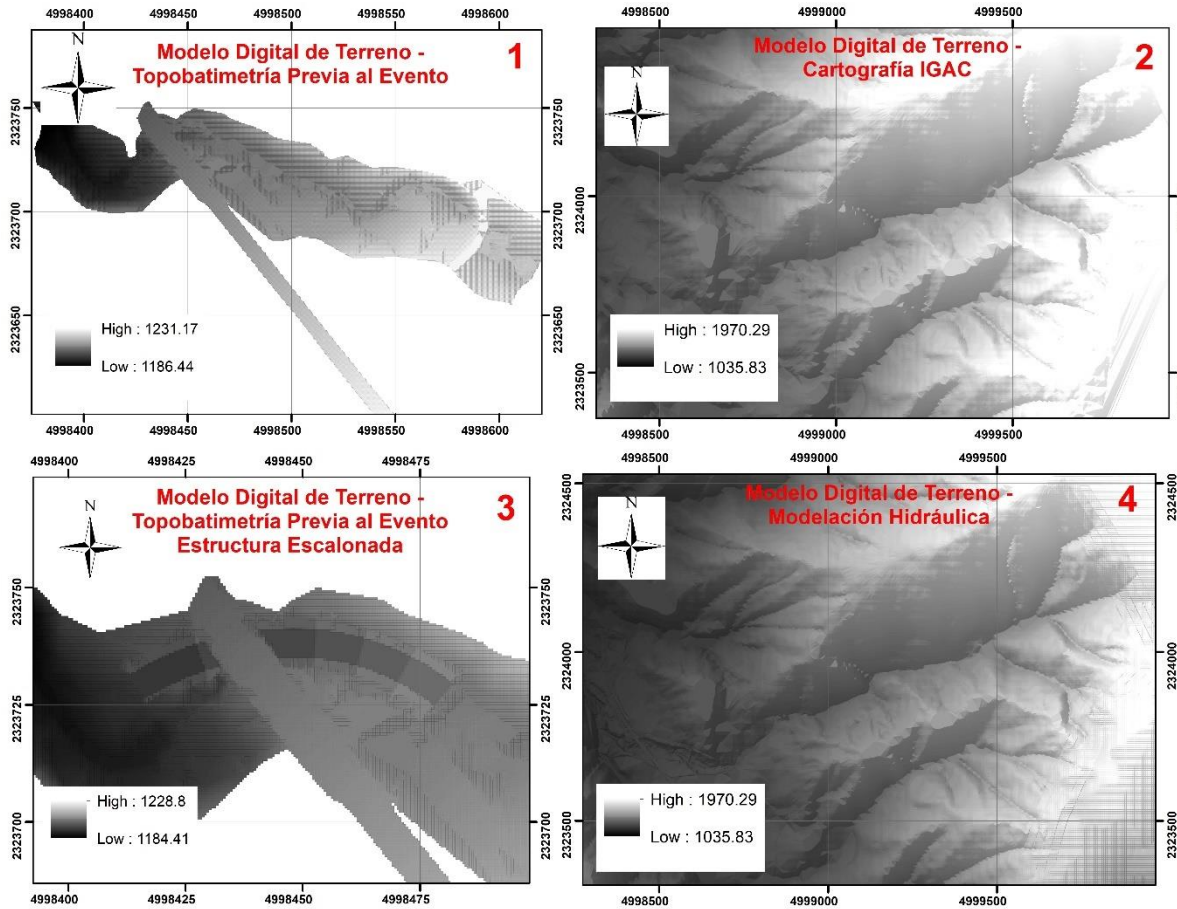
Figura 29 Diagrama de flujo para el ajuste del modelo digital de terreno



Fuente: Elaboración propia.

Como capa principal se ha tenido en cuenta el levantamiento topobatimétrico de la corriente de estudio antes del evento torrencial que posteriormente generó su modificación geomorfológica (número 1 en la Figura 30). Se completó además este levantamiento con el modelo de terreno generado a partir de curvas de nivel a escala 1:10000 del IGAC (número 2 en la Figura 30). A su vez, se ha incluido la estructura escalonada existente que conecta con el Box Culvert de la vía Piedecuesta – Pescadero (número 3 en la Figura 30), para finalmente generar el modelo de terreno con las condiciones necesarias para la modelación hidráulica (número 4 en la Figura 30).

Figura 30 Ajuste del modelo digital de terreno



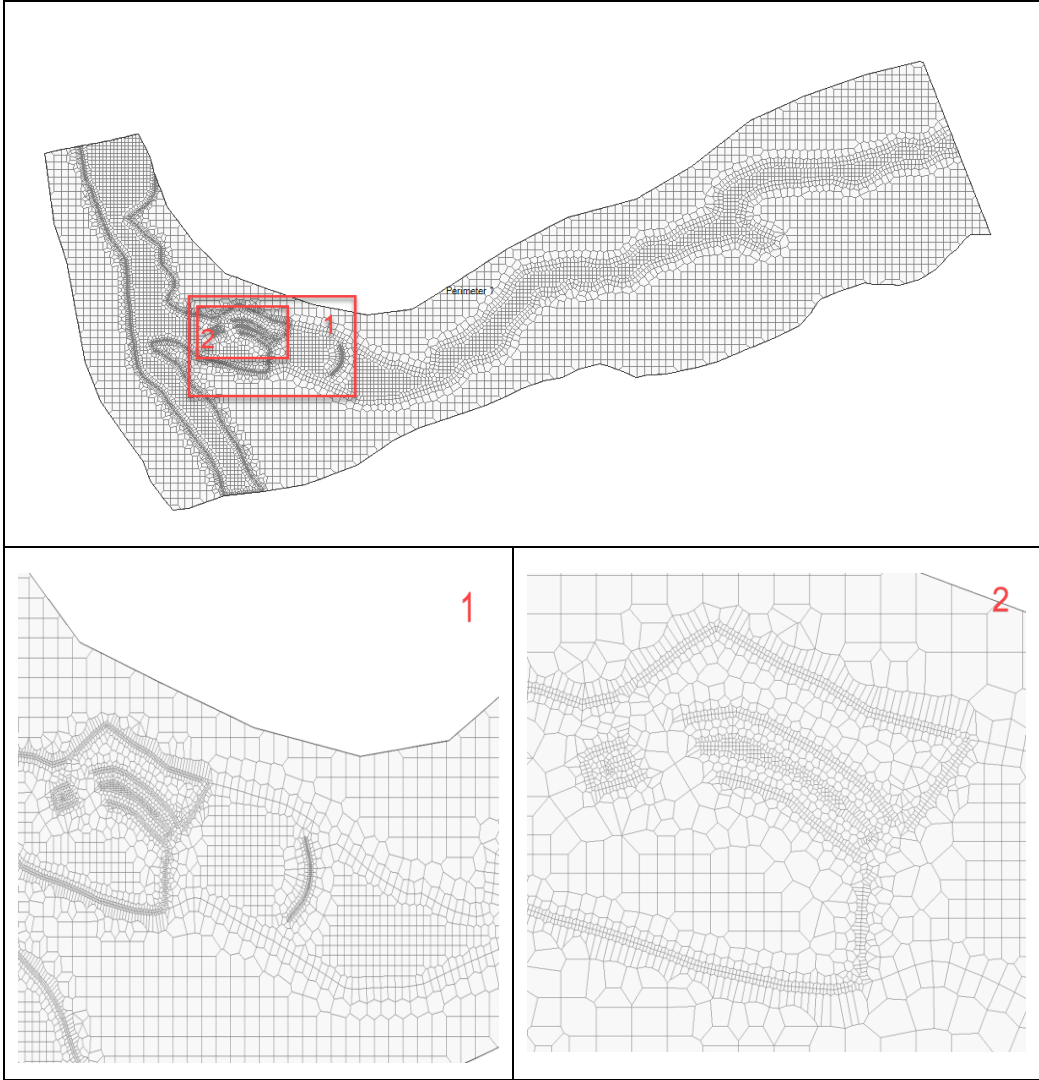
Fuente: Elaboración propia.

3.6.2. Modelo de Superficie

Los modelos computacionales 2D en HEC-RAS emplean un esquema de solución de volúmenes finitos que permiten el uso de una malla estructurada o no estructurada. En esta malla, cada celda contiene información relevante, como la elevación del agua en su centro, el límite exterior del área de flujo 2D en cada una de las caras que conforman la celda y los vértices que se utilizan para el empalme entre el área de flujo 2D y las condiciones de contorno.

La superficie del mallado se ha trazado considerando los posibles anchos de inundación que ocurrieron en el evento del año 2020 y sus celdas se han configurado con un ancho general de 10 metros. Además, se ha llevado a cabo un refinamiento del mallado, con celdas de 5 metros y 1 metro en áreas específicas, como el lecho del cauce y zonas donde se encuentran estructuras tales como vías, estructuras de paso y de disipación. En la Figura 31 se puede observar la conformación de la malla y su refinamiento.

Figura 31 Configuración de la malla 2D



Fuente: Elaboración propia.

3.6.3. Coeficiente de Rugosidad de Manning

Uno de los parámetros importantes a estimar, tanto para el modelo convencional de agua newtoniano como para el no-newtoniano, es el coeficiente de rugosidad de Manning, el cual describe la resistencia al escurrimiento en un canal o drenaje dado y depende del material que se presenta en el lecho y bancas, así como de otros diversos factores tales como la vegetación presente en el cauce y su irregularidad (Chow, 1994).

Para el presente estudio, el coeficiente de Manning fue estimado a partir de la literatura y teniendo en cuenta las características que se presentan en el cauce de estudio, definiendo así los siguientes coeficientes:

Para el cauce principal se ha definido un coeficiente igual a 0.050, valor que describe la rugosidad en cauces de montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes pronunciadas, con un fondo dispuesto por gravas, cantos rodados con grandes rocas.

Para las bancas, se ha establecido un coeficiente de 0.10, valor que describe la rugosidad en las zonas de crecientes, con presencia de árboles altos, grupos grandes de madera, algunos árboles caídos y un nivel de inundación por debajo de las ramas de los árboles.

Finalmente, en los sitios donde se presentan estructuras revestidas de concreto como lo son el box culvert junto con su estructura escalonada y el pontón de la vía antigua, se estableció un coeficiente de rugosidad de 0.015.

3.6.4. Rotura de Presa (vía existente)

En la corriente de estudio, existe una vía conformada por un terraplén y un pontón con dimensiones en base y altura de 1 y 4 metros respectivamente. La incapacidad hidráulica del pontón y el represamiento del material aguas arriba de la vía desencadenó el rompimiento de una parte del terraplén en mención (ver Figura 32).

Figura 32 Rompimiento de terraplén existente

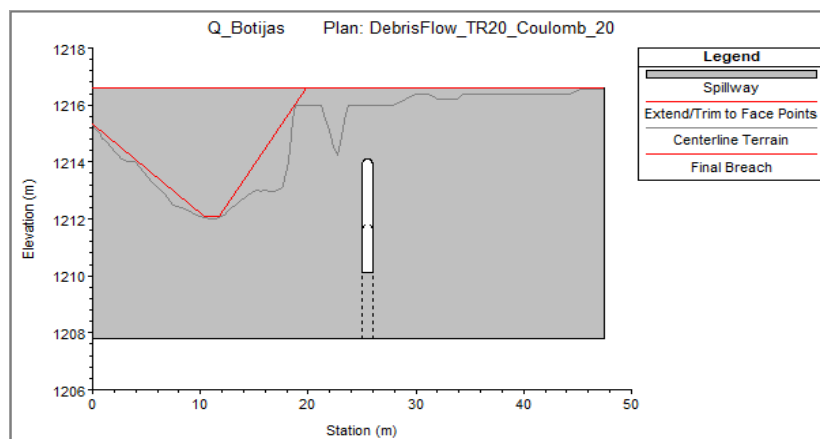


Fuente: Elaboración propia.

La abertura del rompimiento de presa se ha seleccionado de acuerdo con las características del evento acontecido y la topobatemetría posterior al mismo, definiendo así, una geometría de la abertura con un ancho en base de 1.4 metros, y taludes izquierdo 3.2:1 y derecho 1.8:1. Así

mismo, el tiempo de formación de la ruptura se ha establecido con un tiempo de 0.10 horas, asumiendo que, esta ruptura fue parcialmente abrupta producto de las presiones ejercidas por el flujo una vez se alcanzó la cota máxima del terraplén. Dicha abertura se puede apreciar en la Figura 33.

Figura 33 Rompimiento de presa en modelo hidráulico



Fuente: Elaboración propia.

3.6.5. Condiciones de Contorno

Las condiciones de contorno del modelo hidráulico se dividen en dos tipos, condiciones de entrada y condiciones de salida, donde las condiciones de entrada fueron definidas a partir de los hidrogramas obtenidos del análisis hidrológico y su ubicación parte de la zona donde se inició la aglomeración del material granular, posterior al deslizamiento de la parte alta de la cuenca.

De igual manera, para definir la condición de contorno aguas abajo, se ha partido de la clasificación propuesta por (T. R. Davies, 1997), el cual define dos tipos de flujo de escombros de acuerdo a la escala del mismo, los flujos tipo A que son aquellos que provienen de cuencas con áreas menores a 1.0 km², con altas pendientes y material granular grueso y los flujos tipo B que se generan en grandes cuencas con una mayor frecuencia, poseen un material más fino y su principal material aportante proviene de los flujos tipo A. Por lo cual, se considera que la Quebrada Botijas al ser una cuenca pequeña con una alta capacidad de transporte debido a sus altas pendientes, se define como un flujo de escala tipo A, continuando la trayectoria del flujo aguas abajo por la Quebrada Botijas.

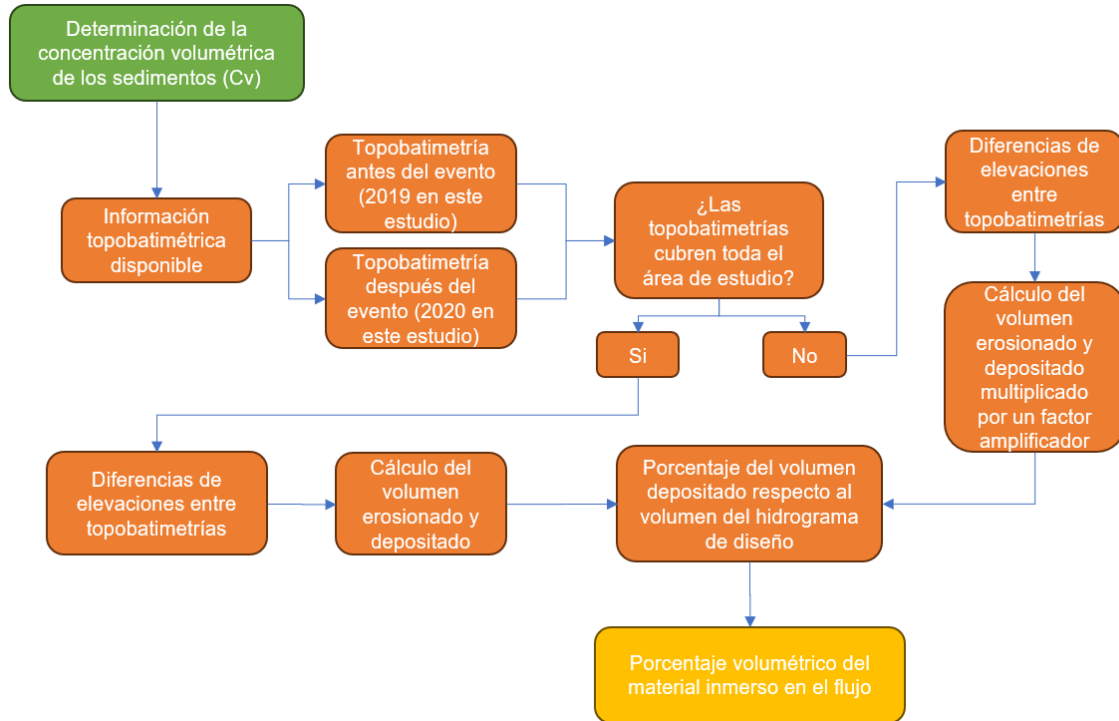
También es importante resaltar que los flujos detríticos, se ven influenciados por los esfuerzos internos en el flujo, tendiendo a desacelerarse y depositarse en zonas de baja energía, dando lugar a la formación de un abanico (fan), siendo innecesaria una condición aguas abajo (condición de contorno de salida). Sin embargo, puesto que la Quebrada Botijas no disminuye significativamente su pendiente al confluir con la Quebrada Grande y teniendo en cuenta la clasificación expuesta por (T. R. Davies, 1997), se estableció como condición de contorno de salida la profundidad normal, con una pendiente igual a la del terreno aguas abajo (0.15 m/m).

3.6.6. Concentración Volumétrica

La concentración volumétrica del material que es arrastrado por la corriente y que finalmente se vuelve parte del flujo en movimiento, resulta ser una variable importante en el análisis de este tipo de flujos y describe el comportamiento de este, masas con diferentes concentraciones tendrán un comportamiento dinámico distinto (*Guía Metodológica Para Zonificación de Amenaza Por Avenidas Torrenciales*, 2021). Su medición directa implica un riesgo y una dificultad (Armanini & Michiue, 1997), por lo cual normalmente se opta por

determinar este factor de acuerdo con el volumen de material depositado durante el evento (Gibson & Sánchez, 2020). El proceso para la determinación de la concentración volumétrica se presenta en la Figura 34.

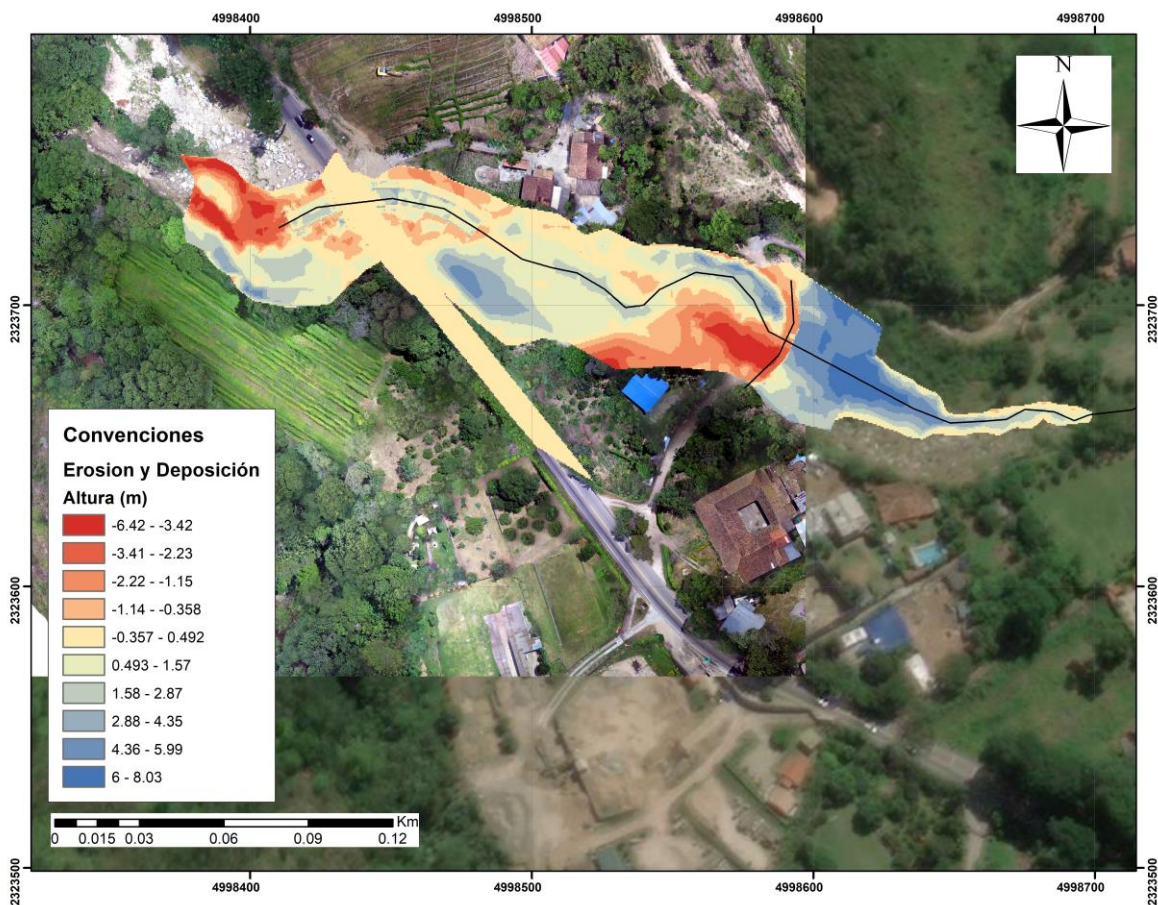
Figura 34 Diagrama de flujo para la determinación de la concentración volumétrica



Fuente: Elaboración propia.

Con el fin de determinar esta variable, se ha realizado un análisis del evento que ocurrió el 20 de febrero del 2020 sobre la Quebrada Botijas, partiendo de las topobatimetrías que fueron levantadas en el sitio de estudio y que corresponden al año 2019 y 2020. La primera topobatimetría del año 2019 es aquella que describe las características del terreno antes del evento de detritos y la del 2020 aquella que fue levantada posterior al evento. La salida gráfica de la diferencia entre estas topobatimetrías se presenta en la Figura 35.

Figura 35 Erosión y deposición producto del evento de detritos

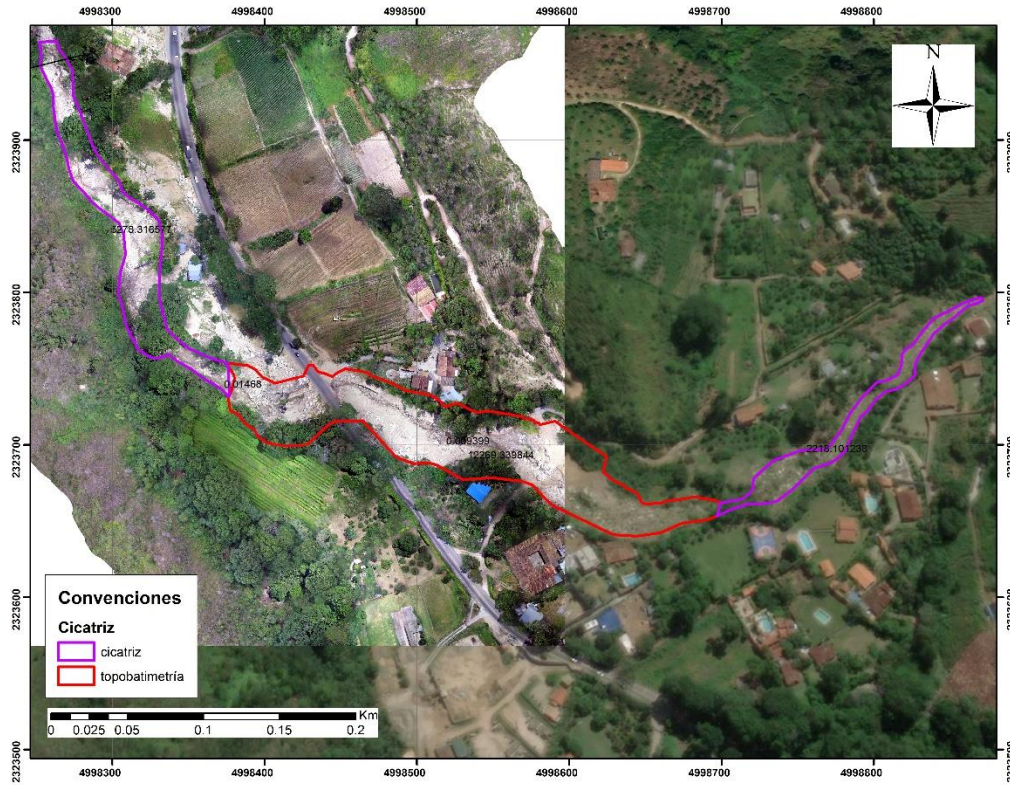


Fuente: Elaboración propia.

Esta estimación del volumen total transportado y depositado por la corriente tiene en cuenta los controles que se encuentran sobre la quebrada, tales como el Box Culvert en la vía que conduce de Piedecuesta a Pescadero y el pontón sobre la vía antigua, los cuales genera una perturbación en la continuidad del flujo. También y con el fin de tener en cuenta el material que pudo ser depositado aguas arriba de las zonas donde no se cuenta con información topobatemétrica, se ha multiplicado dicho volumen total por un factor de aumento que contemple las zonas faltantes por analizar.

El factor de aumento ha sido calculado con base en la relación de áreas de la cicatriz que tiene información topobatemétrica y la cicatriz que se observa aguas arriba mediante la imagen satelital de Bing (ver Figura 36 y Tabla 17).

Figura 36 Comparación de áreas de deposición



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 17 Comparación porcentual de áreas de deposición

Cicatriz del Evento	Área de Cobertura (m ²)
Topobatimetría	15457
Imagen	23182
Variación Porcentual	150

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, la concentración volumétrica ha sido ajustada con base en la variación porcentual de las áreas cicatrizadas del evento de detritos, obteniendo así dicha concentración para el volumen total de los hidrogramas asociados a diferentes periodos de retorno (ver Tabla 18).

Tabla 18 Concentración volumétrica (Cv) para diferentes periodos de retorno

Periodo de retorno	T= 2 Años	T= 5 Años	T= 10 Años	T= 20 Años	T= 25 Años	T= 50 Años	T= 100 Años
Q máx. (m³/s)	2.229	4.521	6.162	7.62	8.386	10.197	12.024
Volumen Liquido (m³)	7458	15161	20769	25909	28563	35094	41673
Volumen Solido (m³)	15457	15457	15457	15457	15457	15457	15457
Volumen Solido Ajustado (m³)	38644	38644	38644	38644	38644	38644	38644
Volumen Total (m³)	46102	53805	59413	64553	67207	73738	80317
Porcentaje Solido (Cv)	0.84	0.72	0.65	0.60	0.57	0.52	0.48
Q máx (liquido + solido) (m3/s)	13.78	16.04	17.63	18.99	19.73	21.43	23.17

Fuente: Elaboración propia.

El resultado del volumen total transportado ha sido contrastado con los volúmenes totales de agua de los hidrogramas de diseño para diferentes periodos de retorno. Encontrando que el periodo de retorno de 10, 20 y 25 años son aquellos que presentan una concentración volumétrica dentro del rango de este tipo de flujos de detritos (Costa, 1984; Coussot & Meunier, 1996; T. R. H. Davies, 1988).

De acuerdo con lo anterior, se evaluarán estos periodos de retorno partiendo de la suposición de que estos hidrogramas se asemejan al evento de detritos acontecido sobre la Quebrada Botijas en el año 2020. El periodo de retorno que se analizará principalmente será el de 20 años y su comparación entre los demás periodos de retorno se presentará en el numeral 3.6.8.1.

En complemento con lo anterior y con la finalidad de incluir esta concentración volumétrica de los sedimentos en el hidrograma de entrada, considerando esto como un aspecto primordial para describir la magnitud del evento torrencial, se ha estimado el incremento volumétrico de dicho hidrograma a partir del siguiente factor:

$$BF = \frac{1}{1 - Cv} \quad (57)$$

Donde:

BF: Factor de aumento volumétrico (Bulking Factor)

Cv: Concentración volumétrica de los sedimentos.

Obteniendo para un periodo de retorno de 20 años y una concentración volumétrica de los sólidos del 60%, un factor de aumento volumétrico de 2.50, que será evaluado en la modelación hidráulica tanto para el flujo newtoniano como para el no-newtoniano.

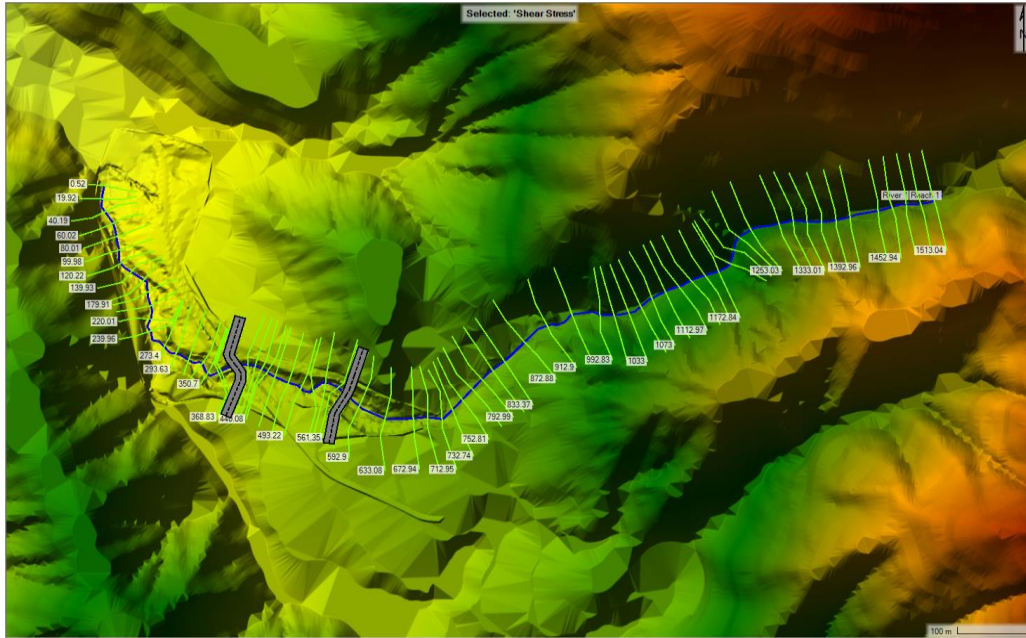
3.6.7. Modelación Hidráulica Flujo Newtoniano

Como ya se ha evidenciado en el caso de estudio, la modelación hidráulica que presenta una concentración volumétrica lo suficiente para cambiar el comportamiento del flujo es aquella que se asocia con el hidrograma para un periodo de retorno de 20 años. Por lo cual, con el fin de representar un análisis comparativo, entre la modelación newtoniana y no-newtoniana (ver numeral 3.6.8), se han realizado únicamente las modelaciones hidráulicas para este hidrograma (TR 20 años).

3.6.7.1. Modelación Hidráulica Flujo Newtoniano 1D Permanente

Las modelaciones hidráulicas unidimensionales permiten representar de una forma fácil y aproximada el comportamiento hidráulico del flujo, realizando cálculos con tiempos de procesamiento casi inmediatos, lo que ha impulsado la evaluación de este tipo de modelos. En este contexto, se ha decidido analizar los modelos unidimensionales permanentes newtonianos, con el fin de definir variaciones respecto a los modelos bidimensionales tanto para flujos newtonianos como no-newtonianos. En la Figura 37 se puede apreciar la implantación de la geometría para la Quebrada Botijas.

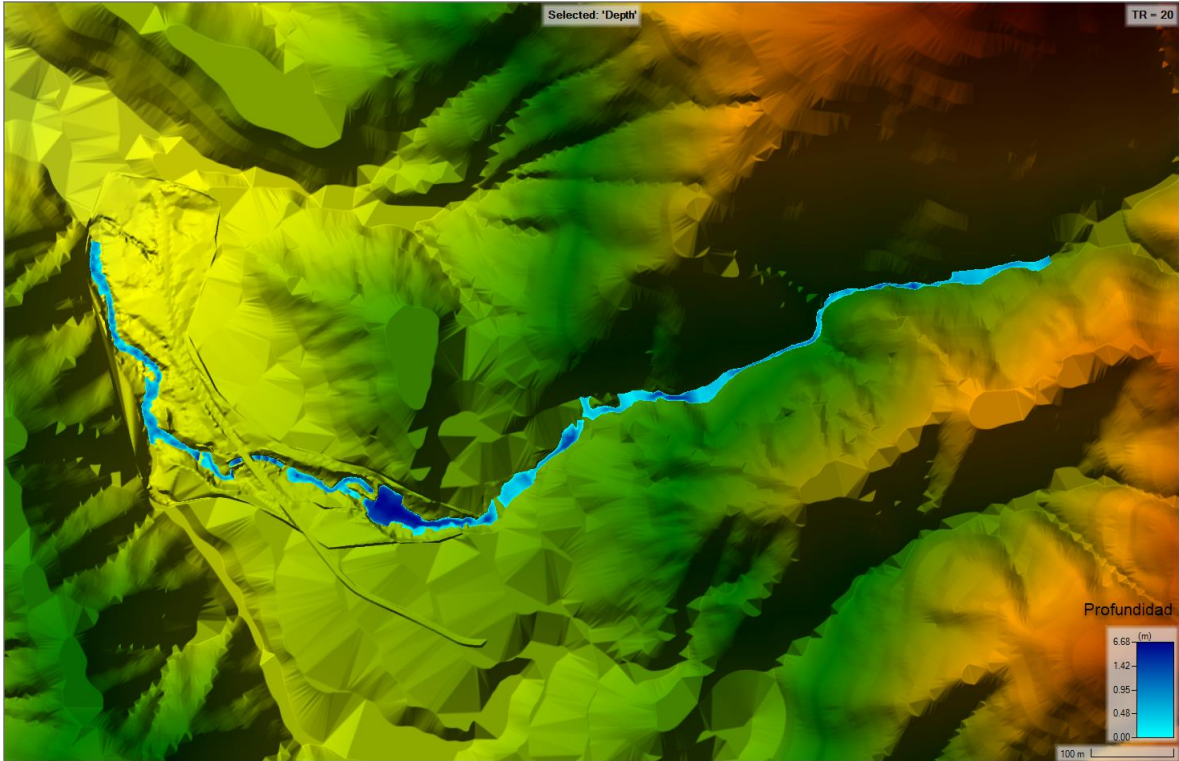
Figura 37 Geometría Modelo Hidráulico Unidimensional



Fuente: Elaboración propia.

A partir de esta implantación, en la Figura 38 se pueden observar los resultados de las profundidades alcanzadas por el flujo de agua, donde la profundidad máxima obtenida es de 6.70 m y se localiza en la zona de represamiento sobre la vía antigua, la cual falló al momento de llegar a la cota máxima de su rasante, sin embargo, al ser esta una modelación unidimensional en flujo permanente, el rompimiento de presa no puede ser evaluado.

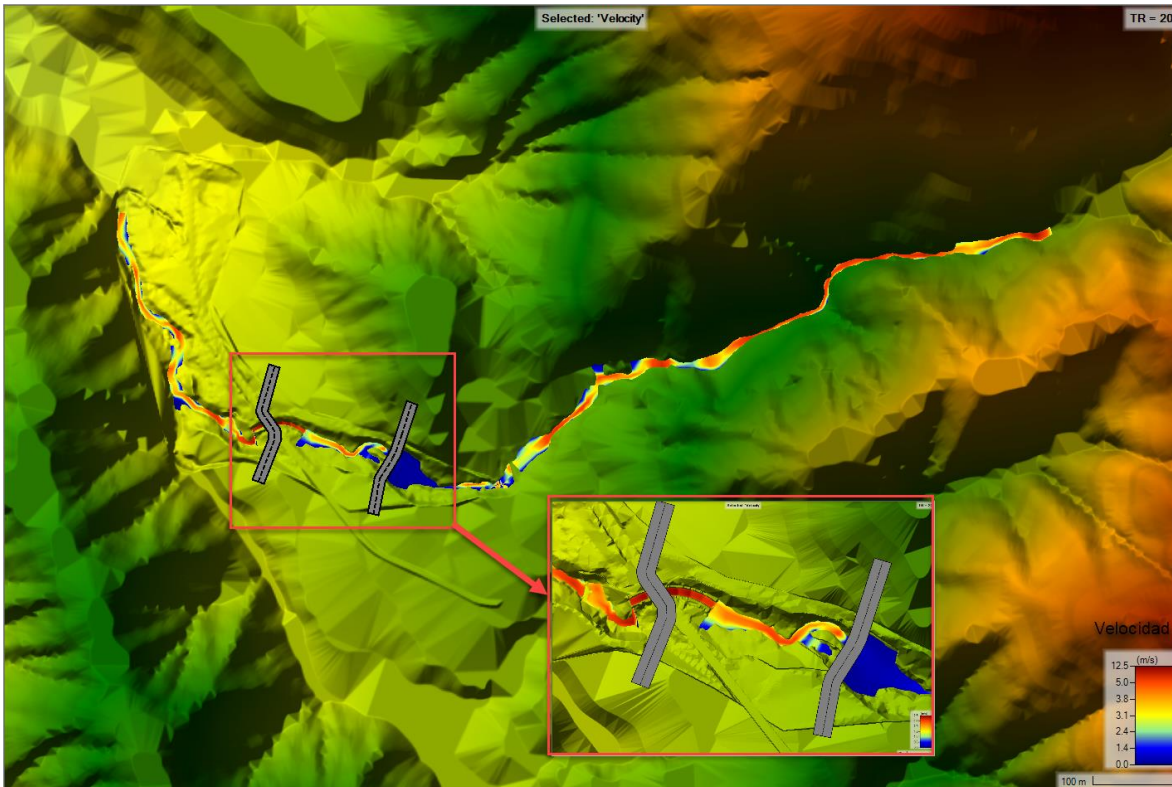
Figura 38 Mancha de inundación para un periodo de retorno de 20 años – Modelo Newtoniano 1D Permanente



Fuente: Elaboración propia.

De igual manera, en la Figura 41 se presentan las velocidades a lo largo de la Quebrada Botijas, las cuales varían entre los 0.2 m/s a 12.5 m/s a lo largo de su cauce, donde especialmente se puede apreciar una reducción de las velocidades en la zona ya identificada de represamiento y un aumento en la zona de entrada al box culvert. Cabe resaltar que, el análisis detallado de los resultados se presenta en el numeral 4.1.

Figura 39 Velocidades flujo newtoniano para un periodo de retorno de 20 años



Fuente: Elaboración propia.

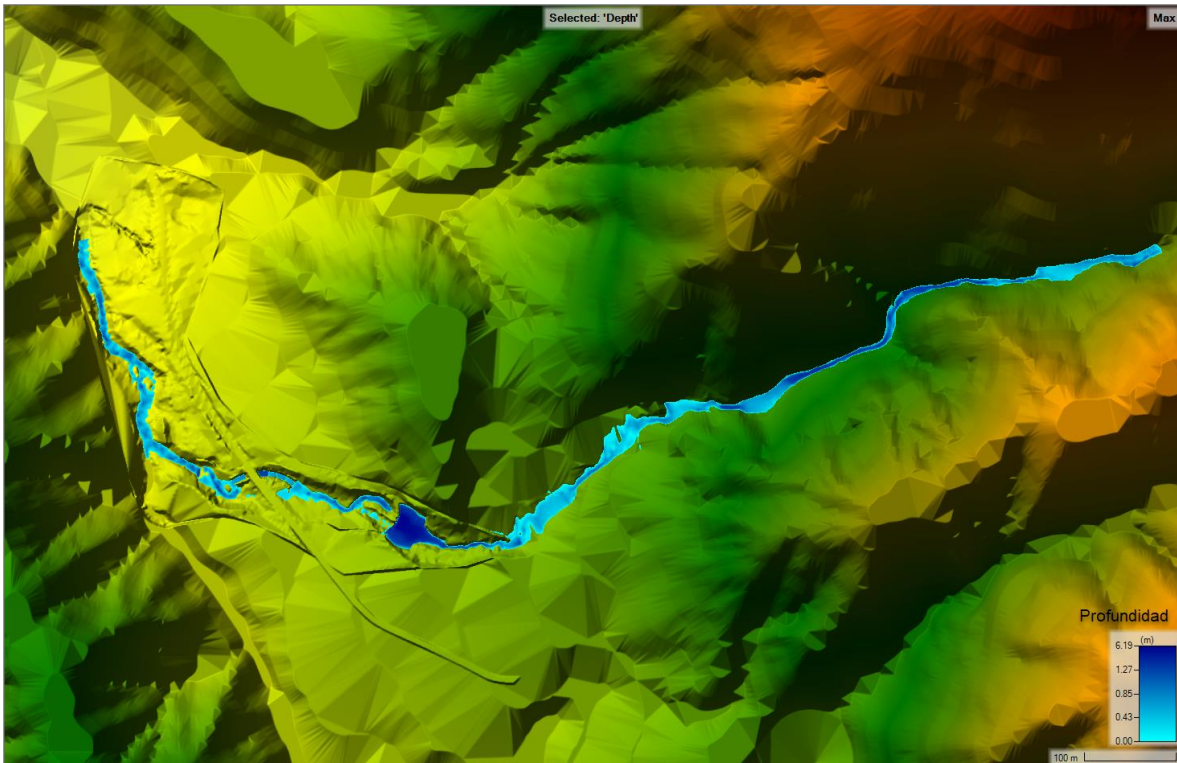
Es importante mencionar que, el análisis hidráulico para una geometría unidimensional con régimen de flujo no permanente no ha sido evaluada en este documento, puesto que las altas pendientes, el cambio de régimen de flujo (subcrítico a supercrítico), las obras hidráulicas, el rompimiento de presa y la inclusión de modelos reológicos hacen que el modelo sea inestable.

3.6.7.2. Modelación Hidráulica Flujo Newtoniano 2D

En la Quebrada Botijas (zona de estudio) han ocurrido una serie de eventos torrenciales producto de deslizamientos que requieren un análisis más detallado en comparación al del flujo unidimensional permanente. Por lo cual, con el objetivo de realizar un análisis comparativo con una escala similar a la modelación no-newtoniana, se llevó a cabo la modelación para un flujo newtoniano considerando el factor de aumento volumétrico

obtenido. Es importante destacar que este modelo ha tenido en cuenta todas las variables mencionadas en los subcapítulos anteriores.

Figura 40 Mancha de inundación para un periodo de retorno de 20 años – Modelo Newtoniano 2D

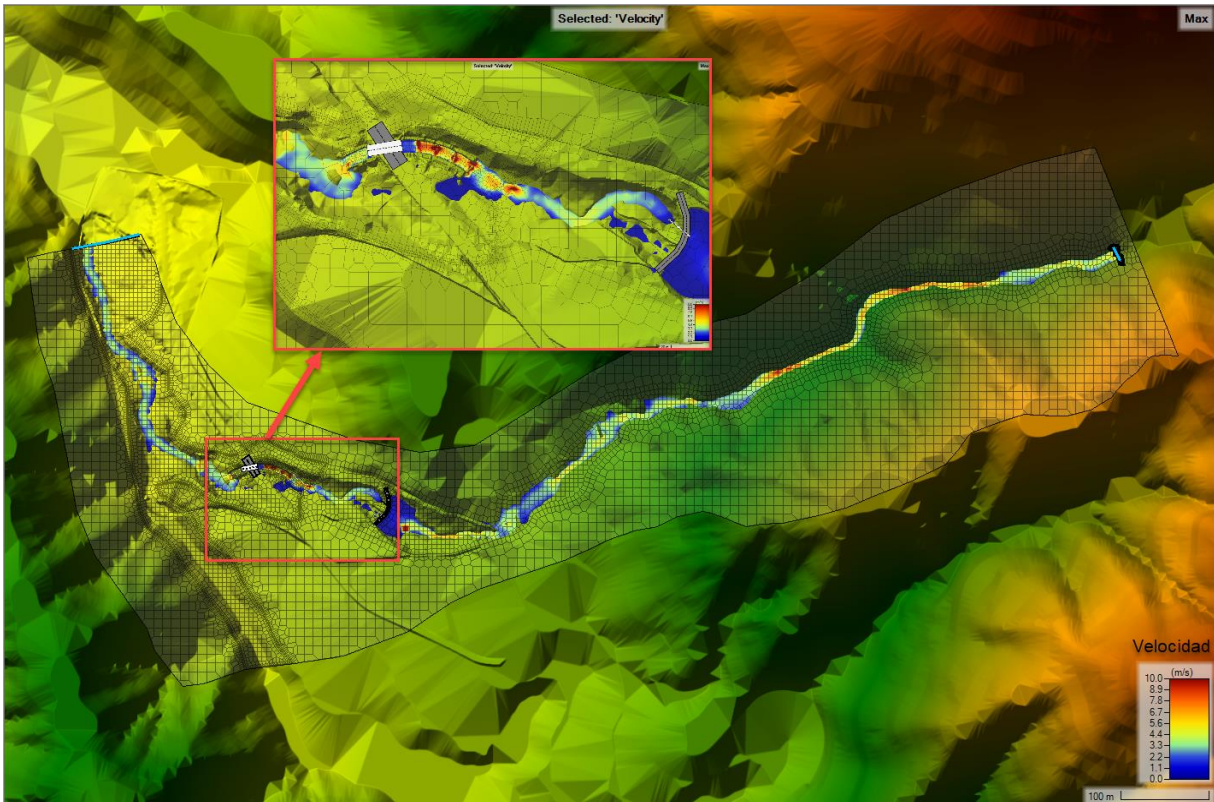


Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 40 se puede observar que la altura máxima alcanzada por el flujo de agua es de 6.19 m, ubicándose en la zona de represamiento sobre la vía antigua, la cual falló al momento de llegar a la cota máxima de su rasante.

De igual manera, en la Figura 41 se presentan las velocidades a lo largo de la Quebrada Botijas, las cuales varían entre los 0.25 m/s a 10.0 m/s a lo largo de su cauce, donde especialmente se puede apreciar una reducción de las velocidades en la zona ya identificada de represamiento y un aumento en la zona de entrada al box culvert. Cabe resaltar que, el análisis detallado de los resultados se presenta en el numeral 4.1.

Figura 41 Velocidades flujo newtoniano 2D para un periodo de retorno de 20 años



Fuente: Elaboración propia.

3.6.8. Modelación Hidráulica Flujo No-Newtoniano

Como ya se presentó anteriormente, el flujo que se desarrolla sobre la Quebrada Botijas es un flujo de detritos en donde se infiere que las fuerzas predominantes son las friccionales y su comportamiento puede describirse a partir de los modelos reológicos como Coulomb o Voellmy, para lo cual se requiere la calibración de los parámetros para el desarrollo de dichos modelos.

3.6.8.1. Estimación de Parámetros Reológicos

Durante el proceso de calibración y selección de reologías, se ha optado inicialmente el uso de la metodología propuesta por Voellmy, el cual, propuso una ecuación empírica que relaciona un esfuerzo cortante inicial τ_y a partir de las ecuaciones de Coulomb junto con otra componente que considera los esfuerzos debidos a la turbulencia del flujo. Se ha

evidenciado que esta ecuación representa de igual manera buenos resultados en los flujos de detritos (Abraham et al., 2022). No obstante, a pesar de que el software HEC-RAS en el apartado de flujos no-newtonianos incluye la reología de Voellmy, no se observan cambios en el flujo en comparación de la modelación newtoniana. En consecuencia, se infiere que esta variación nula del flujo puede deberse a algún error en la inclusión de esta metodología, descartándola del presente análisis.

Por lo anterior, se ha seleccionado la reología de Coulomb, la cual está en función de la cohesión y el ángulo de fricción interna del flujo. Es importante mencionar que, HEC-RAS no tienen en cuenta el efecto de la cohesión, así como lo recomiendan diferentes autores ((Gibson & Sánchez, 2020; Iverson, 1997)). Por lo cual, la única variable que se requiere para modelar las tensiones internas del flujo es el ángulo de fricción interna.

El ángulo de fricción interna del flujo (ángulo para la mezcla entre agua y material sólido) fue calibrado a partir de la cicatriz del evento, estableciendo como umbral máximo el ángulo de fricción interna del material en condiciones secas (ver Tabla 19). Es importante resaltar, que este ángulo de fricción como ya se mencionó es en condiciones secas y no saturadas (ϕ), por lo cual el ángulo de la mezcla estática (ϕ_s) debe ser inferior al mismo y el ángulo dinámico (ϕ_d) de está debe ser inferior al de la mezcla estática ($\phi < \phi_s < \phi_d$) (Takahashi et al., 1992; Xia et al., 2023).

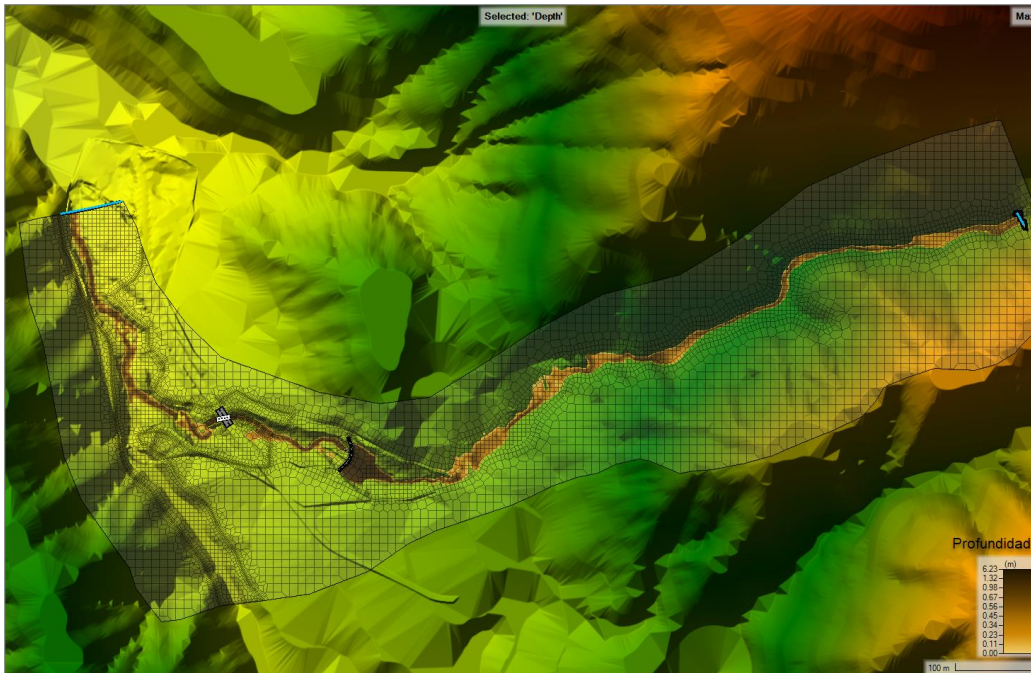
Por lo anterior, la calibración se realizó a partir de la variación de este parámetro en el rango entre 2° y 20°, puesto que a valores mayores a 20°, el flujo tiende a frenarse antes de llegar a las estructuras hidráulicas presentes en la quebrada. Los resultados obtenidos a partir de diferentes ángulos de fricción, un periodo de retorno de 20 años y una concentración volumétrica de sólidos del 60% se presentan desde la Figura 42 hasta la Figura 49.

Tabla 19 Parámetros geotécnicos del material

Material	Cohesión C (KPa)	Angulo de fricción interna ϕ (°)
Arena con grava gris	5	28

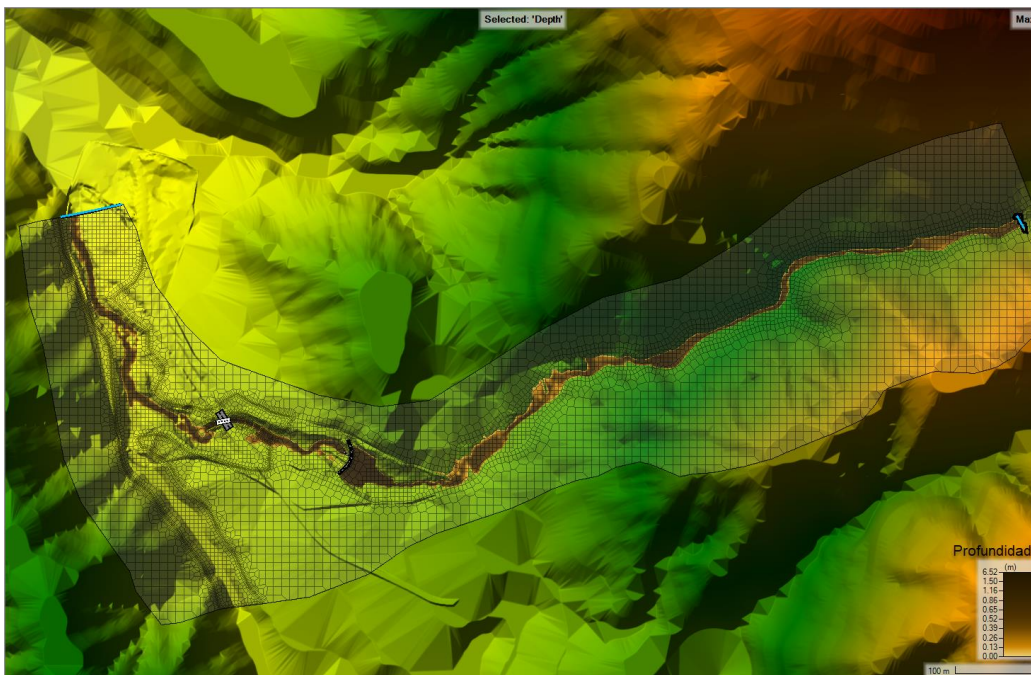
Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

Figura 42 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 2$)



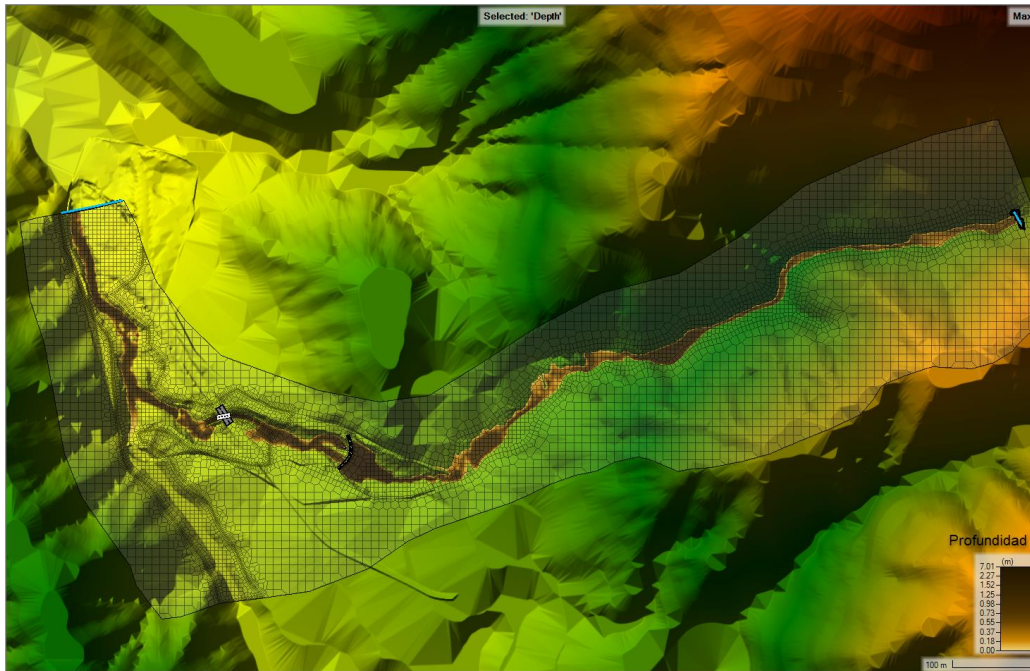
Fuente: Elaboración propia.

Figura 43 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 5$)



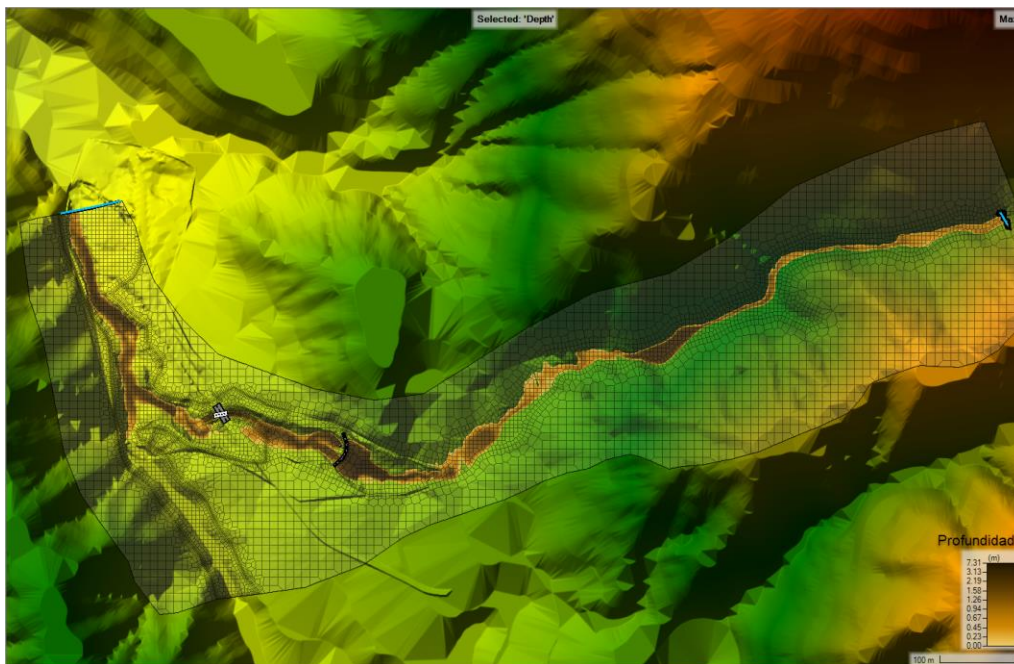
Fuente: Elaboración propia.

Figura 44 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 8$)



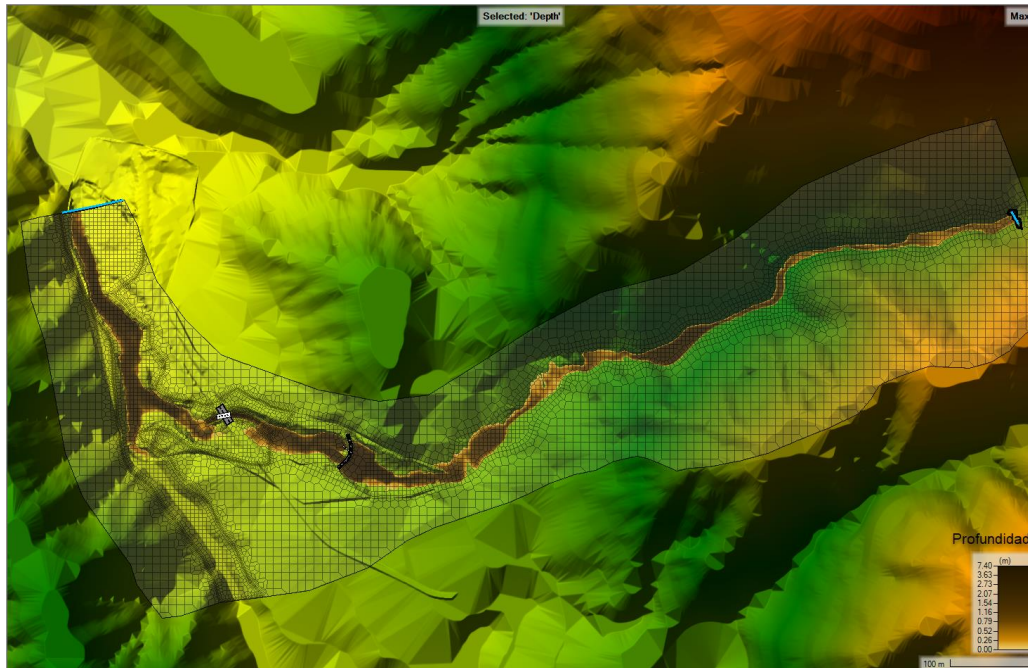
Fuente: Elaboración propia.

Figura 45 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 10$)



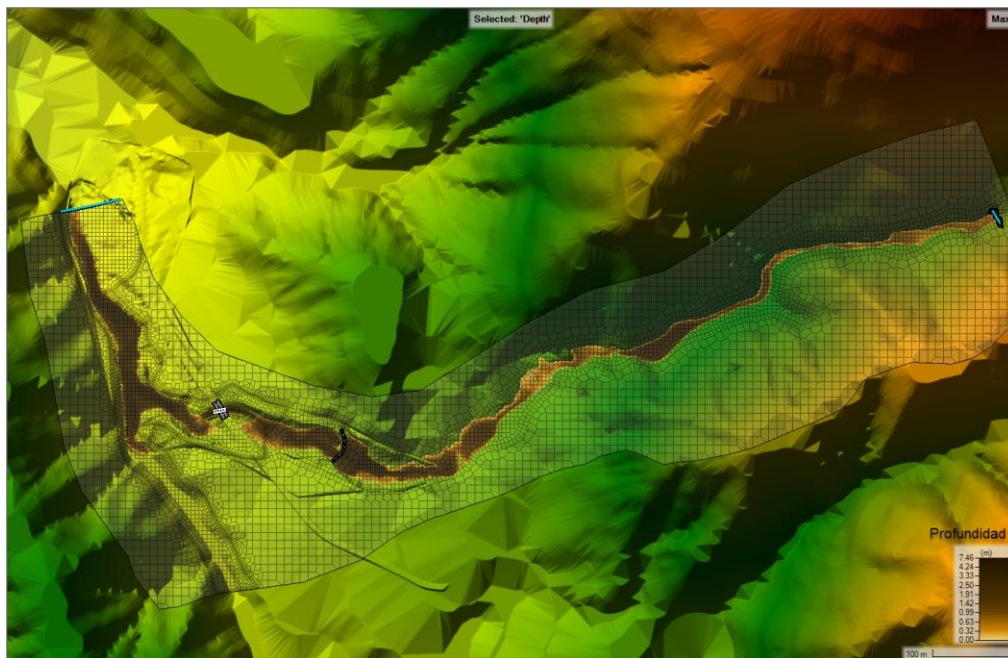
Fuente: Elaboración propia.

Figura 46 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 11$)



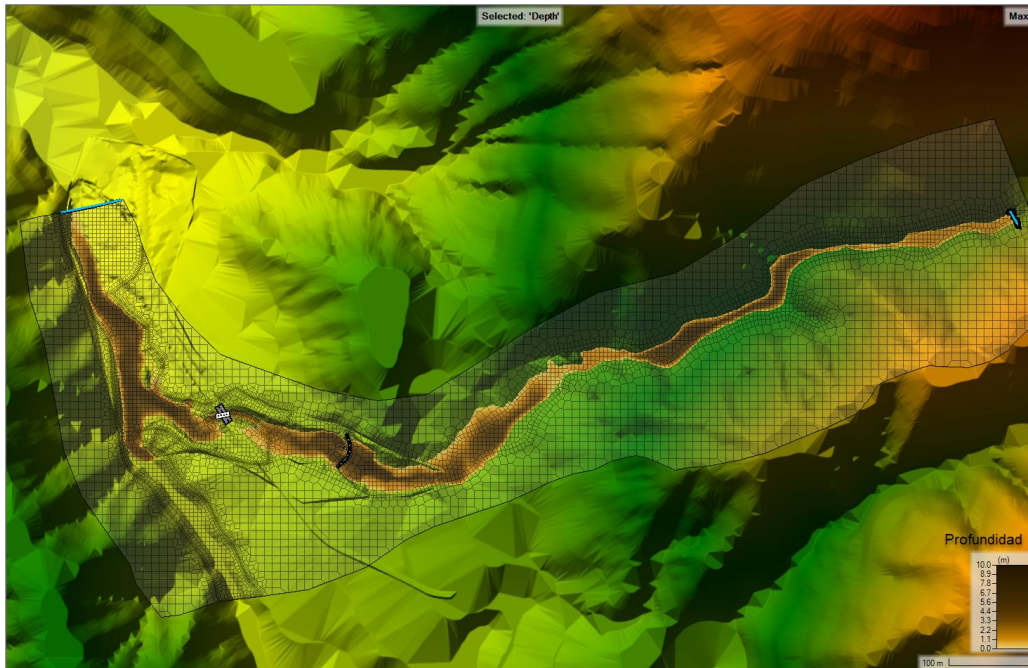
Fuente: Elaboración propia.

Figura 47 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 12$)



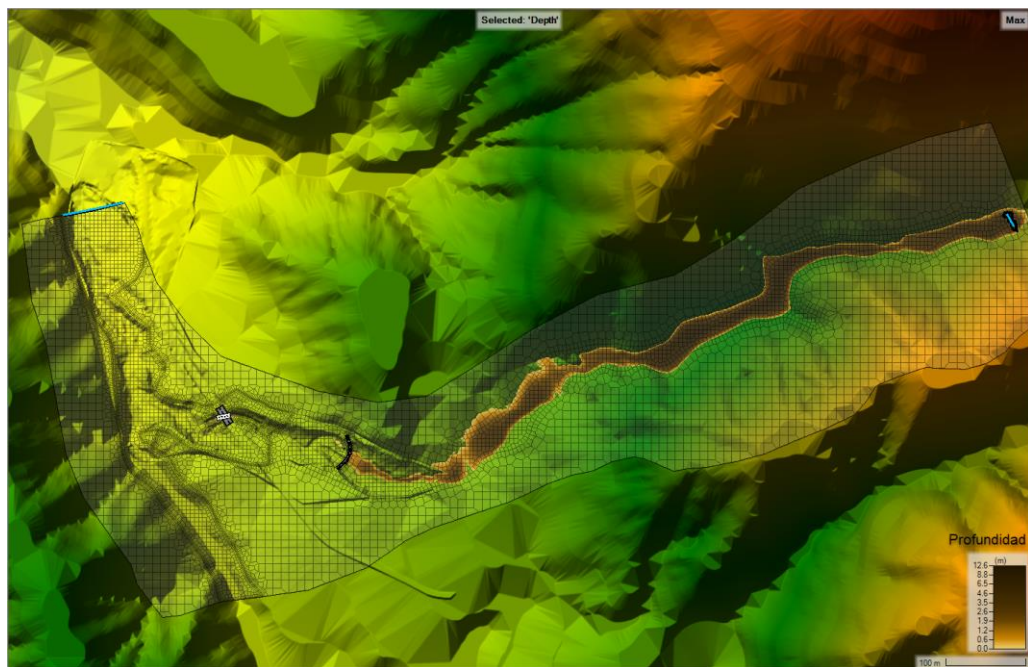
Fuente: Elaboración propia.

Figura 48 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 15$)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 49 Mancha de inundación TR = 20 Años – método Mohr – Coulomb ($\phi = 20$)

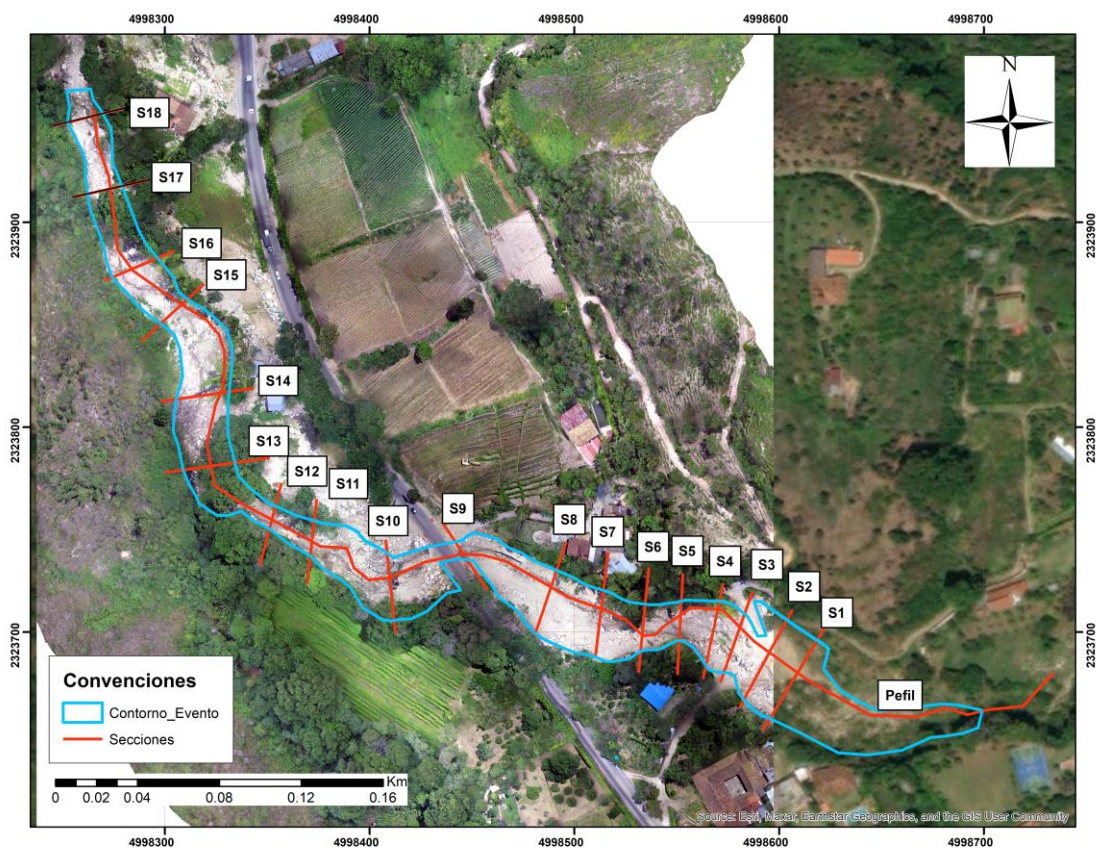


Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos, se destacan las manchas de inundación para un ángulo de fricción interna del flujo de 8° a 15° , puesto que muestran una variabilidad en su ancho aferente, observando que, aguas abajo de la estructura de retención (terraplén de vía antigua), dicha mancha empieza a abarcar una mayor superficie como se evidencio en el evento del 2020. También, el modelo para un ángulo de fricción interna del flujo de 20° , presenta un aspecto importante como límite de la calibración, puesto que, en esta modelación el flujo se frena completamente antes de llegar a la estructura de retención.

Con el fin de realizar un análisis más detallado de los resultados obtenidos en la modelación para diferentes ángulos de fricción interna, se han evaluado las profundidades en distintas secciones transversales a lo largo del cauce, ubicándolas sobre la zona donde se contaba con información detallada de la cicatriz que dejó el evento del 26 de febrero del 2020 (Figura 50).

Figura 50 Secciones transversales y contorno del evento del 26 de febrero del 2020



Fuente: Elaboración propia.

Como ya se ha señalado, los resultados obtenidos de las profundidades en cada una de las secciones transversales han sido contrastadas con base en las alturas potenciales a las que pudo haber llegado el flujo de detritos según la ortofoto disponible sobre la zona, la cual fue levantada posterior al evento torrencial. Los resultados para cada una de las secciones transversales se presentan en la Tabla 20.

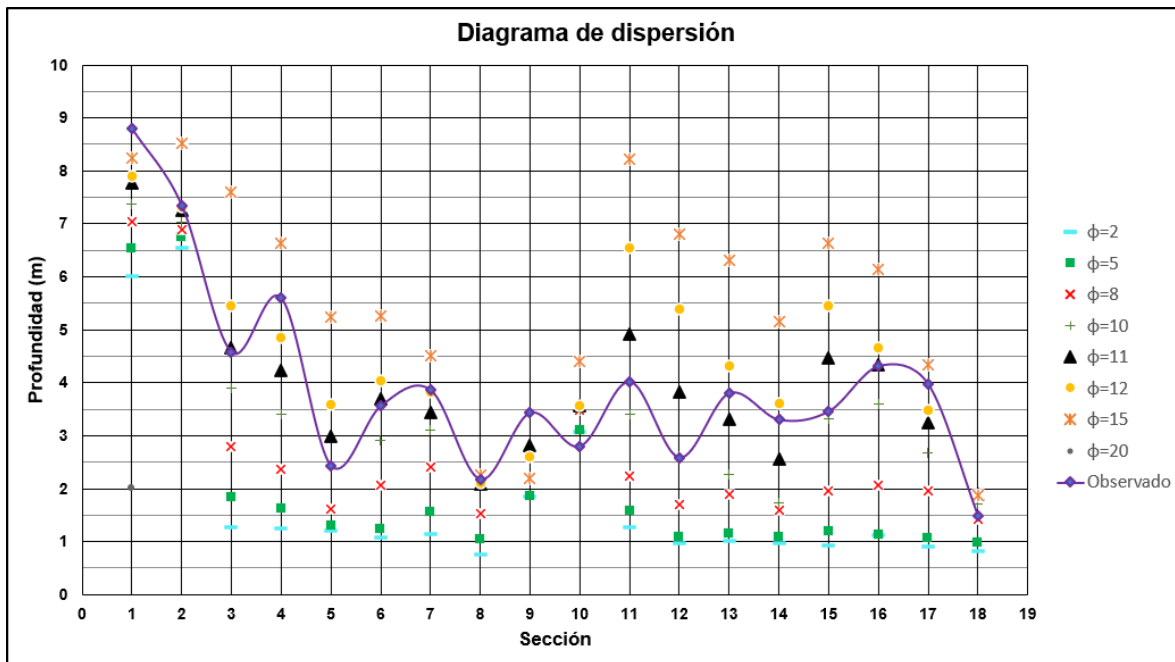
Tabla 20 Profundidades del flujo para diferentes ángulos de fricción interna en secciones transversales

Sección	Observado	$\Phi = 2^\circ$	$\Phi = 5^\circ$	$\Phi = 8^\circ$	$\Phi = 10^\circ$	$\Phi = 11^\circ$	$\Phi = 12^\circ$	$\Phi = 15^\circ$	$\Phi = 20^\circ$
S1	8.8	6.013	6.532	7.045	7.375	7.768	7.909	8.24	2.021
S2	7.35	6.541	6.756	6.892	7.032	7.265	7.319	8.52	
S3	4.577	1.277	1.843	2.804	3.894	4.658	5.446	7.607	
S4	5.597	1.24	1.616	2.364	3.402	4.239	4.86	6.637	
S5	2.432	1.212	1.312	1.619	2.432	2.996	3.595	5.232	
S6	3.56	1.085	1.229	2.072	2.916	3.688	4.049	5.27	
S7	3.862	1.138	1.554	2.407	3.105	3.433	3.832	4.512	
S8	2.173	0.76	1.048	1.539	2.057	2.087	2.107	2.263	
S9	3.43	1.846	1.862	2.67	2.732	2.821	2.601	2.2	
S10	2.797	3.084	3.095	3.49	3.497	3.558	3.557	4.407	
S11	4.02	1.28	1.591	2.243	3.415	4.911	6.551	8.21	
S12	2.585	0.979	1.084	1.706	2.611	3.826	5.393	6.805	
S13	3.8	1.012	1.149	1.887	2.276	3.302	4.323	6.31	
S14	3.3	0.965	1.097	1.594	1.74	2.569	3.604	5.16	
S15	3.458	0.934	1.188	1.968	3.315	4.457	5.458	6.628	
S16	4.311	1.114	1.142	2.067	3.601	4.328	4.67	6.131	
S17	3.969	0.907	1.059	1.95	2.67	3.244	3.487	4.349	
S18	1.484	0.818	0.985	1.417	1.702	1.904	1.879	1.864	

Fuente: Elaboración propia.

De igual manera, con el fin de realizar un análisis comparativo sobre estos datos obtenidos, se ha elaborado un diagrama de dispersión que ilustra la variación de las profundidades en cada sección y que tan cercano se encuentra respecto al valor observado.

Figura 51 Diagrama de dispersión de profundidades de secciones transversales observadas y simuladas



Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, la comparación y selección del parámetro reológico que mejor se ajuste a las condiciones del evento, se realizará a partir de la variación de las profundidades en cada sección transversal utilizando diferentes índices estadísticos tales como, el error absoluto medio (MAE) que calcula el error como la diferencia absoluta entre los valores observados y las predicciones obtenidas de los modelos hidráulicos y el error cuadrático medio normalizado (RMSE).

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i - \hat{y}_i| \quad (58)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2} \quad (59)$$

Donde:

- n : Número total de secciones transversales evaluadas.

- y_i : Valor de la profundidad obtenido en el modelo hidráulico.
- \hat{y}_i : Valor observado mediante interpretación de la ortofoto disponible.

Tabla 21 Índices estadísticos para la selección de los parámetros reológicos

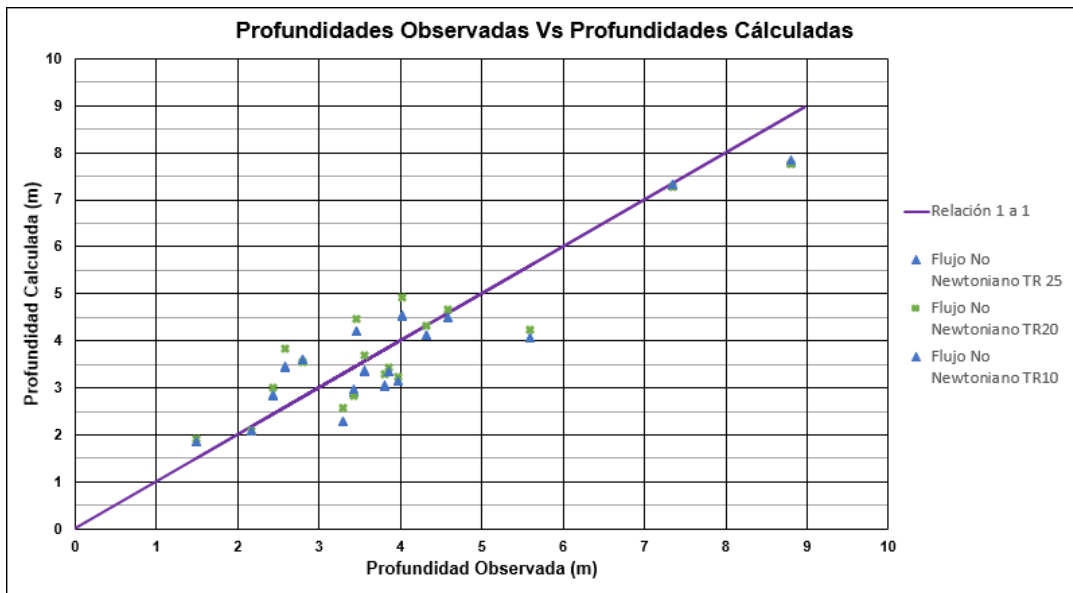
ϕ del flujo - Coulomb (°)	MAE	RMSE
2	2.22	2.45
5	2.00	2.22
8	1.40	1.58
10	0.76	0.97
11	0.59	0.72
12	0.85	1.16
15	1.80	2.19
20	3.86	4.13

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos para cada índice estadístico, se puede inferir que el modelo que mejor se ajusta a las condiciones observadas es aquel con un ángulo de fricción interna de 11°, presentando un mayor acercamiento a lo que pudo ser el evento del 2020 conforme a la cicatriz del evento.

Este análisis comparativo de los resultados se ha realizado para los periodos de retorno de 10 y 25 años, obteniendo los siguientes resultados para cada uno de los flujos no-newtonianos modelados.

Figura 52 Ajuste de profundidades calculadas respecto a las observadas para diferentes periodos de retorno



Fuente: Elaboración propia.

De la Figura 52 se puede observar que cada uno de los periodos de retorno modelados presentan resultados similares entre las profundidades calculadas, acercándose y alejándose más en algunas secciones transversales. Por lo cual, se ha tomado como periodo de retorno de análisis el de 20 años que presenta una concentración volumétrica del 60%, valor que se encuentra dentro del promedio de los rangos establecidos por los diferentes autores.

Ahora bien, a pesar de que los resultados hidráulicos que incluyen el modelo reológico de Coulomb reflejan adecuadamente el cubrimiento de la superficie observada, se ha ratificado dicho comportamiento friccional a partir del número adimensional de Savage, el cual relaciona las tensiones debidas a la colisión con las tensiones cuasi estáticas de Coulomb (Takahashi Tamotsu, 2007), a partir de la siguiente expresión:

$$N_{sav} = \frac{\rho_s d^2 \dot{\gamma}^2}{(\rho_s - \rho_f) g h \tan \phi} \quad (60)$$

Donde:

- N_{sav} : Número adimensional de Savage
- ρ_s : Densidad de los sólidos.
- ρ_f : Densidad del fluido.
- d : Diámetro representativo de las partículas.
- g : Gravedad.
- h : Profundidad del flujo.
- ϕ : Angulo de fricción interna del flujo.
- $\dot{\gamma}$: Velocidad de cizallamiento.

La altura y velocidad de cizallamiento del flujo se ha obtenido con base en los resultados de la modelación hidráulica. Esta velocidad de cizallamiento del flujo se puede calcular desde un enfoque lineal o parabólico, HEC-RAS utiliza el enfoque parabólico para calcular dicha variable (Gibson & Sánchez, 2020), como:

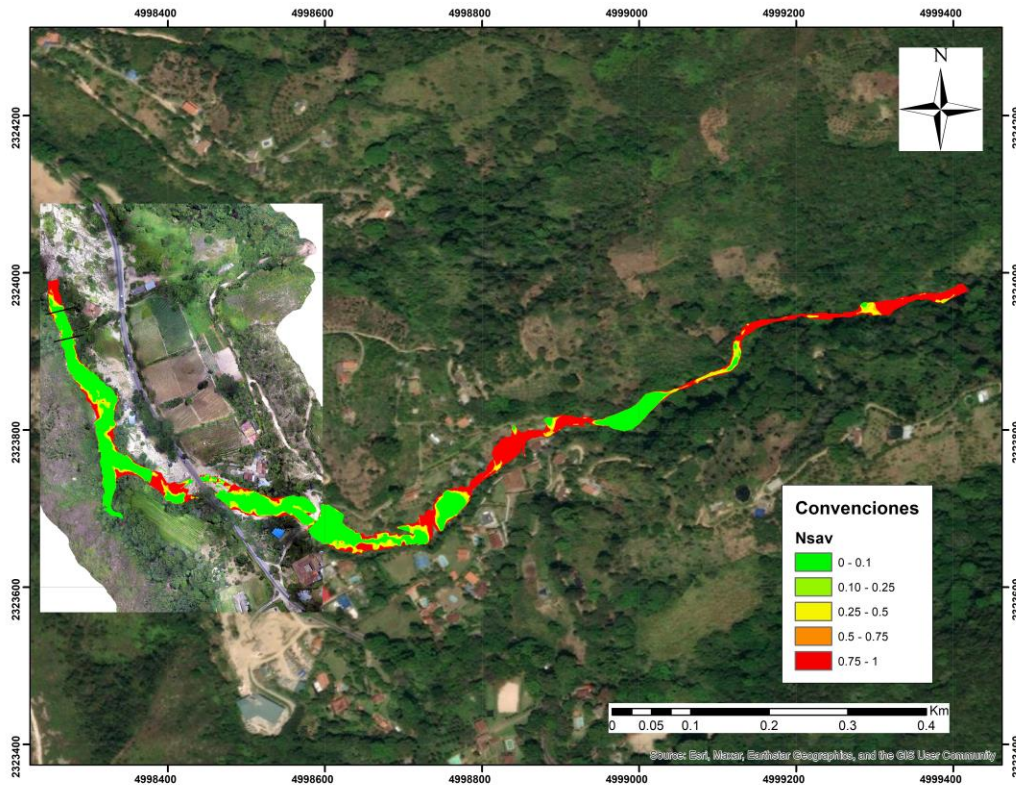
$$\dot{\gamma} = \frac{B|V|}{h \cos \phi \cos \psi} \quad (61)$$

Donde:

- h : Profundidad del flujo.
- ϕ : Pendiente de la superficie del agua.
- ψ : Ángulo de dirección de la velocidad.
- B : 2 y 3 para los perfiles lineal y parabólico.
- $|V|$: Magnitud de la velocidad.

Es importante mencionar que existe un valor limite definido de 0.10 para el número de Savage, donde aquellos valores que superen este umbral serán flujos donde predominan las fuerzas debidas a la colisión y aquellos valores por debajo de 0.10 serán aquellos donde dominen las fuerzas debidas a la fricción. En la Figura 53 se puede apreciar los resultados obtenidos del número de Savage en el área de estudio.

Figura 53 Número de Savage – resultados modelación hidráulica Coulomb ($\phi = 11$)



Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 53, se puede apreciar que en la mayor parte del flujo, especialmente en la zona baja, el número adimensional de Savage presenta resultados inferiores a 0.10, valor que indica que las fuerzas que gobiernan en el flujo son las debidas a la fricción interna del fluido. De igual manera, en la parte alta de la cuenca hidrográfica se presentan números mayores a 1.0 que reflejan que en su desarrollo es posible que gobiernen otras fuerzas tales como las de colisión, u otras como la viscosidad o turbulencia que pueden ser descritas a partir de otros modelos reológicos. Cabe resaltar que HEC-RAS solo permite establecer un modelo reológico (Gibson & Sánchez, 2020), por lo cual al visualizar que en la mayor parte del desarrollo del flujo las tensiones que predominan son las friccionales, se establece como adecuada la inclusión del modelo reológico de Coulomb.

Por otra parte, la variación de los resultados en la parte alta de la cuenca puede deberse a las altas pendientes que ocasionan una alta velocidad en el flujo, repercutiendo así en un cambio en las tensiones que describen el mismo.

Capítulo IV

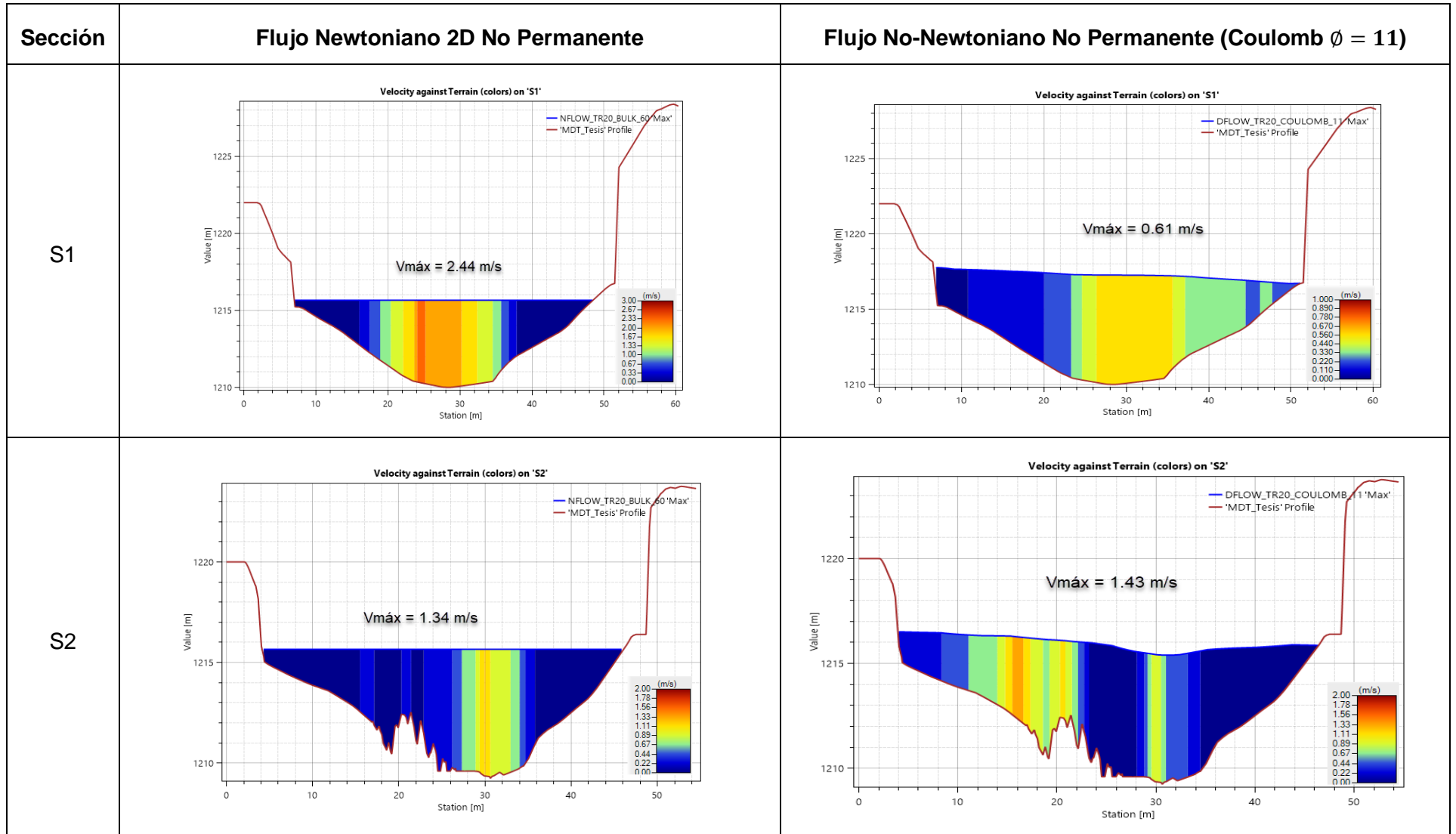
Análisis Comparativo y Discusión de los Resultados

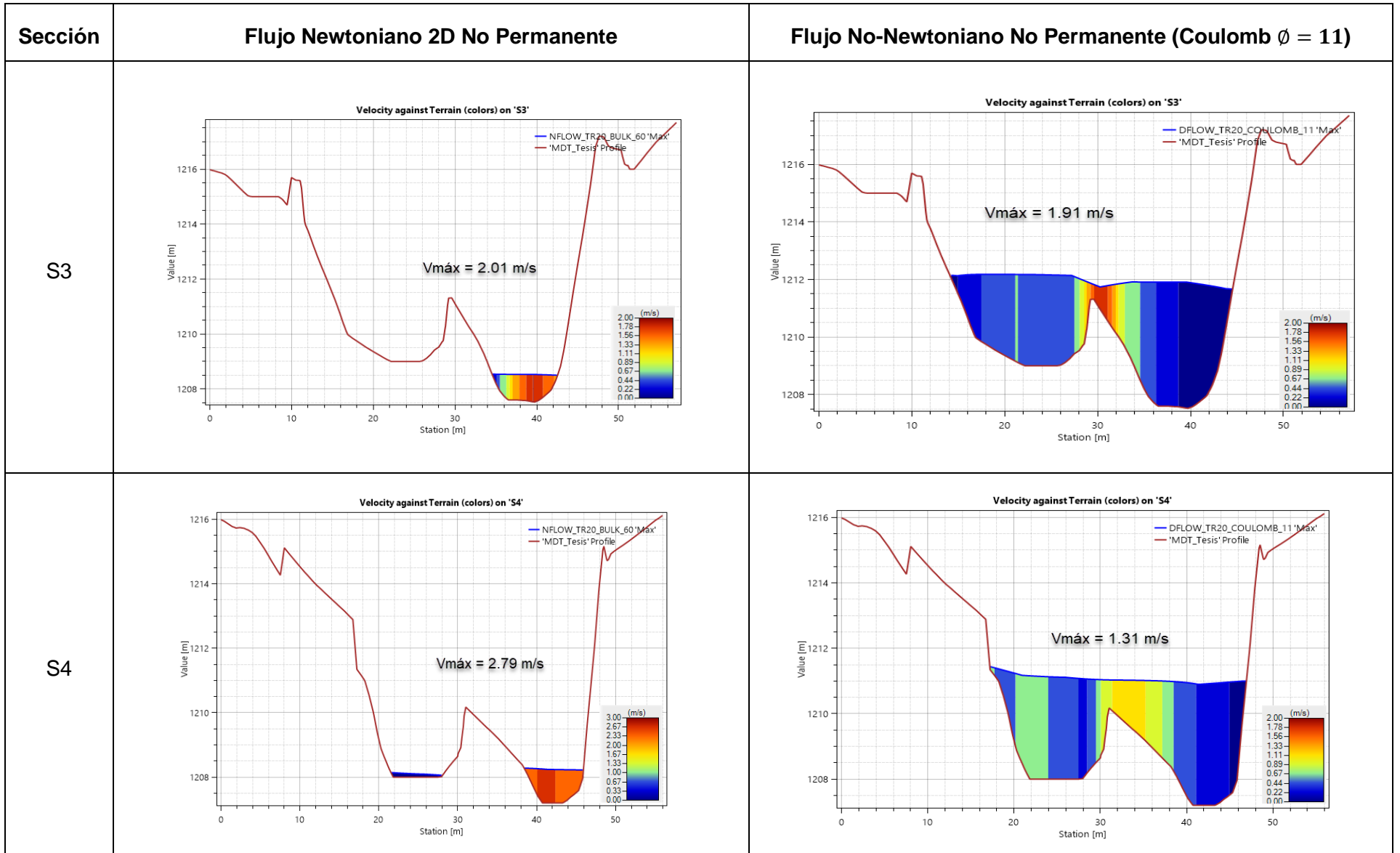
Como se pudo evidenciar en los resultados expuestos en el capítulo anterior, la inclusión de esfuerzos cortantes inmersos en el flujo cambia completamente el comportamiento de este, dependiendo claramente de sus características obtenidas a partir de ensayos de laboratorio del material transportado y de las mediciones reales o potenciales del flujo con el fin de obtener una calibración y comportamiento adecuado.

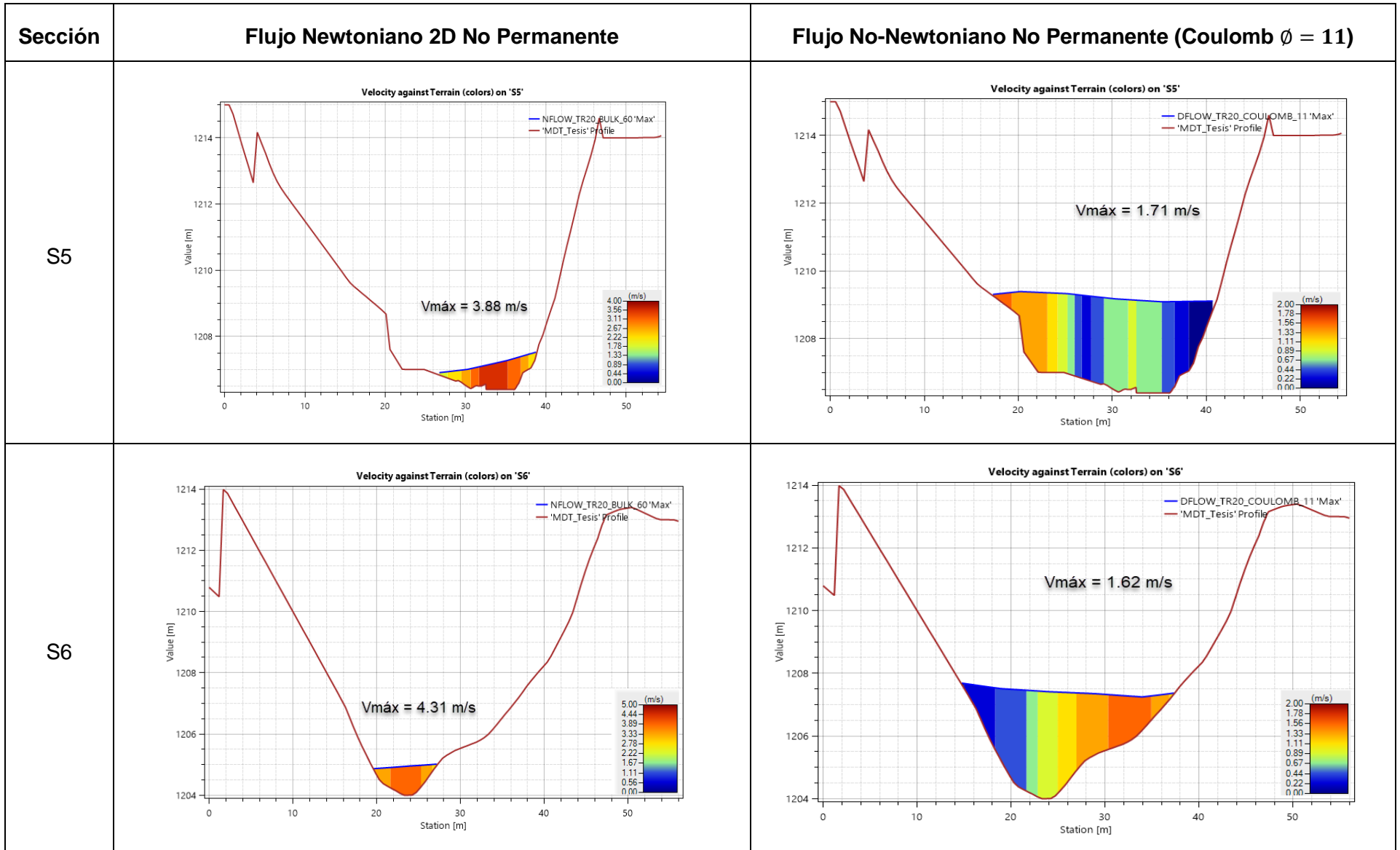
4.1. Evaluación del Desempeño de los Modelos Reológicos en la Simulación de Flujos de Agua No-Newtonianos

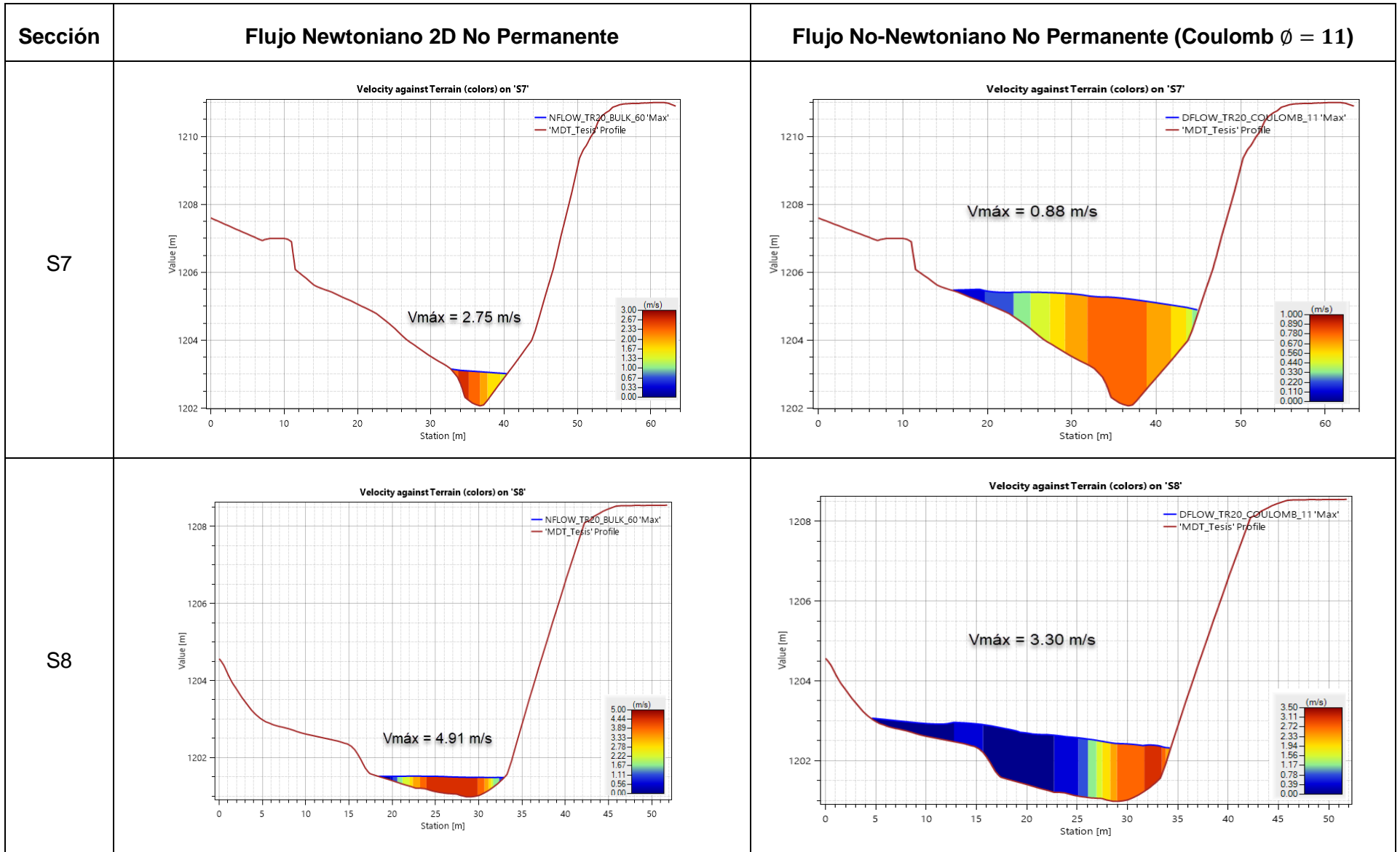
Para la presente evaluación se han comparado los resultados de los dos tipos de flujo analizados, el primero es aquel que representa un modelo hidráulico convencional (agua) afectado por la concentración volumétrica de los sedimentos arrastrados en la corriente de la Quebrada Botijas, el segundo es un modelo hidráulico en dicha corriente afectado por la velocidad de deformación de la mezcla entre agua y sedimento que es representado a partir del modelo reológico de Coulomb. En la Tabla 22 se puede observar la variación en las profundidades y velocidades para cada uno de los modelos hidráulicos objeto de análisis.

Tabla 22 Comparación según tipo de flujo en secciones transversales

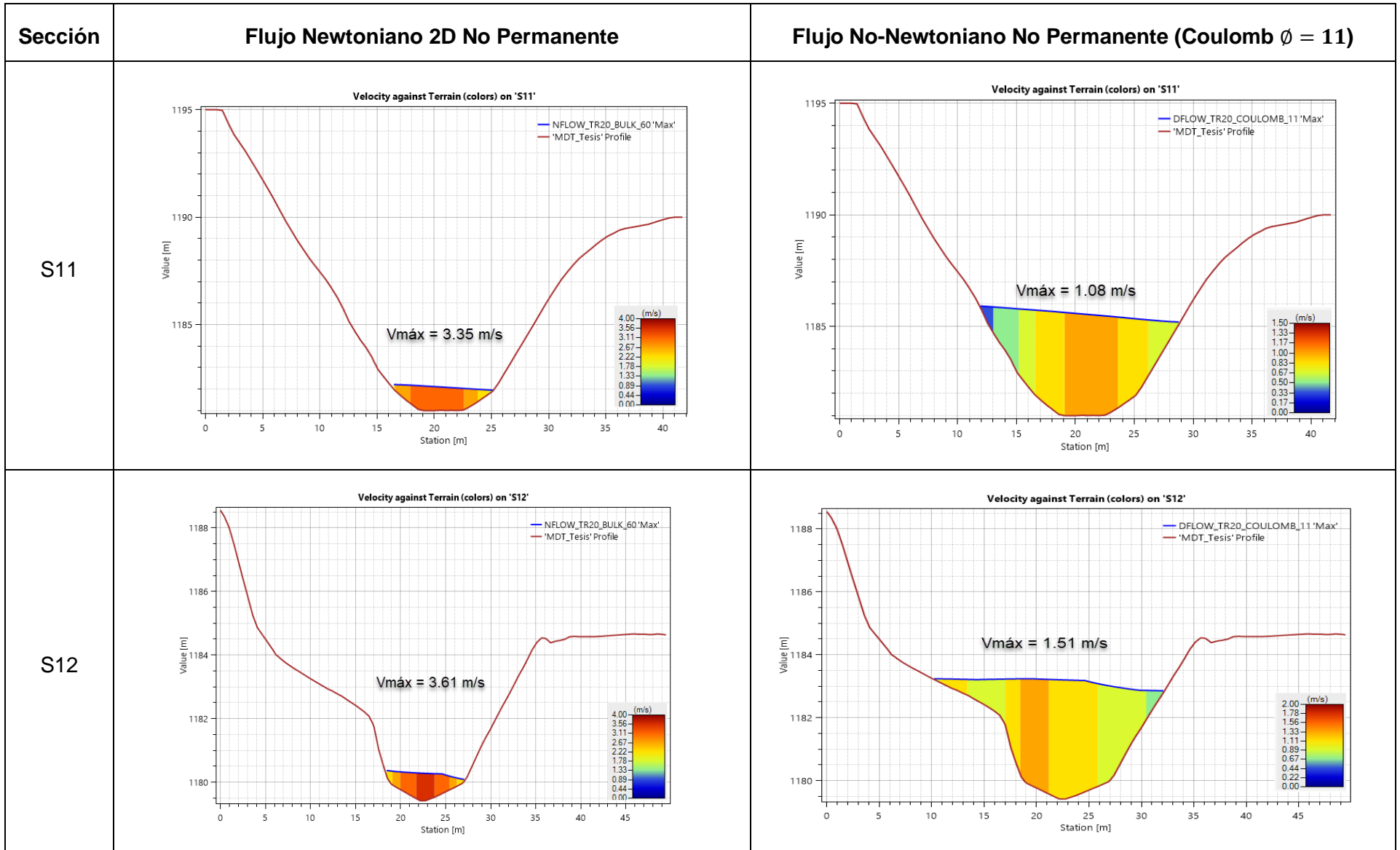


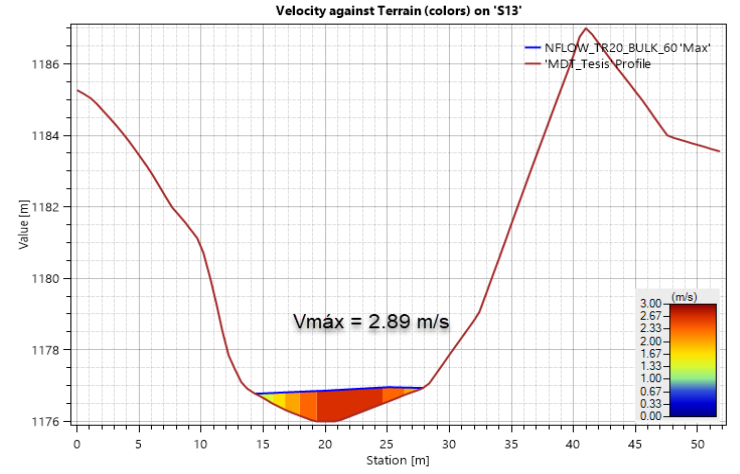
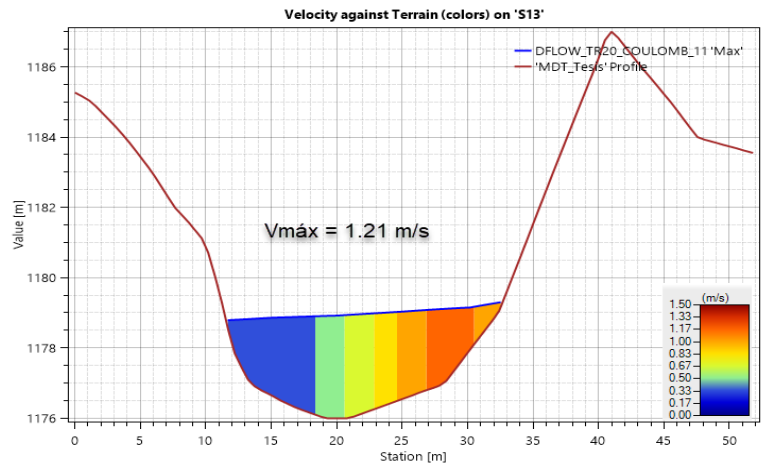
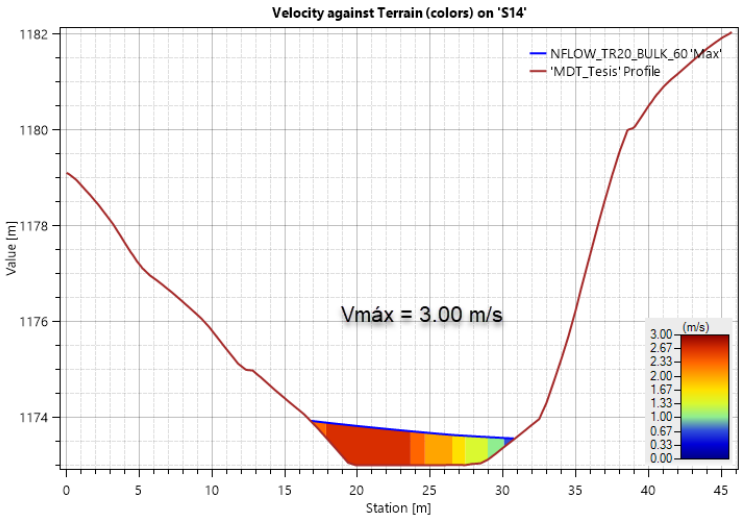
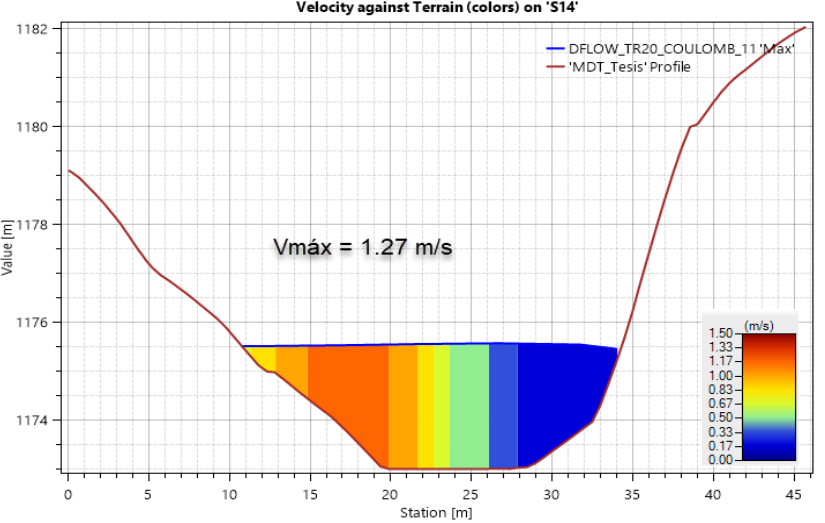


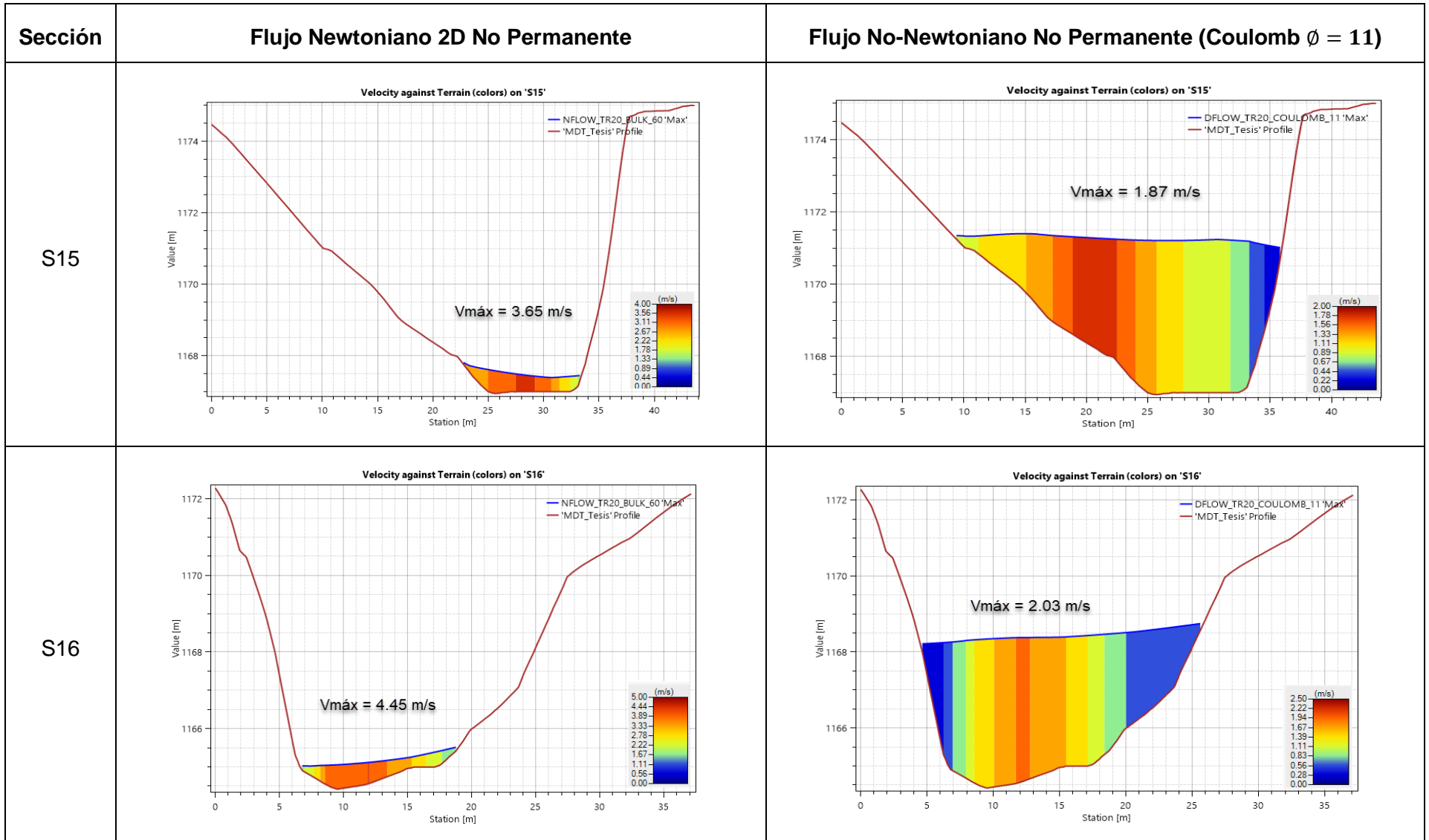


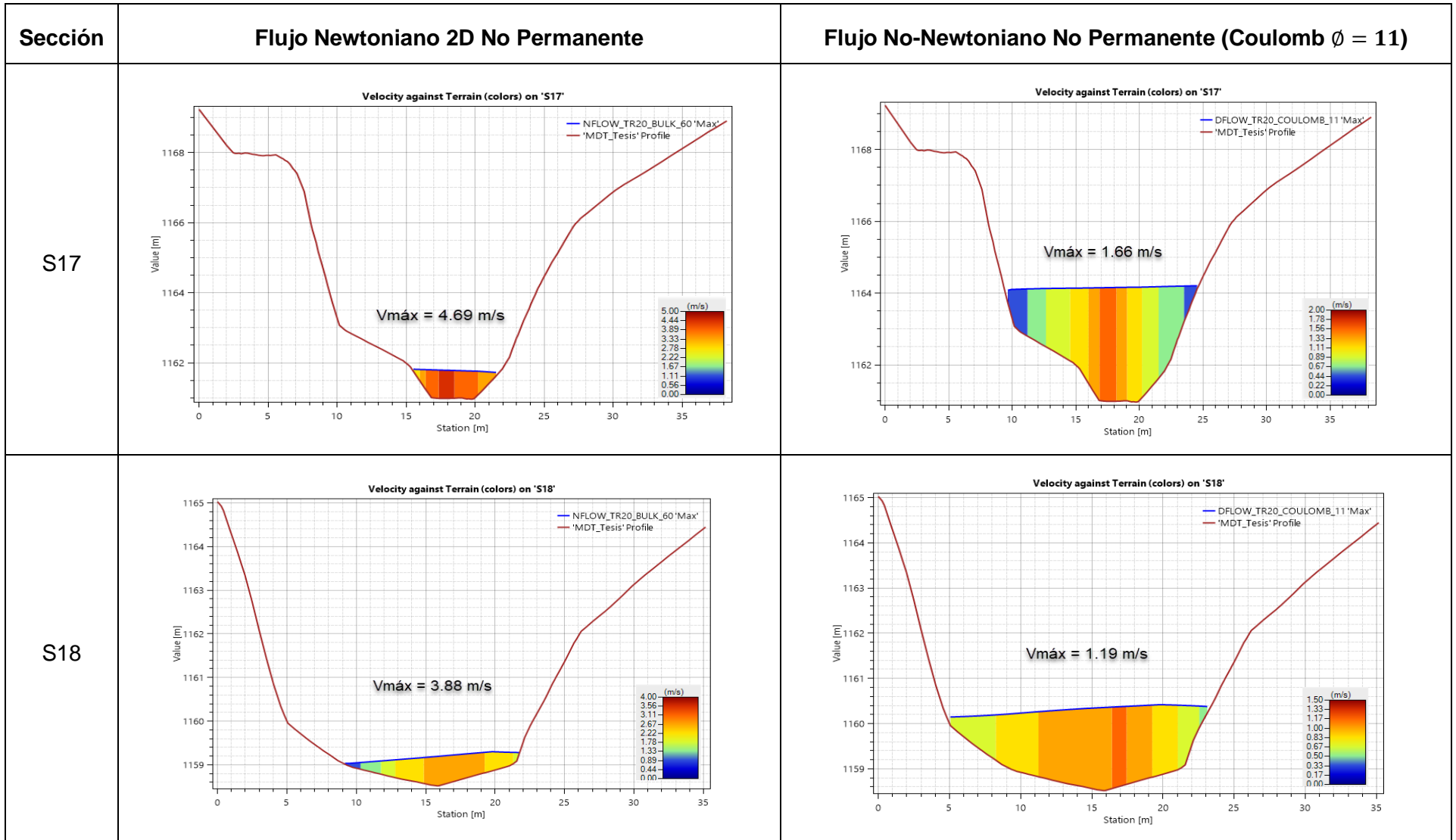


Sección	Flujo Newtoniano 2D No Permanente	Flujo No-Newtoniano No Permanente (Coulomb $\phi = 11$)
S9	<p>Velocity against Terrain (colors) on 'S9'</p> <p>$V_{máx} = 1.99 \text{ m/s}$</p>	<p>Velocity against Terrain (colors) on 'S9'</p> <p>$V_{máx} = 2.58 \text{ m/s}$</p>
S10	<p>Velocity against Terrain (colors) on 'S10'</p> <p>$V_{máx} = 5.15 \text{ m/s}$</p>	<p>Velocity against Terrain (colors) on 'S10'</p> <p>$V_{máx} = 4.74 \text{ m/s}$</p>



Sección	Flujo Newtoniano 2D No Permanente	Flujo No-Newtoniano No Permanente (Coulomb $\phi = 11$)
S13	<p>Velocity against Terrain (colors) on 'S13'</p>  <p>$V_{máx} = 2.89 \text{ m/s}$</p>	<p>Velocity against Terrain (colors) on 'S13'</p>  <p>$V_{máx} = 1.21 \text{ m/s}$</p>
S14	<p>Velocity against Terrain (colors) on 'S14'</p>  <p>$V_{máx} = 3.00 \text{ m/s}$</p>	<p>Velocity against Terrain (colors) on 'S14'</p>  <p>$V_{máx} = 1.27 \text{ m/s}$</p>





Fuente: Elaboración propia.

En las figuras presentadas en la Tabla 22, se puede apreciar las diferencias entre las cotas máximas de inundación y velocidades en cada una de las secciones transversales analizadas (ver Figura 50). Como un primer análisis de esta evaluación y comparación, se presenta la diferencia de profundidades entre la aplicación de un modelo newtoniano 1D y 2D con factor de aumento volumétrico y un flujo no-newtoniano con la reología de Coulomb calibrada anteriormente.

Tabla 23 Profundidades para diferentes tipos de flujo en secciones transversales

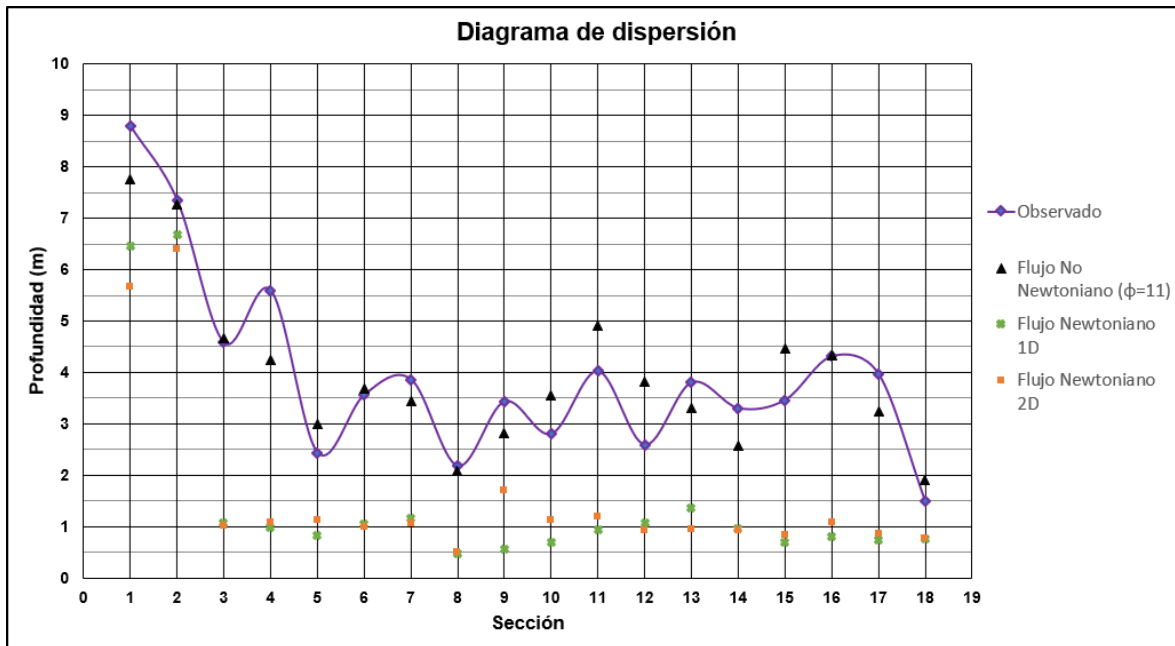
Sección	Observado	Flujo Newtoniano 1D	Flujo Newtoniano 2D	Flujo No-Newtoniano (Coulomb $\phi = 11^\circ$)	Error Absoluto Relativo Flujo Newtoniano (%)	Error Absoluto Relativo Flujo No-Newtoniano (%)
S1	8.8	5.93	5.66	7.768	35.68	11.73
S2	7.35	6.68	6.41	7.265	12.79	1.16
S3	4.577	1.067	1.007	4.658	78.00	1.77
S4	5.597	0.987	1.077	4.239	80.76	24.26
S5	2.432	0.832	1.122	2.996	53.87	23.19
S6	3.56	1.05	1	3.688	71.91	3.60
S7	3.862	1.122	1.052	3.433	72.76	11.11
S8	2.173	0.763	0.503	2.087	76.85	3.96
S9	3.43	0.33	1.7	2.821	50.44	17.76
S10	2.797	0.717	1.117	3.558	60.06	27.21
S11	4.02	0.93	1.2	4.911	70.15	22.16
S12	2.585	1.075	0.915	3.826	64.60	48.01
S13	3.8	1.37	0.94	3.302	75.26	13.11
S14	3.3	0.82	0.92	2.569	72.12	22.15
S15	3.458	0.698	0.838	4.457	75.77	28.89
S16	4.311	0.781	1.071	4.328	75.16	0.39
S17	3.969	0.709	0.849	3.244	78.61	18.27
S18	1.484	0.834	0.774	1.904	47.84	28.30

Fuente: Elaboración propia.

Al realizar la comparación entre las profundidades de las secciones transversales, se interpreta que los resultados fueron más próximos a lo observado para el flujo no-newtoniano, haciendo énfasis en que el error absoluto resulta ser más sensible en aquellas secciones donde las profundidades observadas son más pequeñas, obteniendo de manera general una variación porcentual menor al 25% en la mayoría de dichas secciones. También, para el flujo newtoniano se pueden evidenciar profundidades muy por debajo de lo que muestra la cicatriz del flujo a pesar de que este fue afectado por el aumento

volumétrico para una concentración del 60%, esto se puede ilustrar en mayor detalle en el siguiente diagrama.

Figura 54 Diagrama de dispersión de profundidades de secciones transversales observadas y simuladas en diferentes tipos de flujo



Fuente: Elaboración propia.

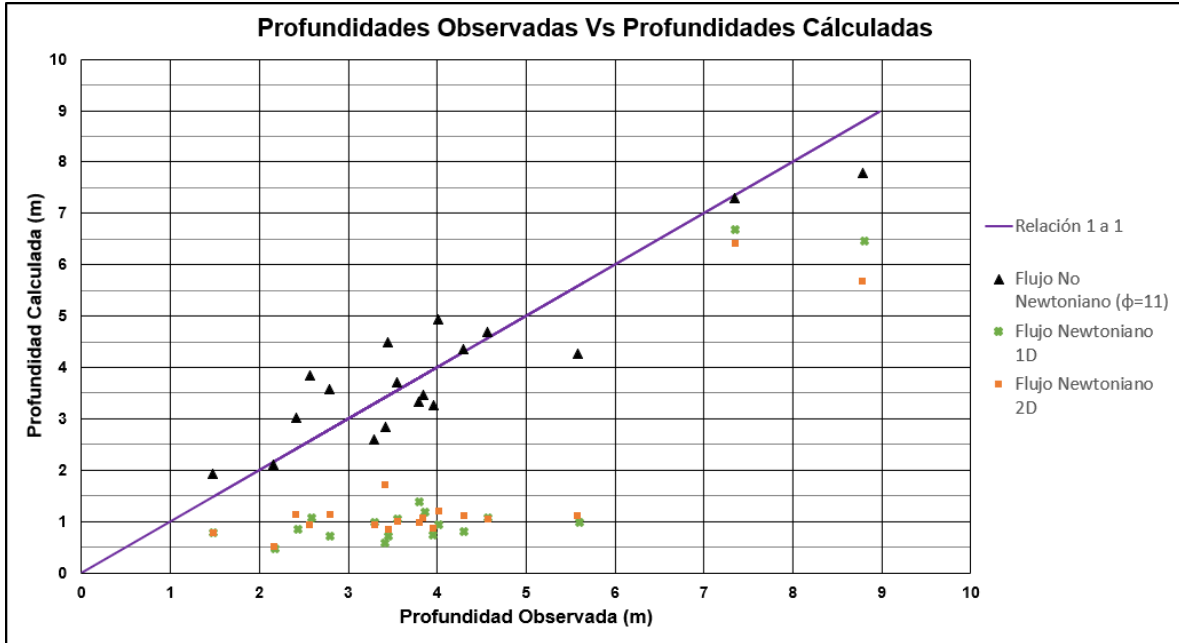
Finalmente, esta comparación de las profundidades será evaluada a partir de la variación entre lo obtenido aplicando modelos newtonianos y no-newtonianos, respecto a las profundidades potenciales obtenidas a partir de la cicatriz del evento. Para ello, nuevamente se utilizarán los índices estadísticos MAE y RMSE.

Tabla 24 Índices estadísticos en la aplicación de tipos de flujo

Tipo de Flujo	MAE	RMSE
Flujo No-Newtoniano (Coulomb $\phi = 11^\circ$)	0.59	0.72
Flujo Newtoniano 1D	2.49	2.68
Flujo Newtoniano 2D	2.41	2.59

Fuente: Elaboración propia.

Figura 55 Ajuste de profundidades calculadas respecto a las observadas



Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos en estos análisis estadísticos, se puede concluir que la modelación hidráulica aplicando la reología de Coulomb presenta un mejor ajuste en las profundidades en comparación con lo obtenido para el flujo newtoniano.

Ahora bien, las velocidades en cada una de las secciones transversales presentan una gran variación entre la aplicación de flujos newtonianos y no-newtonianos. Esta variación se puede apreciar en mayor detalle en la Tabla 25.

Tabla 25 Velocidades según el tipo de flujo en las secciones transversales

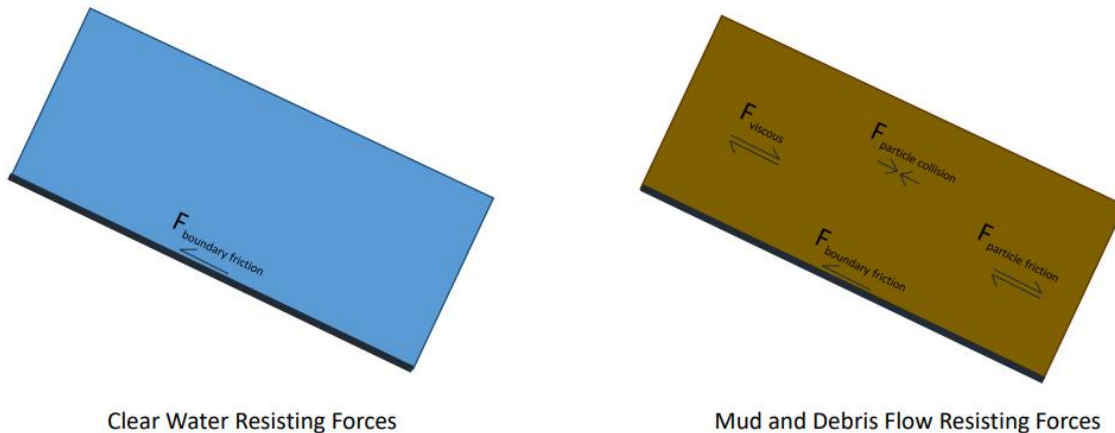
Sección	Velocidad Máxima Flujo Newtoniano 1D – Vn1 (m/s)	Velocidad Máxima Flujo Newtoniano 2D – Vn2 (m/s)	Velocidad Máxima Flujo No Newtoniano - Vnn (m/s)	$\Delta V1$	$\Delta V2$	$\frac{\Delta V1}{Vnn}$ (%)	$\frac{\Delta V2}{Vnn}$ (%)
S1	0.16	2.444	0.606	0.446	1.838	73.60	303.30
S2	0.22	1.344	1.426	1.206	0.082	84.57	5.75
S3	2.743	2.007	1.905	0.838	0.102	43.99	5.35
S4	2.827	2.792	1.305	1.522	1.487	116.63	113.95
S5	3.381	3.879	1.709	1.672	2.17	97.83	126.97
S6	4.882	4.306	1.623	3.259	2.683	200.80	165.31
S7	3.894	2.747	0.881	3.013	1.866	342.00	211.80

Sección	Velocidad Máxima Flujo Newtoniano 1D – Vn1 (m/s)	Velocidad Máxima Flujo Newtoniano 2D – Vn2 (m/s)	Velocidad Máxima Flujo No Newtoniano - Vnn (m/s)	$\Delta V1$	$\Delta V2$	$\frac{\Delta V1}{Vnn}$ (%)	$\frac{\Delta V2}{Vnn}$ (%)
S8	3.354	4.905	3.295	0.059	1.61	1.79	48.86
S9	11.803	1.993	2.582	9.221	0.589	357.13	22.81
S10	9.112	5.145	4.743	4.369	0.402	92.11	8.48
S11	7.51	3.349	1.081	6.429	2.268	594.73	209.81
S12	3.956	3.606	1.509	2.447	2.097	162.16	138.97
S13	3.524	2.893	1.21	2.314	1.683	191.24	139.09
S14	3.305	2.996	1.265	2.04	1.731	161.26	136.84
S15	4.1	3.646	1.865	2.235	1.781	119.84	95.50
S16	4.45	4.451	2.027	2.423	2.424	119.54	119.59
S17	4.687	4.686	1.658	3.029	3.028	182.69	182.63
S18	3.401	3.88	1.189	2.212	2.691	186.04	226.32

Fuente: Elaboración propia.

El flujo no newtoniano presenta una reducción significativa de la velocidad respecto al flujo de agua (newtoniano), presentando velocidades máximas desde los 0.67 m/s hasta los 5.49 m/s y variaciones porcentuales desde el 14.81% hasta el 219.70%. Esta reducción en la velocidad se ve influenciada directamente por los esfuerzos internos en el flujo, donde se adicionan nuevas variables en la modelación hidráulica que no son tenidas en cuenta en la modelación tradicional (ver Figura 56).

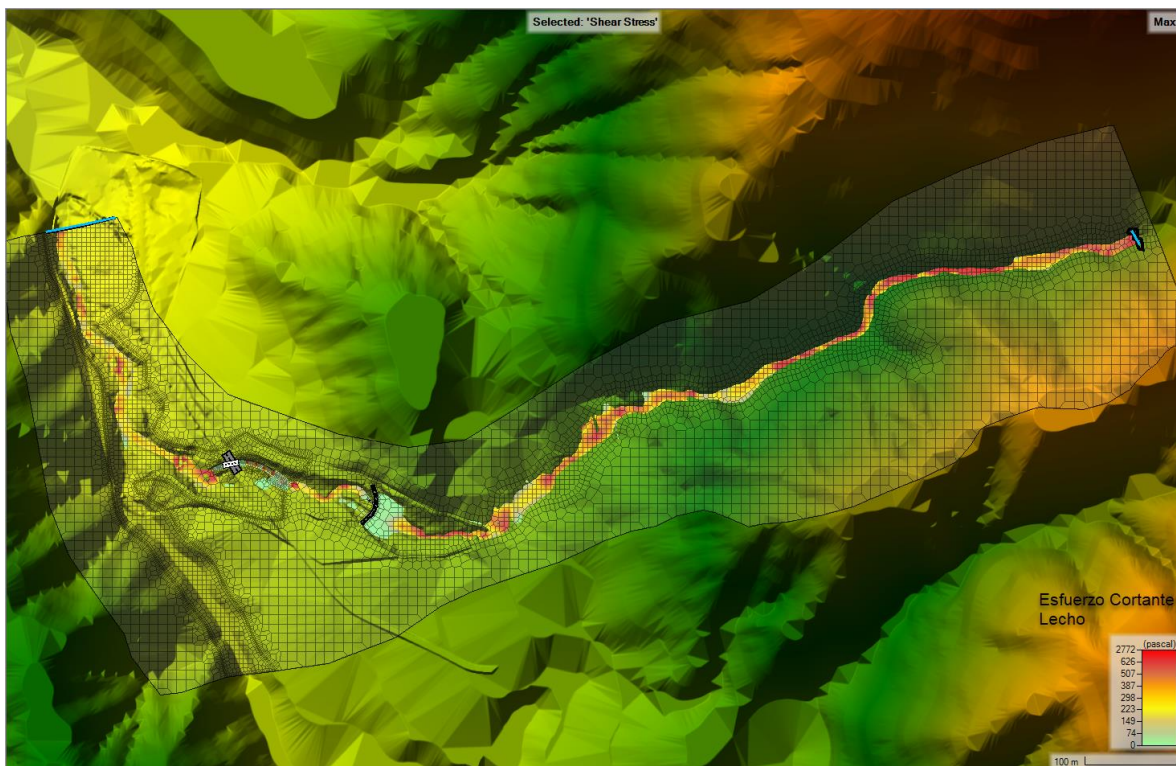
Figura 56 Fuerzas de resistencia en los diferentes tipos de flujos



Fuente: (Gibson & Sánchez, 2020).

Estos esfuerzos adicionales resultan de la interacción entre las partículas y el entorno. La primera fuerza actuante, es aquella que se presenta tanto en los flujos de agua como en los flujos de detritos (no newtonianos) y se genera a partir de la fricción entre el lecho del canal y el flujo. Los resultados de este esfuerzo cortante presentan una variación significativa entre ambos casos, donde para los flujos newtonianos se puede apreciar un esfuerzo cortante entre 0.25 y 0.50 KPa a lo largo de todo el flujo y algunas zonas específicas que superan los 1.50 KPa.

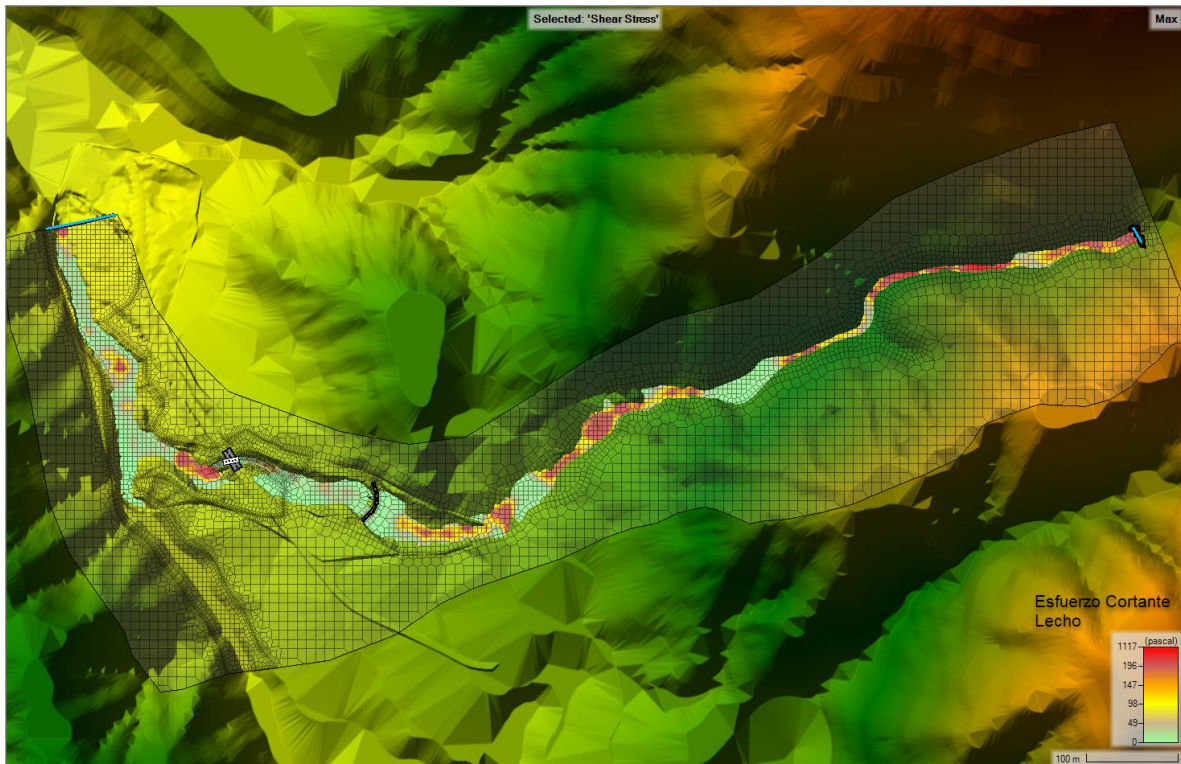
Figura 57 Esfuerzo cortante en el lecho flujo newtoniano 2D no permanente



Fuente: Elaboración propia.

El esfuerzo cortante para el flujo de detritos resulta ser inferior en comparación de lo obtenido para el flujo newtoniano, obteniendo de manera general esfuerzos entre los 0.10 y 0.375 KPa, con zonas que superan los 0.80 KPa.

Figura 58 Esfuerzo cortante en el lecho flujo de detritos



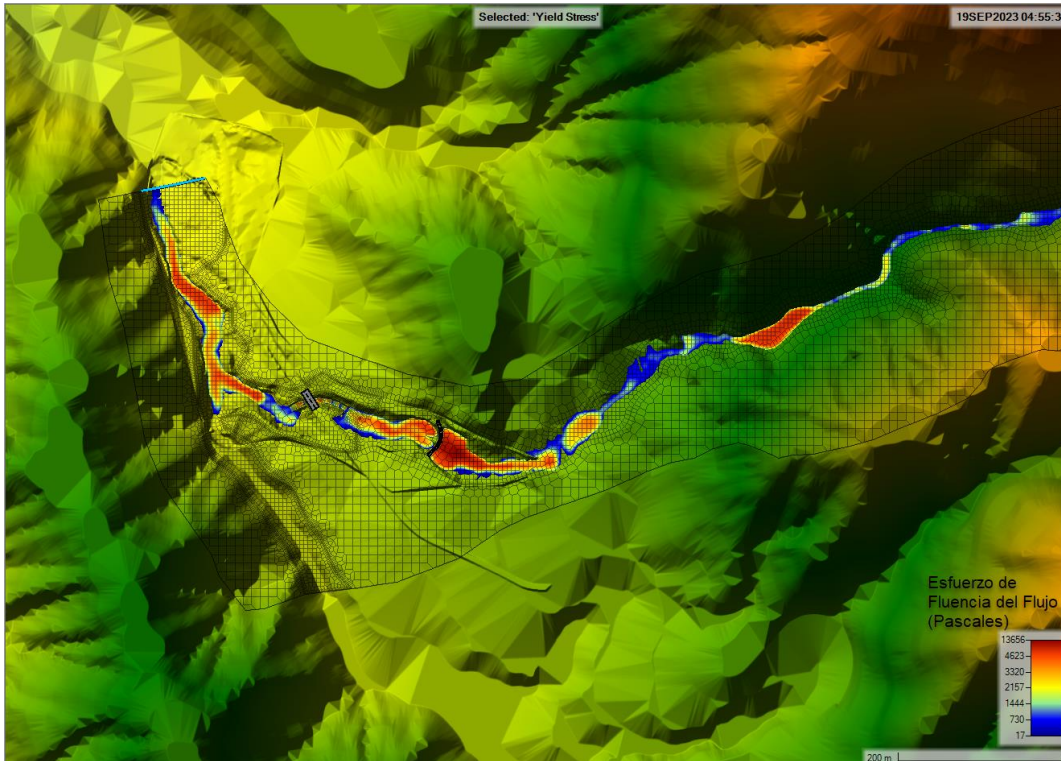
Fuente: Elaboración propia.

Adicional a los esfuerzos cortantes producidos por el rozamiento entre el flujo y el lecho del canal, existen otras fuerzas que se integran a las modelaciones no-newtonianas y que dependen directamente del modelo reológico seleccionado, pudiendo simular aquellos esfuerzos que predominan en el flujo y que dependen de las características físicas del cauce y de la distribución granulométrica del material de arrastre.

Para el caso de estudio, se ha seleccionado el modelo reológico de Coulomb el cual es utilizado generalmente cuando los esfuerzos que predominan en el flujo son los debidos a la fricción entre partículas, los demás esfuerzos como la viscosidad y colisión juegan un papel con menor magnitud.

En la Figura 59 se pueden apreciar los esfuerzos de la mezcla de detritos y que presentan una variación del orden de 0.5 a 13.6 KPa, lo que significa un aumento de aproximadamente 8 veces en comparación con los esfuerzos cortantes newtonianos.

Figura 59 Esfuerzo de fluencia del flujo de detritos



Fuente: Elaboración propia.

4.1.1. Análisis de Estructuras Hidráulicas y Rompimiento de Presa

En la zona de estudio se localizan dos obras hidráulicas a lo largo del cauce de la Quebrada Botijas. Donde, la primera obra que se encuentra en su recorrido es un pontón de dimensiones en base 1.0 y altura 4.0 metros respectivamente, localizado en una vía conformada por un terraplén de aproximadamente 6.50 metros de altura y que durante el evento torrencial fue fallado por uno de sus costados (ver Figura 60).

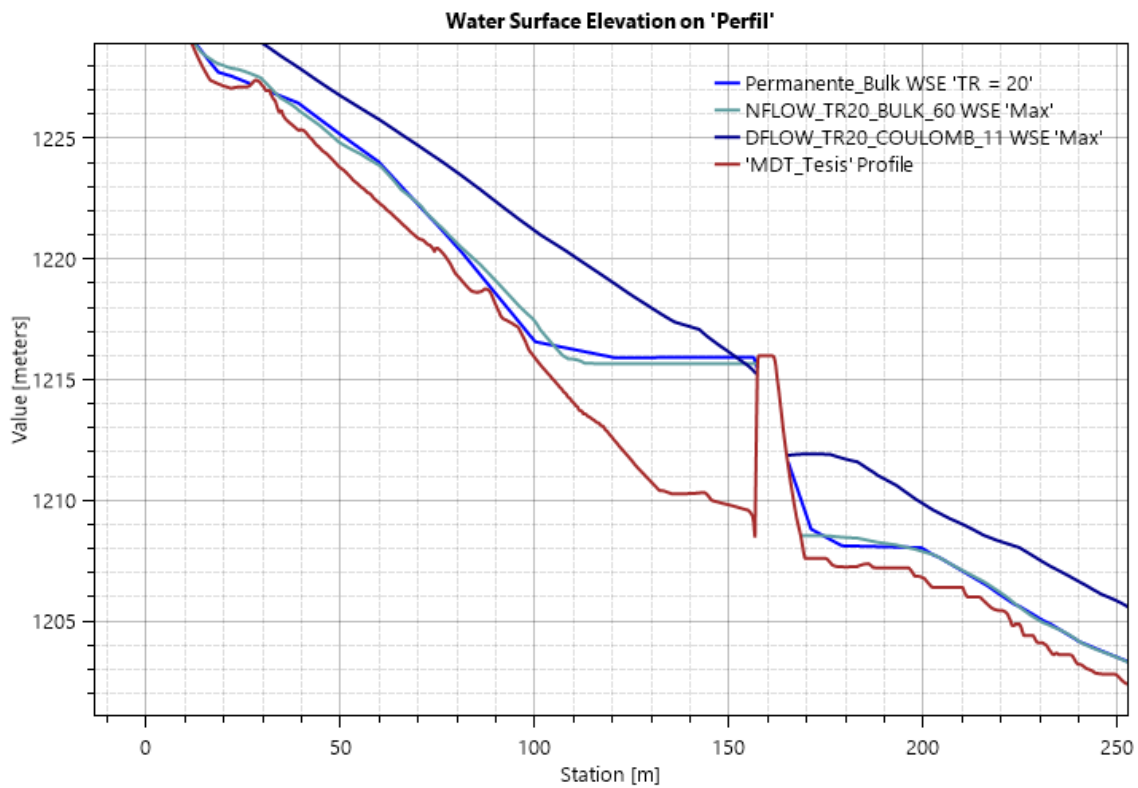
Figura 60 Características de la zona de rompimiento de presa



Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

Este represamiento producto de la incapacidad hidráulica del pontón, generó un remanso hacia aguas arriba de la estructura de retención previo a la falla de ésta, el perfil longitudinal de esta zona se presenta en la Figura 61 y se evidencia que aguas arriba de la presa, el flujo newtoniano en 1D permanente y 2D no permanente, presenta una lámina de agua horizontal, mientras que el flujo de detritos presenta una lámina de agua paralela al fondo del cauce.

Figura 61 Perfil Longitudinal de la lámina de agua para los diferentes tipos de flujo – Terraplén existente

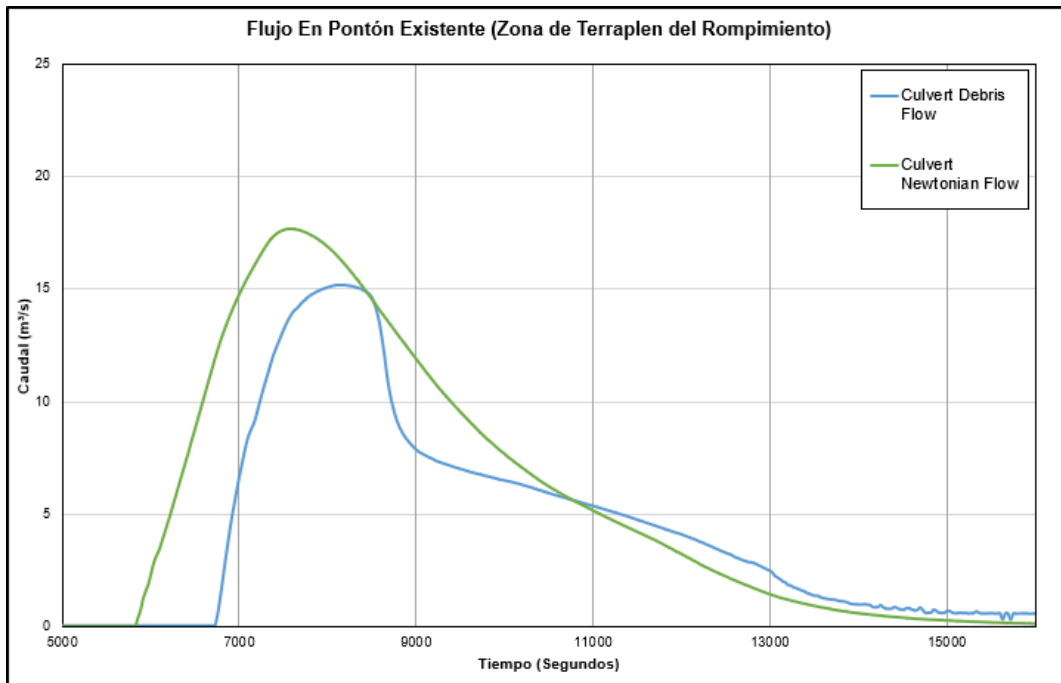


Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente, se ha analizado cada uno de los flujos que atraviesan las estructuras presentes en la zona de represamiento. El primer flujo es aquel que atraviesa el Pontón existente (ver Figura 62), observando que el hidrograma de detritos presenta un desplazamiento hacia la derecha y una atenuación en el pico producto de la reducción en las velocidades, ya que en ambos tipos de flujo se presenta una lámina de agua similar (cota rasante de la vía 1216.0 m.s.n.m), y una sección transversal definida (Pontón de 4.0 x 1.0 metros).

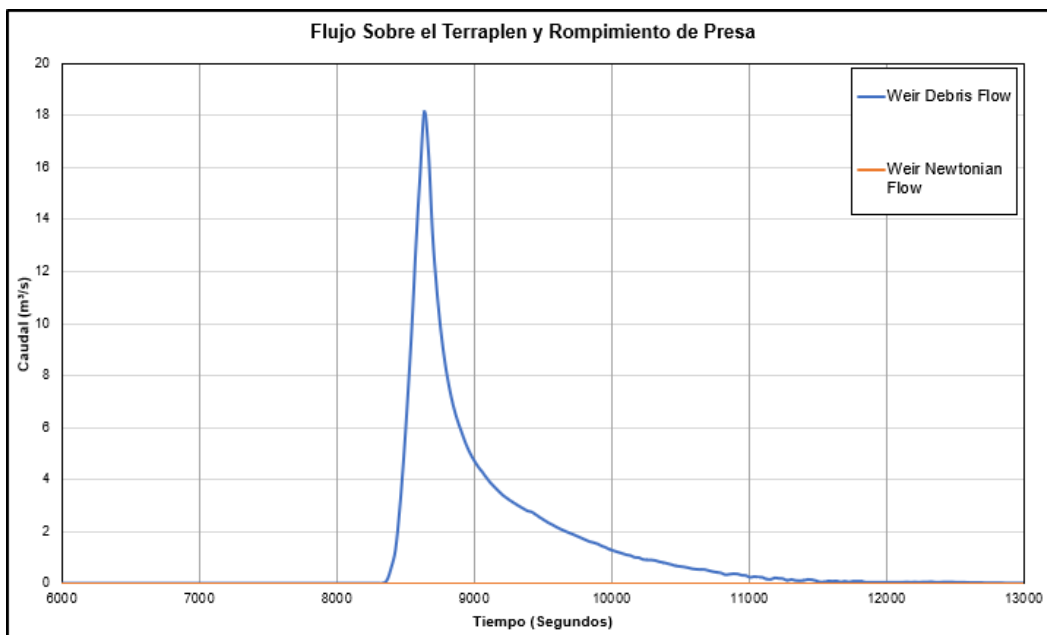
El segundo flujo es aquel que atraviesa la sección del rompimiento de presa (ver Figura 63), identificando un caudal en el rompimiento de 18.0 m³/s en el pico del hidrograma de detritos, observando también que el flujo newtoniano no alcanza las condiciones máximas de 1216.0 m.s.n.m (cota alcanzada 1215.93 m.s.n.m) para cumplir con la condición del rompimiento de presa.

Figura 62 Hidrogramas en el Pontón Existente



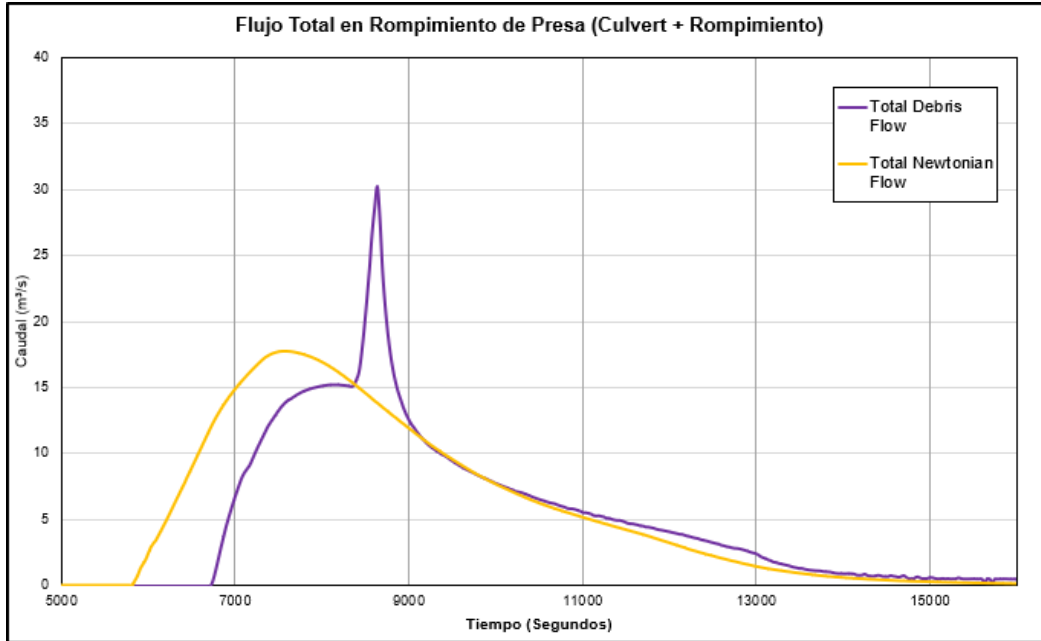
Fuente: Elaboración propia.

Figura 63 Hidrogramas en rompimiento de presa



Fuente: Elaboración propia.

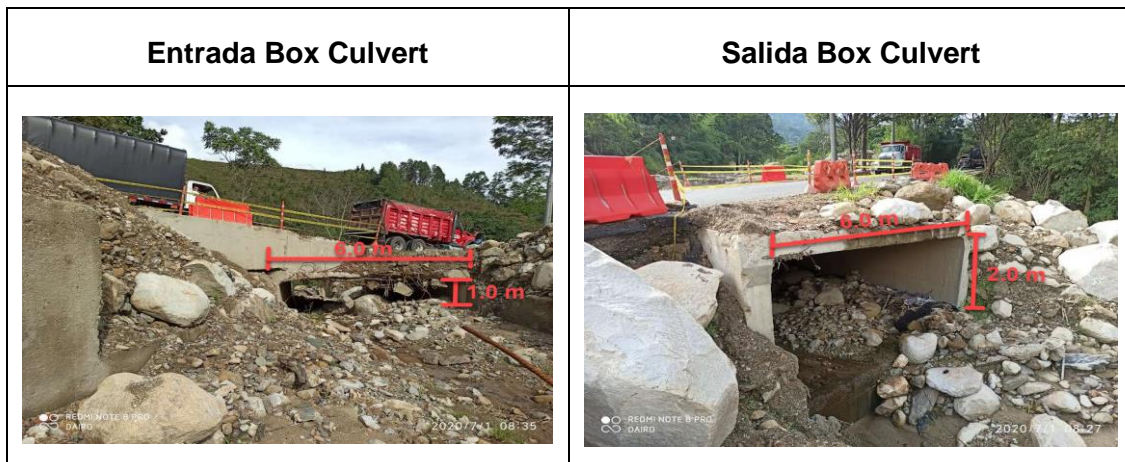
Figura 64 Flujo total en zona de rompimiento de presa (pontón + rompimiento)



Fuente: Elaboración propia.

Para la segunda estructura sobre el cauce de la Quebrada Botijas, se encuentra un Box Culvert de dimensiones en base y altura de 6.0 y 3.0 metros respectivamente, ubicado sobre la vía que conduce de Piedecuesta a Pescadero. Este Box Culvert permitió el paso de una gran cantidad de material y que parte de él fue depositado dentro de la misma estructura.

Figura 65 Flujo de detritos sobre la Quebrada Botijas



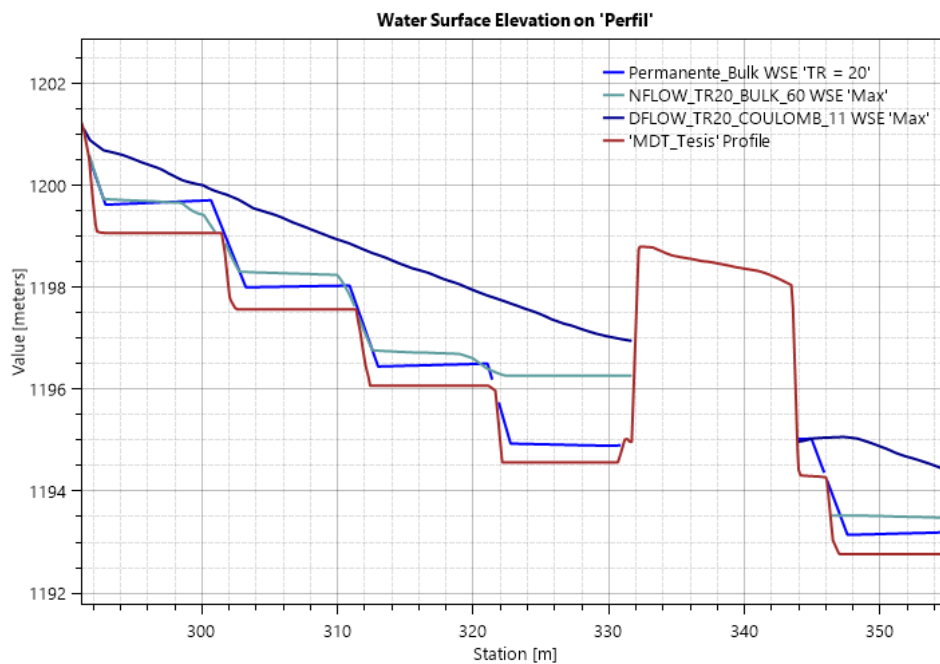
Fuente: (Geotecnia & Cimentaciones S.A.S., 2020).

Este material depositado al interior de la estructura del Box Culvert permite dar una idea de los niveles presentados en el momento del evento torrencial. Evidenciando en la Figura 65 que las profundidades a la entrada y salida fueron mayores a 2.0 m en la entrada y 1.0 m en la salida. Por lo cual, los resultados del modelo unidimensional permanente presentan elevaciones muy bajas a la entrada y salida de la estructura (0.34 y 0.41 m) respecto a lo evidenciado en campo.

El perfil generado por el modelo 2D newtoniano, presenta una profundidad a la entrada de 1.70 m valor que no corresponde de igual manera con lo evidenciado en campo, sin embargo, la profundidad a la salida de dicha estructura es de 0.76 m valor que se encuentra inferior con base en la altura depositada.

El perfil del modelo no-newtoniano presenta características semejantes a las evidenciadas en campo, con una profundidad a la entrada de 2.5 m y a la salida de 2.3 m, adicionalmente aguas arriba de la estructura se evidencia una lámina de agua paralela al pseudo fondo de la estructura escalonada.

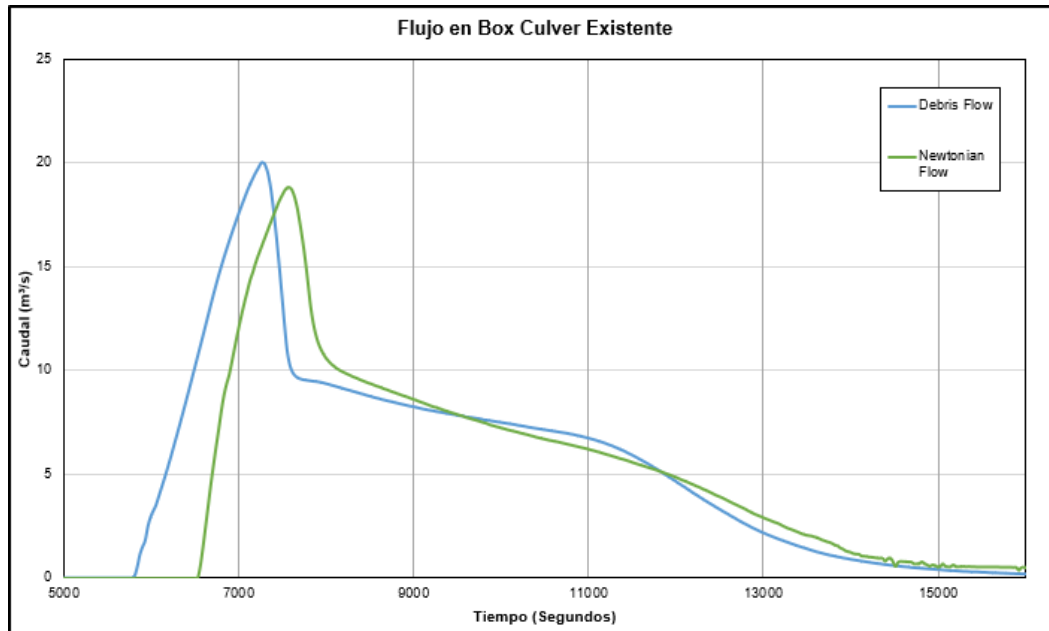
Figura 66 Perfil Longitudinal de la lámina de agua para los diferentes tipos de flujo – Box Culvert existente



Fuente: Elaboración propia.

De igual manera, el flujo captado por esta estructura presenta una disminución en el pico para el flujo Newtoniano respecto al No-Newtoniano, esto debido a la diferencia de carga a la entrada en cada uno de los flujos.

Figura 67 Hidrogramas en el Box Culvert Existente



Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, es importante resaltar que esta obra hidráulica resulta tener la capacidad hidráulica para transportar el caudal del evento torrencial, sin embargo, la modelación hidráulica no contempla posibles obstrucciones por el material de arrastre.

Capítulo V

Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones

La inclusión de los modelos reológicos en las modelaciones hidráulicas resulta ser de gran importancia en la evaluación de avenidas torrenciales, puesto que, el cambio en el comportamiento dinámico del flujo puede presentar cambios significativos respecto a las modelaciones hidráulicas tradicionales, variando en gran medida parámetros como la profundidad, velocidad y esfuerzos cortantes, así mismo integra un nuevo parámetro que es el esfuerzo de fluencia del flujo.

La concentración volumétrica de los sedimentos es uno de los parámetros más sensibles en la modelación de avenidas torrenciales, puesto que de ello depende la selección del modelo reológico a aplicar, pudiendo analizarse erróneamente un flujo que no describe las características del material que se desarrolla en la cuenca de estudio.

El uso y aplicación de las clasificaciones propuestas por diferentes autores ((Costa, 1984; Coussot & Meunier, 1996; T. R. H. Davies, 1988; Suárez Díaz, 2001)), resulta ser un análisis previo importante, y debe considerar variables como la granulometría del material y el volumen potencial o real de arrastre según sea el análisis. Para el presente estudio, dichas clasificaciones fueron concordantes entre sí, definiendo un flujo del tipo detrítico sobre la corriente de estudio.

El modelo reológico de Coulomb en HEC-RAS presenta un frenado significativo cuando el parámetro de fricción interna del fluido alcanza valores elevados (en este caso mayor a 20°). Esto resulta coherente, ya que valores más altos de este parámetro podrían provocar una desaceleración significativa en la mezcla, resultando en un comportamiento que ya no cumple con la definición de flujo.

Los números adimensionales como el de Savage (número adimensional aplicado en el presente estudio), pueden evaluar la influencia de las fuerzas que actúan en el flujo. Su aplicación debe realizarse posterior a la modelación y permite llegar a conclusiones en la idoneidad de la selección del modelo reológico utilizado para describir estas fuerzas.

Los esfuerzos internos desempeñan un papel fundamental en el comportamiento hidráulico de los flujos de detritos. En el caso de estudio, los esfuerzos internos demostraron ser significativos, representando más del 80% del total de esfuerzos (esfuerzo interno + esfuerzo friccional), destacando la importancia de su aplicación en el análisis hidráulico para flujos no-newtonianos.

De manera aclarativa, es importante indicar que la mención de flujos newtonianos en el presente estudio hace alusión a flujos en régimen turbulento.

Los resultados obtenidos en este estudio pueden ser útiles como una guía para investigaciones futuras en la Quebrada Botijas o en cuencas hidrográficas con características similares. Pudiendo analizar posibles mejoras o diferentes enfoques en la aplicación del modelo hidráulico.

5.2. Limitaciones en el Estudio

El análisis y modelación de flujos clasificados como no newtonianos ya sean hiperconcentrados, de lodos o detritos requieren de variables específicas como lo son la viscosidad del flujo intersticial, el esfuerzo cortante, la cohesión, el ángulo de fricción interna dependiendo de la reología a seleccionar. Tal cantidad de variables requiere un esfuerzo importante en la toma de datos primarios para la calibración del modelo hidráulico.

En el presente estudio, durante el proceso de modelación se presentaron dificultades en cuanto a la calibración del modelo hidráulico, estas dificultades fueron las siguientes:

- Falta de registros de precipitación de estaciones pluviográficas durante el día del evento modelado, se recurrió a analizar las lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno, de tal manera que la concentración volumétrica tuviese concordancia con los valores de las referencias para este tipo de flujo.
- La topografía del modelo no cubría toda el área de estudio, por lo cual fue necesario incorporar información secundaria a partir de las curvas de nivel disponibles en el IGAC a escala 1:10000.
- La granulometría tomada en campo presenta una restricción en el tamaño de las partículas mayores a 35 mm, puesto que fue obtenida a partir de las

muestras tomadas en campo mediante el ensayo SPT, siendo la limitante el diámetro interior del cilindro de ensayo.

- El presente estudio ha asumido que el depósito final del material de arrastre se encuentra en la zona baja de la Quebrada Botijas, en confluencia con la Quebrada Grande. Sin embargo, no existe información al respecto del depósito final.
- En complemento con lo anterior, la concentración volumétrica fue estimada a partir de un análisis forense en una zona específica con información previa y posterior al evento sobre la quebrada, relacionando los volúmenes totales obtenidos con las áreas que no fueron abarcadas dentro de este análisis. Se recomienda para futuras investigaciones realizar un análisis predictivo de la concentración a partir de la extensión del área de deslizamiento, junto con la erosión provocada por el flujo más el sedimento aportante de la misma cuenca hidrográfica y otras variables que se crean importantes al aporte de sedimentos en la zona de estudio.
- La inclusión de los modelos reológicos en HEC-RAS no permite aplicar diversas concentraciones en distintos hidrogramas de entrada, por lo cual no se evaluó la confluencia con la Quebrada Grande en el presente estudio, para evitar resultados sobre estimativos en la modelación hidráulica.

De igual manera, el modelo reológico propuesto por Voellmy y que está disponible en HEC-RAS, no fue aplicado debido a que no representaba variaciones en los resultados hidráulicos respecto al flujo newtoniano.

Capítulo VI

Referencias Bibliográficas

- Abraham, M. T., Satyam, N., Pradhan, B., & Tian, H. (2022). Debris flow simulation 2D (DFS 2D): Numerical modelling of debris flows and calibration of friction parameters. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 14(6), 1747–1760. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2022.01.004>
- Armanini, A., & Michiue, M. (Eds.). (1997). *Recent Developments on Debris Flows* (Vol. 64). Springer Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/BFb0117757>
- Chow, V. Te. (1994). *Hidráulica de canales abiertos* (1st ed.). McGraw-Hill Interamericana.
- Costa, J. E. (1984). Physical geomorphology of debris flows. In *Developments and applications of geomorphology*. https://doi.org/10.1007/978-3-642-69759-3_9
- Cousot, P., & Meunier, M. (1996). Recognition, classification and mechanical description of debris flows. *Earth-Science Reviews*, 40(3–4), 209–227. [https://doi.org/10.1016/0012-8252\(95\)00065-8](https://doi.org/10.1016/0012-8252(95)00065-8)
- Davies, T. R. (1997). *Recent Developments on Debris Flows - Large and Small Debris Flows - Occurrence and Behaviour* (A. Armanini & M. Michiue, Eds.; Vol. 64). Springer Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/BFb0117757>
- Davies, T. R. H. (1988). Debris Flow Surges - A Laboratory Investigation. *Mitteilungen Der Versuchsanstalt Für Wasserbau, Hydrologie Und Glaziologie*, 96, 88.
- de Scally, F. A., Owens, I. F., & Louis, J. (2010). Controls on fan depositional processes in the schist ranges of the Southern Alps, New Zealand, and implications for debris-flow hazard assessment. *Geomorphology*, 122(1–2), 99–116. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2010.06.002>
- DesInventar. (2009). *Sistema de Inventario de Desastres Guía Metodológica*.
- Geotecnia & Cimentaciones S.A.S. (2020). *Contrato de obra civil No 780 de 2020 “URGENCIA MANIFIESTA PARA LA ATENCIÓN DE LAS SITUACIONES DE EMERGENCIA ACONTECIDAS ENTRE EL PR 65+074 AL PR 70+020 DE LA*

TRONCAL CENTRAL BOGOTÁ – ZIPAQUIRÁ – SAN GIL – BUCARAMANGA, SECTOR PIEDECUESTA – PESCADERO, EN EL DEPARTAMENTO DE SANTANDER”: Vol. VII H,H y S.

Gibson, S., & Sánchez, A. (2020). *HEC-RAS Mud and Debris Flow Manual* (6.0). US Army Corps of Engineer Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center (HEC).

Guía metodológica para zonificación de amenaza por avenidas torrenciales. (2021). Servicio Geológico Colombiano. <https://doi.org/10.32685/9789585313156>

IDEAM. (2017). *Curvas Intensidad Duración Frecuencia - IDF, Estación: Universidad Industrial Santander (Bucaramanga), Código: 2319504.*

IDEAM. (2022, November 23). *Glosario.* <http://www.ideam.gov.co/web/atencion-y-participacion-ciudadana/glosario>

IDIGER. (2022, September 8). *Caracterización General del escenario de Riesgo por Avenidas Torrenciales.* <https://www.idiger.gov.co/riesgo-por-avenidas-torrenciales>

INVIAS. (2009). *Manual de Drenaje para Carreteras* (Instituto Nacional de Vías (INVIAS), Ed.).

INVIAS. (2020). *Resolución Número 886 de 01 de abril de 2020, “Por medio de la cual se declara la Urgencia Manifiesta para la atención de las situaciones de emergencia acaecidas en las Vías 45A07 San Gil - Bucaramanga y 55ST02 Málaga - Los Cueros, en el Departamento de Santander.”*

Iverson, R. M. (1997). The physics of debris flows. *Reviews of Geophysics*, 35(3), 245–296. <https://doi.org/10.1029/97RG00426>

Kain, C. L., Rigby, E. H., & Mazengarb, C. (2018). A combined morphometric, sedimentary, GIS and modelling analysis of flooding and debris flow hazard on a composite alluvial fan, Caveside, Tasmania. *Sedimentary Geology*, 364, 286–301. <https://doi.org/10.1016/j.sedgeo.2017.10.005>

Monsalve Sáenz, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería* (2nd ed.). Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

- Morassuti, G. (2020). *Diseño de estructuras de corrección de torrentes y retención de sedimentos* (Primera edición). Ediciones de la U.
- Natural Resources Conservation Service. (2007). *National Engineering Handbook*. United States Department of Agriculture.
- Schatzmann, M. (2005). *Rheometry for large particle fluids and debris flows*. Swiss Federal Institute of Technology Zurich.
- Suárez Díaz, J. (2001). *Control de Erosión en Zonas Tropicales*. División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander.
- Takahashi, T., Nakagawa, H., Harada, T., & Yamashiki, Y. (1992). Routing Debris Flows with Particle Segregation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(11), 1490–1507. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1992\)118:11\(1490\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1992)118:11(1490))
- Takahashi Tamotsu. (2007). *Debris Flow Mechanics, Prediction and Countermeasures*. Taylor & Francis Group.
- Tarbuck, E. J., & Lutgens, F. K. (2005). *Ciencias de la tierra una introducción a la geología física*. Pearson Education S.A.
- U.S. Department of Agriculture (USDA). (2004). Hydrologic Soil-Cover Complexes. In *National Engineering Handbook*.
- Ven Te Chow. (1994). *Hidrología Aplicada*. McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
- Vijay P., S. (2014). *Entropy Theory in Hydraulic Engineering*. ASCE.
- Ward, D. E., Goldsmith, R., J., A., C., Restrepo, H., & Gómez, E. (1973). *Mapa Geológico de Colombia*.
- Xia, X., Jarsve, K. T., Dijkstra, T., Liang, Q., Meng, X., & Chen, G. (2023). An integrated hydrodynamic model for runoff-generated debris flows with novel formulation of bed erosion and deposition. *Engineering Geology*, 326, 107310. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2023.107310>

Capítulo VII

Anexos

ANEXO No. 1 – Información Secundaria

ANEXO No. 2 – HEC-HMS

ANEXO No. 3 – Modelo HEC-RAS