

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA
SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

VÍCTOR JAVIER NIÑO PIÑA. I.C.
Código 2705146

Trabajo de grado presentado para optar por el título de
MAGISTER EN INGENIERÍA – RECURSOS HIDRÁULICOS

Dirigido por:
Ing. Civil Msc. Carlos Eduardo Cubillos Peña.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AGRÍCOLA
Bogotá, 2015

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA
SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

VÍCTOR JAVIER NIÑO PIÑA. I.C.
Código 2705146

TRABAJO DE GRADO DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA – RECURSOS
HIDRÁULICOS

Dirigido por:
Ing. Civil Msc. Carlos Eduardo Cubillos Peña.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AGRÍCOLA
Bogotá, 2015.

Nota de aceptación

Firma del Director de Trabajo de grado
Ing. CARLOS EDUARDO CUBILLOS PEÑA

Bogotá, diciembre de 2015.

*Dedicado al Señor, a la Virgen María, a mi
señora madre Luz Marina y a mis
hermanos, Carlos Andrés y Otoniel.*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar al Señor, creador del cielo y de la tierra, Él no solo me permitió llegar hasta donde me encuentro y culminar mis propósitos, sino que, me permite disfrutar de la compañía de mi familia a diario, y siempre me muestra un camino para cumplir con mis metas.

A la Virgen María, quién siempre se preocupa por nosotros y nos brinda su consejo cuando más se necesita.

A mi madre, Luz Marina Piña, ella siempre ha estado pendiente de mí y mis hermanos, preocupándose e impulsándonos a siempre, a continuar.

A mi hermano Carlos Andrés Niño Piña, porque me mostró exactamente lo que significa tener fortaleza para continuar.

A mi hermano Otoniel Niño Piña, quién siempre me muestra el camino, indicándome el curso a seguir.

A mi Padre, Otoniel Niño Gutiérrez, porque siempre me ha protegido de todo peligro.

Al Ingeniero Civil Carlos Eduardo Cubillos Peña, profesor asociado de la Universidad Nacional de Colombia, por su confianza, y sus aportes.

Al Servicio Geológico Colombiano por suministrarnos la información relevante de las dos zonas de estudio, la cual permitió el desarrollo de la presente ponencia.

RESUMEN

En este documento se presentan los resultados de una comparación de diferentes criterios de engrosamiento inicial del flujo para la simulación de flujos hiperconcentrados con fines de calibración de dos eventos de referencia con información de campo ocurridos en Colombia. Los criterios aquí empleados corresponden a los métodos de: O'Brien y Julien, al método de Takahashi, orientados a estimar el caudal total (de agua y sedimentos) de un flujo hiperconcentrado; y el tercer método corresponde a la aplicación de un método antiguo propuesto por García Nájera denominado ecuación de transporte con arrastre, los tres métodos integrados a la simulación con el modelo hidráulico Hec-Ras. De igual forma se empleó el modelo FLO-2D para la modelación de las concentraciones de los mismos eventos de referencia, y comparar los resultados obtenidos con ambos enfoques. Los casos de referencia considerados ocurrieron el 6 y 7 de junio del 2009 en el río Combeima en la zona de la bocatoma del acueducto de Ibagué y el 17 de noviembre de 1988 en la Q. La Negra en el municipio de Útica, de los cuales se conoce y las profundidades del flujo alcanzadas por el flujo. Los resultados sugieren que es posible simular un flujo hiperconcentrado como si fuese un flujo de agua clara, siempre y cuando se afecte el caudal (la porción líquida de la mezcla agua – sedimento) en función de la concentración volumétrica de sedimentos (engrosamiento), y modificando, consecuentemente el coeficiente de rugosidad del flujo.

ABSTRACT

In this paper is presented the results compare different bulking factors for initial flow generation of hyperconcentrated flows through simulation purposes two events calibration reference with field information. The criteria used here are O'Brien - Julien, and Takahashi method, both development to estimate the total flow rate of a hyperconcentrated flow; and third method was proposed by Garcia Najera called "ecuación de transporte con arrastre". These three methods are integrated with a hydraulic model like Hec-Ras is. Likewise, the FLO-2D model for modeling the same both reference events was used and the results obtained with both hydraulic models were compared. Reference cases were occurring employees: 6 and June 7, 2009 in the Combeima River in the area of the intake of the aqueduct of Ibague and the November 17, 1988 in Q. black in the town of Utica. Sediment volume concentration was calibrated for each bulking method. The results suggest that it is possible to simulate a hyper-concentrated flow as if a stream of clear, always water and when the flow rate affects the liquid flow (the liquid portion of the mixture water - sediment) as a function of volumetric sediment concentration and modifying the Flow roughness coefficient.

ÍNDICE DE CONTENIDO

Pág.

1	INTRODUCCIÓN	16
2	OBJETIVOS.....	18
2.1	Objetivo general.....	18
2.2	Objetivos específicos	18
3	METODOLOGÍA	19
3.1	Caracterización de las zonas de estudio	20
3.1.1	<i>Caracterización topográfica</i>	<i>21</i>
3.1.2	<i>Caracterización hidráulica e hidro-sedimentológica.....</i>	<i>21</i>
3.2	Modelación hidráulica de los eventos de agua clara.....	22
3.3	Modelación hidráulica de los eventos de referencia	23
3.3.1	<i>Simulación hidráulica en FLO-2D</i>	<i>24</i>
3.3.2	<i>Aplicación de los criterios de engrosamiento.....</i>	<i>25</i>
4	MARCO CONCEPTUAL.....	27
4.1	Definición de flujo hiperconcentrado.....	27
4.2	Clasificación de los flujos hiperconcentrados	28
4.2.1	<i>Avenidas de lodos (Mudfloods).....</i>	<i>32</i>
4.2.2	<i>Flujos de lodos (Mudflows)</i>	<i>33</i>
4.2.3	<i>Flujos de escombros (Debris-flows).....</i>	<i>33</i>
4.3	Reología de los flujos hiperconcentrados	33
4.4	Resistencia al flujo.....	37
4.5	Criterios de engrosamiento del flujo.....	38
4.5.1	<i>Ecuación de una corriente con arrastre (Sendra, 2002)</i>	<i>39</i>
4.5.2	<i>Obtención del caudal de flujo según O'Brien (2006)</i>	<i>45</i>
4.5.3	<i>Obtención del caudal de flujo según Takahashi.....</i>	<i>46</i>
5	CARACTERIZACIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO.....	49
5.1	Cuenca del río Combeima	49
5.1.1	<i>Características fisiográficas de la cuenca</i>	<i>51</i>
5.1.2	<i>Topografía.....</i>	<i>54</i>
5.1.3	<i>Hidráulica e Hidrología.....</i>	<i>60</i>

5.1.4	<i>Estimación de los hidrogramas líquidos de las crecientes</i>	66
5.1.5	<i>Comportamiento sedimentológico</i>	66
5.2	Cuenca de la quebrada La Negra	68
5.2.1	<i>Características fisiográficas de la cuenca</i>	69
5.2.2	<i>Hidrología</i>	73
5.2.3	<i>Granulometrías del lecho de la quebrada</i>	74
6	MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LOS EVENTOS DE AGUA CLARA	77
6.1	Río Combeima	77
6.1.1	<i>Calibración del modelo hidráulico</i>	78
6.1.2	<i>Simulación hidráulica de los eventos (agua clara)</i>	84
6.1.3	<i>Transporte de sedimentos</i>	87
6.2	Quebrada La Negra	92
6.2.1	<i>Obtención de caudales líquidos</i>	94
6.2.2	<i>Calibración del modelo hidráulico</i>	94
6.2.3	<i>Simulación hidráulica de los eventos (agua clara)</i>	100
6.2.4	<i>Transporte de sedimentos.</i>	104
7	MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LOS EVENTOS DE REFERENCIA	108
7.1	Modelación hidráulica del evento del río Combeima	109
7.1.1	<i>Calibración y simulación empleando FLO-2D</i>	109
7.1.2	<i>Calibración y simulación empleando criterios de engrosamiento en HEC-RAS.</i>	118
7.2	Modelación hidráulica del evento de la quebrada La Negra	124
7.2.1	<i>Calibración y simulación empleando FLO-2D:</i>	125
7.2.2	<i>Calibración y simulación empleando criterios de engrosamiento en HEC-RAS</i>	130
7.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS	133
8	CONCLUSIONES	137
9	REFERENCIAS	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1.	Esquema metodológico empleado para el presente estudio.....	19
Figura 4.1.	Relación esfuerzo deformación para diferentes tipos de fluido.....	35
Figura 4.2.	Volumen de control para estudiar la influencia del transporte sólido con respecto a la corriente de agua.....	40
Figura 4.3.	Concentración de sedimentos vs. Factores de engrosamiento.....	46
Figura 5.1.	Localización general de la Cuenca del río Combeima	50
Figura 5.2.	Subcuencas que conforman la cuenca del río Combeima	52
Figura 5.3.	Localización de las secciones transversales en planta y en perfil longitudinal del río Combeima.....	56
Figura 5.4.	Distribución granulométrica del material del lecho en el cauce del río Combeima.....	58
Figura 5.5.	Curva hidrométrica del material del lecho del río Combeima.....	59
Figura 5.6.	Localización de las estaciones hidrométricas en el río Combeima.....	61
Figura 5.7.	Curva de calibración nivel caudal para la estación San Vicente	63
Figura 5.8.	Curva de Calibración nivel caudal para la estación Montezuma	63
Figura 5.9.	Curva de Calibración nivel caudal para la estación Yuldaima.....	64
Figura 5.10.	Curvas de duración de caudales líquidos para las estaciones ubicadas en el cauce del río Combeima	64
Figura 5.11.	Curvas de calibración Q. sólido medido vs. Q. líquido aforado para cada estación hidrométrica	67
Figura 5.12.	Curva de duración de caudales sólidos medidos en las estaciones del río Combeima.....	68
Figura 5.13.	Perfil longitudinal de la quebrada La Negra	72
Figura 5.14.	Granulometría del material del lecho de la quebrada La Negra.....	75
Figura 6.1.	Coefficientes de rugosidad de Manning en función del Caudal Est. San Vicente.....	79
Figura 6.2.	Coefficientes de rugosidad de Manning en función del Caudal Est. Montezuma	79
Figura 6.3.	Coefficientes de rugosidad de Manning en función del Caudal Est. Yuldaima.....	80
Figura 6.4.	Vista en planta del modelo en HEC-RAS del río Combeima.....	81
Figura 6.5.	Variación del número de Froude con el caudal para la Est. San Vicente	82
Figura 6.6.	Variación del número de Froude con el caudal para la Est. Montezuma	82
Figura 6.7.	Comparación de la curva de calibración Nivel- Caudal obtenida mediante simulaciones y observaciones para la estación San Vicente.....	83
Figura 6.8.	Comparación de las curvas de calibración Nivel-Caudal observadas vs simuladas para la estación Montezuma	83
Figura 6.9.	Variación de la velocidad de flujo, el número de Froude, profundidad de flujo y esfuerzo cortante a lo largo del canal principal del río Combeima.....	86

Figura 6.10.	Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido estimado a partir del método de Einstein – Est. San Vicente	89
Figura 6.11.	Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido transportado por arrastre – Est. San Vicente	89
Figura 6.12.	Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido estimado a partir del método de Einstein - Montezuma.....	91
Figura 6.13.	Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido transportado por arrastre - Montezuma.....	91
Figura 6.14.	Esquema en planta de la Q. La Negra elaborado en el modelo Hec Ras.	93
Figura 6.15.	Perfil longitudinal del cauce de la Q. La Negra y localización de las secciones transversales	93
Figura 6.16	Curva de calibración nivel - caudal estimada por el método de Einstein para la sección QN-01.....	95
Figura 6.17.	Curva de calibración nivel - caudal estimada por el método de Einstein para la sección QN-08.....	96
Figura 6.18,	Curva de calibración nivel - caudal estimada por el método de Einstein para la sección QN-12.....	96
Figura 6.19.	Variación del coeficiente de resistencia al flujo (n de Manning) en función del caudal líquido para la sección QN-01	97
Figura 6.20.	Variación del coeficiente de resistencia al flujo (n de Manning) en función del caudal líquido para la sección QN-08	97
Figura 6.21.	Variación del coeficiente de resistencia al flujo (n de Manning) en función del caudal líquido para la sección QN-12	97
Figura 6.22	Variación de la velocidad de flujo a lo largo de la Q. La Negra.	103
Figura 6.23	Variación del número de Froude a lo largo de la Q. La Negra.	103
Figura 6.24	Variación del profundidad hidráulica a lo largo de la Q. La Negra .	103
Figura 6.25	Variación del esfuerzo cortante a lo largo de la Q. La Negra	103
Figura 6.26.	Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido estimado a partir del método de Einstein QN-01.....	105
Figura 6.27	Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido transportado por arrastre QN-01	105
Figura 7.1.	Crecientes para diferentes periodos de retorno Est. San Vicente..	110
Figura 7.2.	Hidrogramas de caudal de 10 años de periodos de retorno de cada uno de los afluentes del río Combeima ingresados al modelo hidráulico FLO-2D	112
Figura 7.3.	Hidrogramas de caudal de 25 años de periodos de retorno de cada uno de los afluentes del río Combeima ingresados al modelo hidráulico FLO-2D	114
Figura 7.4.	Resultados FLO-2D para Tr 10 años, variación del caudal para diferentes secciones de flujo.....	116
Figura 7.5.	Resultados FLO-2D para Tr 25 años, variación del caudal para diferentes secciones de flujo.....	116
Figura 7.6.	Resultados de velocidades de flujo obtenidos del modelo FLO-2D para Tr de 10 y 25 años.....	117
Figura 7.7.	Resultados de profundidades de flujo obtenidos del modelo FLO-2D para Tr de 10 y 25 años.	117

<i>Figura 7.8. Resultados de Números de Froude obtenidos del modelo FLO-2D, Tr de 10 y 25 años.....</i>	<i>117</i>
<i>Figura 7.9. Hidrograma de caudales con periodos de retorno de 10 años e hidrograma de concentraciones volumétricas de sólidos.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 7.10. Hidrograma de caudales con periodos de retorno de 10 años e hidrograma de concentraciones volumétricas de sólidos.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 7.11, Resultados FLO-2D Tr 10 años, variación del caudal, velocidad, profundidad de flujo y número de Froude con respecto al tiempo..</i>	<i>128</i>
<i>Figura 7.12. Resultados FLO-2D Tr 25 años, variación del caudal, velocidad, profundidad de flujo y número de Froude con respecto al tiempo..</i>	<i>129</i>

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1.	Concentraciones equivalentes para C_v , C_w , C_{ppm} y $C_{mg/l}$	30
Tabla 4.2.	Clasificación de flujos hiperconcentrados	31
Tabla 5.1.	Subcuencas del río Combeima con sus respectivas áreas.....	51
Tabla 5.2.	Cálculo de la pendiente media de la cuenca.....	53
Tabla 5.3.	Cálculo de la pendiente del río Combeima por el método de Taylor	54
Tabla 5.4	Localización y asignación de las distribuciones granulométricas para las secciones transversales empleadas en la simulación	57
Tabla 5.5.	Resultados de las granulometrías del lecho y cálculo del coeficiente de Rugosidad a partir de la ecuación de Manning-Strickler	58
Tabla 5.6	Resultados ensayos hidrométricos para materiales finos	59
Tabla 5.7.	Estaciones hidrométricas ubicadas sobre el río Combeima.....	62
Tabla 5.8.	Extensión de los registros de caudal medio diario para cada una de las estaciones hidrométricas del río Combeima.....	62
Tabla 5.9.	Caudales con periodos de retorno de 5, 10 y 25 años para las estaciones hidrométricas ubicadas sobre el río Combeima	65
Tabla 5.10,	Valores de los parámetros de la regresión de caudal sólidos suspendidos totales.....	67
Tabla 5.11.	Parámetros morfométricos de las subcuencas de la quebrada La Negra	70
Tabla 5.12.	Distribución porcentual de las pendientes presentes en la Cuenca de la quebrada La Negra	71
Tabla 5.13.	Tiempos de concentración para la cuenca de la Q. La Negra.....	72
Tabla 5.14.	Distribución granulométrica del lecho y coeficiente de rugosidad obtenido a partir de la ecuación de Manning - Strickler.....	74
Tabla 5.15.	Datos del material fino en el lecho de la quebrada La Negra en comparación con los datos de Glenwood.....	76
Tabla 6.1.	Caudal líquido aportado por cada afluente al río Combeima.	78
Tabla 6.2.	Resumen de cálculos hidráulicos para el río Combeima, $T_r = 10$ años	85
Tabla 6.3.	Resumen de cálculos hidráulicos para el río Combeima, $T_r = 25$ años	85
Tabla 6.4.	Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido para la estación San Vicente.....	88
Tabla 6.5.	Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido expresado en concentración volumétrica. Est. San Vicente	89
Tabla 6.6.	Valores de transporte de sedimentos empleados para la simulación hidráulica.....	90
Tabla 6.7.	Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido en la estación Montezuma	90

Tabla 6.8.	<i>Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido expresado en concentración volumétrica - Est. San Vicente</i>	91
Tabla 6.9.	<i>Valores de transporte de sedimentos empleados para la simulación hidráulica</i>	92
Tabla 6.10.	<i>Estaciones limnigráficas del río Negro empleadas en el análisis hidráulico</i>	94
Tabla 6.11.	<i>Resultados de calibración del modelo hidráulico sección QN-01</i>	99
Tabla 6.12.	<i>Resultados de calibración del modelo hidráulico sección QN-08</i>	99
Tabla 6.13.	<i>Resultados de calibración del modelo hidráulico sección QN-12</i> ...	100
Tabla 6.14.	<i>Resultados de cálculos hidráulicos para la quebrada la Negra para caudales de simulación con periodos de retorno de 10 y 25 años</i>	102
Tabla 6.15.	<i>Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido Q. La Negra QN-01</i> ..	105
Tabla 6.16.	<i>Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido expresado en concentración volumétrica. La Negra QN-01</i>	106
Tabla 6.17.	<i>Resultados del análisis de transporte de sedimentos para la sección QN-01</i>	107
Tabla 7.1.	<i>Ancho y Nivel máximo alcanzado por el flujo hiperconcentrado ocurrido en la cuenca del río Combeima obtenidos a partir de visita de campo</i>	114
Tabla 7.2.	<i>Resultados de la calibración del método de O'Brien y Julien</i>	119
Tabla 7.3.	<i>Resultados de la calibración del método de Takahashi</i>	120
Tabla 7.4.	<i>Resultados de la calibración de la ecuación de transporte con arrastre</i>	121
Tabla 7.5.	<i>Cuadro de resultados de la simulación para Tr de 10 años aplicando los métodos de Takahashi y O'Brien.</i>	122
Tabla 7.6.	<i>Cuadro de resultados de la simulación para Tr de 25 años aplicando los métodos de Takahashi y O'Brien</i>	122
Tabla 7.7.	<i>Cuadro de resultados de la simulación para Tr de 10 años aplicando la ecuación de transporte con arrastre</i>	123
Tabla 7.8.	<i>Cuadro de resultados de la simulación para Tr de 25 años aplicando la ecuación de transporte con arrastre</i>	124
Tabla 7.9.	<i>Cuadro de resultados de la calibración de la ecuación de transporte con arrastre para la quebrada La Negra</i>	131
Tabla 7.10.	<i>Resultado de la aplicación de los criterios de engrosamiento de O'Brien y Julien, y Takahashi para la quebrada la Negra, Tr = 10 años</i>	131
Tabla 7.11.	<i>Resumen de cálculos criterios de Engrosamiento O'Brien y Julien, y Takahashi para la quebrada la Negra, Tr = 25 años</i>	132
Tabla 7.12.	<i>Resultados de la aplicación del criterio de Engrosamiento transporte con arrastre para la quebrada la Negra, Tr = 10 años.</i> .	133
Tabla 7.13.	<i>Resultados de la aplicación del criterio de Engrosamiento transporte con arrastre para la quebrada la Negra, Tr = 25 años.</i> .	133

Tabla 7.14. Resultados de la calibración de los parámetros del modelo hidráulico FLO-2D y de los criterios de engrosamiento de flujos hiperconcentrados. 134

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

ϕ :	Ángulo de fricción interna de las partículas de sedimento (grados).
τ :	Esfuerzo cortante del flujo (KN/m^2).
τ_c :	Esfuerzo cortante crítico (KN/m^2).
γ_M :	Peso específico de la mezcla agua-sedimentos (KN/m^3).
γ_S :	Peso específico de los sedimentos (KN/m^3).
γ_W :	Peso específico del agua (KN/m^3).
A :	Área de la cuenca de drenaje (Km^2).
BF :	Factor de engrosamiento del flujo.
C* :	Densidad volumétrica de sedimentos en el lecho.
C_D :	Densidad volumétrica del flujo de lodos y piedras.
C_{mg/l} :	Concentración por miligramo/litro de sedimentos en la mezcla.
C_{ppm} :	Concentración en partes por millón de sedimentos en la mezcla.
C_V :	Concentración volumétrica de sedimentos en la mezcla.
C_W :	Concentración en peso de sedimentos en la mezcla.
D₉₀ :	Diámetro de la partícula del lecho cuyo
Fr :	Número de Froude del flujo.
g :	aceleración de la gravedad (m^2/s).
G_s :	Gravedad específica del sedimento (aproximadamente 2,65).
q_{BL} :	Caudal unitario de sedimentos transportados por arrastre (ton/día).
Q_f :	Caudal máximo del material fino (m^3/s)
Q_S :	Caudal máximo de sedimentos (lodos y piedras) (m^3/s).
q_S :	Caudal unitario de sedimentos (lodos y piedras) (m^3/s).
Q_T :	Caudal máximo de la mezcla agua – sedimento (m^3/s).
q_T :	Caudal unitario de la mezcla agua – sedimento (m^3/s).
Q_W :	Caudal máximo de agua para un periodo de retorno dado (m^3/s).
q_W :	Caudal unitario de agua para un periodo de retorno dado (m^3/s).
q_{WL} :	Caudal unitario de sedimentos transportados en suspensión(ton/día).
S :	Pendiente del cauce (m/m).
u* :	Velocidad crítica del flujo de agua clara (m/s)
u :	Velocidad media del flujo de agua clara (m/s).
V_S :	Volumen de sedimentos transportados por un flujo hiperconcentrado (m^3).
v_S :	Velocidad media de los sólidos en el flujo de la mezcla agua-sedimento (m/s).
V_{SP} :	Volumen potencial de sedimentos (m^3).
V_{US} :	Producción unitaria de sedimentos de la cuenca ($\text{m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$).
V_W :	Volumen de agua transportada para un periodo de retorno dado (m^3).
y :	Profundidad del flujo (m).
η :	Coefficiente de Manning de resistencia al flujo.
$\dot{\eta}$:	Porosidad del material del lecho (%).
ρ_M :	Densidad de la mezcla agua-sedimento (Ton/m^3).
ρ_W :	Densidad del agua (Ton/m^3).
σ_S :	Densidad de los sedimentos (Ton/m^3).

1 INTRODUCCIÓN

En zonas montañosas, donde predominan laderas empinadas e inestables, las pendientes de los cauces suelen ser mayores a 1,5% (cauces torrenciales), y durante eventos de lluvia copiosa, el caudal que llega a circular por uno de estos cauces puede ser capaz alterar drásticamente las laderas y el lecho, dar inicio al proceso de transporte de grandes cantidades de sedimentos, y originar flujos de avalancha o flujos hiperconcentrados. Estos flujos pueden llegar a transportar materiales sólidos del orden de 25% del volumen total de la creciente, haciendo que el flujo pase de transportar agua con sedimentos a transportar una mezcla de agua - sedimentos, la cual tendrá propiedades físicas como la densidad y la viscosidad, diferentes a las del agua y que dependerán del volumen y del tipo de material sólido transportado.

Los procesos morfodinámicos que tienen lugar durante la ocurrencia de un flujo hiperconcentrado son muy complejos, pobremente comprendidos y existen muy pocas observaciones que permitan analizar los procesos que ocurren en éstos, lo cual dificulta construir un modelo completamente calibrado y validado que permita simular flujos hiperconcentrados.

Para superar esta limitación, es práctica usual hacer las siguientes suposiciones: i) existe una relación entre las magnitudes del caudal sólido y el caudal líquido transportados en una avalancha, condición que permite obtener el valor de la descarga total con la que fluye la mezcla; dicha relación entre caudales (líquido y sólido) se representaría como un incremento del valor del caudal líquido. ii) La descarga total se transporta como lo hace un flujo normal con bajas concentraciones. Así pues, a partir de estas suposiciones se considera que es posible representar el comportamiento y los efectos hidráulicos de una avalancha como si fuese un flujo de agua clara.

Para efectos del presente estudio se emplea el término “engrosamiento” (en inglés: bulking factor) para indicar la cantidad en que se debe aumentar el caudal líquido que viaja en una avalancha por efecto de la carga sólida de alta concentración; de tal manera que el fenómeno a simular, se supone, posee dos porciones de descarga líquida: la parte líquida propiamente dicha y la porción que representa la carga de sólidos correspondiente (originada por el engrosamiento del flujo).

La pregunta que surge es: ¿cuál es la magnitud en que se debe incrementar un caudal líquido para representar el comportamiento de una avalancha simulándola como un flujo de agua clara?. Para dar respuesta a este interrogante algunos autores como O'Brien y Julien o Takahashi, en sus modelos, proponen algunos criterios de engrosamiento que permiten estimar ese incremento de caudal requerido para la simulación de una avalancha.

En el presente documento se presentan los resultados de un análisis del desempeño de algunos criterios de engrosamiento para simular el comportamiento de flujos hiperconcentrados (niveles, velocidades, números de Froude), mediante la calibración (o retro-análisis), Evaluando su capacidad para reproducir el comportamiento de dos eventos de referencia para los cuales se ha obtenido información de campo de niveles y desplazamientos alcanzados por el flujo para dos eventos de avalanchas ocurridos en Colombia.

Los eventos de referencia empleados para este análisis son los ocurridos en la cuenca del río Combeima, en el año 2009, y en la quebrada La Negra, en el año 1988. La selección de esta área de estudio se debe a que se cuenta con profundidades de lámina de agua alcanzada por el evento e información topográfica y de caudales para la simulación hidráulica.

Dado que la información relacionada con el comportamiento hidráulico de estos flujos es escasa, se hace necesario realizar las simulaciones hidráulicas de los eventos en el modelo FLO-2D, un paquete computacional ampliamente aceptado por la comunidad científica para la simulación de estos fenómenos. En consecuencia, en primer lugar se aplicaron los criterios de engrosamiento, y una vez calibrados sus respectivos parámetros, se compararon los resultados con los obtenidos con el modelo FLO-2D, ya calibrado.

Los métodos aquí sometidos a prueba corresponden: por una parte, a los métodos de O'Brien y Julien, y al método de Takahashi; orientados a estimar el caudal total de un flujo hiperconcentrado a partir de la concentración volumétrica de sedimentos; y un tercer método denominado "Ecuación de Transporte con arrastre" propuesto por García Nájera. Para el efecto, los tres métodos se integran a la simulación de agua clara mediante Hec-Ras.

2 OBJETIVOS.

2.1 OBJETIVO GENERAL

Comparar diferentes criterios para el engrosamiento inicial del flujo en la generación de flujos hiperconcentrados mediante la simulación con fines de calibración de dos eventos de referencia con información de campo.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Caracterizar topográfica e hidrosedimentológica los eventos de referencia en el río Combeima entre el corregimiento las juntas y el barrio Uribe en Ibagué, y la quebrada la Negra frente al municipio de Útica.

Juzgar la bondad de los diferentes criterios de engrosamiento inicial según su capacidad de reproducir el comportamiento del flujo en los extremos aguas abajo de los eventos de referencia.

Simular el tránsito del flujo (profundidades, velocidades y concentraciones) en los eventos de referencia a lo largo de un trayecto de análisis con información topográfica e hidrosedimentológica bajo diferentes criterios de engrosamiento inicial del flujo.

3 METODOLOGÍA

Basándose en la suposición de que una avalancha puede ser simulada como un flujo de agua clara, donde el caudal total de la mezcla esta representada como el caudal líquido afectado por un factor de engrosamiento, se aplicaron tres distintos métodos de engrosamiento del flujo para simular dos eventos de avalanchas ocurridos en Colombia para los que se dispone información de niveles y desplazamientos alcanzados por el flujo. Con base en los resultados obtenidos se analizó la capacidad de los criterios de engrosamiento para reproducir el comportamiento de los eventos analizados. En la Figura 3.1 se muestra la metodología que se siguió para el cumplimiento de los objetivos aquí propuesto.

Los eventos de referencia corresponden a los ocurridos los días 6 y 7 de Junio de 2009 en la cuenca del río Combeima, departamento de Tolima; y el evento registrado en la cuenca de la Quebrada La Negra, en el mes de noviembre de 1988, inscrita en la jurisdicción de los municipios de Utica y Quebrada Negra, en el departamento de Cundinamarca. La selección de estos eventos de referencia se debe a que se conoce las alturas alcanzadas por el flujo.

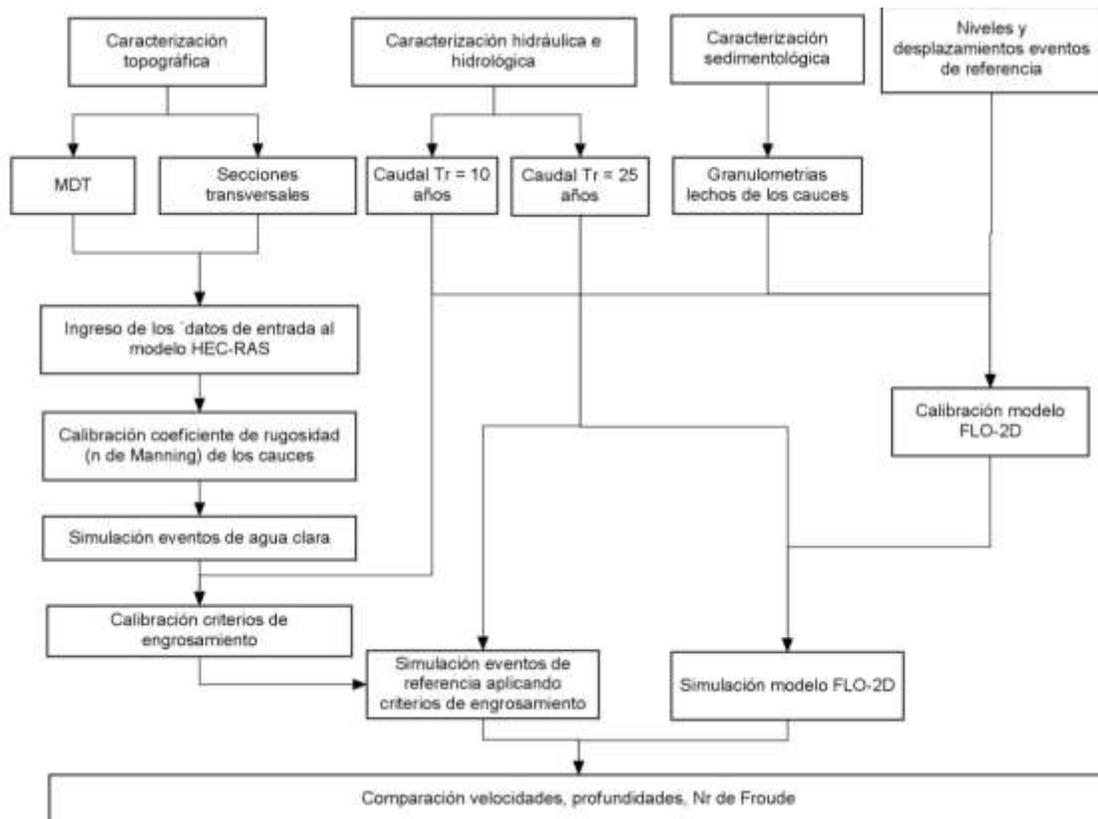


Figura 3.1. Esquema metodológico empleado para el presente estudio.

En la figura anterior se muestra la metodología empleada para el cumplimiento de los objetivos del presente estudio. A partir de la caracterización de las zonas de estudio, se obtuvo información relevante para la simulación de los eventos de avalanchas. Esta información fue un modelo digital de elevaciones, secciones transversales de flujo, caudales con periodos de retorno de 10 y 25 años y granulometrías de los lechos de los cauces.

Dado que la información relacionada con el comportamiento hidráulico de los eventos de referencia es escasa, se hizo necesario realizar la calibración y simulación de los mismos en el modelo hidráulico FLO-2D, un paquete computacional aceptado por la comunidad científica para la simulación de estos fenómenos. Para efectos del presente estudio se consideró que este modelo, una vez calibrado, es capaz de reproducir con suficiente precisión las características hidráulicas de las avalanchas analizadas. En consecuencia, en primer lugar se aplicaron los criterios de engrosamiento, una vez calibrados sus respectivos parámetros, posteriormente se comparan sus resultados con los obtenidos con el modelo FLO-2D.

Los métodos aquí sometidos a prueba corresponden: por una parte, a los métodos de O'Brien y Julien (1985), y al método de Takahashi (Córdoba & González, 2003); orientados a estimar el caudal total de un flujo hiperconcentrado a partir de la concentración volumétrica de sedimentos; y un tercer método denominado "Ecuación de Transporte con arrastre" propuesto por García Nájera (García Nájera, 1962; Sendra, 2002). Los tres métodos se integraron a la simulación de agua clara mediante Hec-Ras.

Para la aplicación de estos criterios de engrosamiento es necesario conocer el comportamiento hidráulico de la porción líquida de los eventos de referencia, para lo cual se realiza una etapa de simulación de eventos de agua clara. Para esta etapa se somete a calibración el coeficiente de rugosidad del cauce, empleando el resumen de aforos líquidos para tal fin.

Con el fin de lograr los objetivos planteados en el presente trabajo, se definieron una serie de actividades que se describen a continuación.

3.1 CARACTERIZACIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO

En la caracterización se obtuvo la información básica a ingresar a cada uno de los modelos hidráulicos. Se prestó interés a la descripción topográfica de las áreas de drenaje de la cuenca del Río Combeima, y de la Q. La Negra, de igual forma, se analizó y se caracterizó el comportamiento hidrológico, hidráulico y sedimentológicos de las cuencas de drenaje, el aspecto de los respectivos cauces donde ocurrieron los eventos de referencia.

La información necesaria para la caracterización de ambas zonas se obtuvo con colaboración del Servicio Geológico Colombiano (antes INGEOMINAS). Adicionalmente el Instituto Colombiano de Estudios Ambientales IDEAM suministró el registro de aforos para el análisis hidrológico e hidráulico de los cauces. Se empleó los resultados de las simulaciones de la avalancha ocurrido en la cuenca de la Quebrada la Negra en noviembre de 1988, los cuales se presentaron en el trabajo “**MODELACIÓN MATEMÁTICA DE FLUJOS DE AVALANCHAS**” realizado por Balanta (2007) .

3.1.1 Caracterización topográfica

La caracterización topográfica consiste en la descripción del relieve de las zonas de estudio. Para esta actividad es necesario contar con información topográfica de la zona de interés representada en un Modelo Digital de Terreno (MDT).

3.1.2 Caracterización hidráulica e hidro-sedimentológica

En el análisis del régimen hidrológico de un cauce se requiere conocer como mínimo, su comportamiento de caudales medios diarios y de caudales extremos. El primero suele describirse a través de una curva de duración de caudales medios y el último a través de un análisis de frecuencias de eventos extremos.

La curva de duración de caudales (CDC) relaciona valores de caudales medios con el porcentaje de tiempo en que dichos caudales han sido igualados o superados en un periodo de tiempo dado (el cual depende de la longitud de los registros). La importancia en la elaboración de una CDC se debe a que ésta representa las características del flujo de agua de los cauces. Para el desarrollo de las CDC se utilizó los registros de caudales medios diarios de las estaciones hidrométricas localizadas sobre los cauces donde ocurrieron los eventos.

En el análisis de frecuencias de eventos extremos se pretende asignarle una frecuencia de ocurrencia a una creciente registrada, y relacionar su magnitud con una frecuencia a través del uso de distribuciones de probabilidad como de distribución de probabilidad tipo I (o distribución Gumbel), distribución tipo II (o distribución tipo Frechet) y la III (distribución Weibull) (CHOW, MAIDMENTE, & MAYS, 1994).

Las distribuciones de probabilidad teóricas que se emplearon para este análisis fueron: la distribución normal, la log-normal de 2 parámetros, distribución Gumbel, la distribución Pearson tipo III y la distribución log-Pearson tipo III; todas éstas de frecuente uso para el análisis de variables hidrológicas.

La identificación de la distribución de probabilidad teórica que mejor se ajustó a los datos hidrológicos se realizó mediante las pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov (CHOW et al., 1994) y mediante el coeficiente de determinación. Del análisis de frecuencias de eventos extremos se obtuvieron las magnitudes de caudales para periodos de retorno de 5,10 y 25 años; los cuales serán empleados en las simulaciones hidráulicas.

Para la caracterización hidráulica se obtuvieron las curvas de calibración nivel-caudal, así como las curvas velocidad – caudal, área – caudal, perímetro mojado – caudal, radio hidráulico – caudal para cada una de las estaciones de aforo líquido de los cauces. Estas curvas se realizaron a partir de los resúmenes de aforos líquidos de cada estación con el propósito de contar con la mayor información posible para las simulaciones hidráulicas de los eventos de avalancha analizados.

Uno de los aspectos más importantes al realizar las simulaciones hidráulicas en cauces donde ocurren avenidas torrenciales es la estimación de las tasas de transporte de sedimentos. Se entiende que en éstos el transporte de sedimentos es de varios ordenes de magnitud y pueden provenir de la cuenca vertiente y de los procesos de erosión del lecho y de las bancas.

El propósito de realizar un análisis sedimentológico es el de realizar las curvas de calibración caudal sólido – caudal líquido y las curvas de duración de caudales sólidos, y a partir de la información suministrada por dichas curvas caracterizar el comportamiento sedimentológico del cauce.

Del resumen de aforos sólidos se obtienen los volúmenes de sedimentos transportados por la corriente por unidad de tiempo, junto con concentraciones superficiales, concentraciones medias y caudales líquidos; a partir de la información suministrada en dicho resumen se obtiene una relación de tipo exponencial entre el caudal sólido transportado por la corriente y el caudal líquido aforado, a esta relación se le denomina **curva de calibración de caudal sólido medido – caudal líquido**, el caudal sólido representa el caudal que proviene de la cuenca vertiente y se le denomina carga de lavado y se asume que siempre es transportada en suspensión.

Por otro lado, se estimó el volumen de sedimentos transportados por la corriente para diferentes caudales líquidos, para lo cual se empleó el método de Einstein (1950), la selección de este método se debe a que permite estimar la carga que viaja en suspensión y la que viaja en arrastre.

3.2 MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LOS EVENTOS DE AGUA CLARA

La aplicación de los criterios de engrosamiento requiere conocer las características del flujo de la porción líquida de la mezcla agua-sedimento, estas

características se obtienen simulando el flujo del evento de referencia empleando únicamente el caudal líquido de la mezcla. A estas simulaciones se les denominó modelación hidráulica de los eventos de agua clara.

Para esta simulación se empleó el modelo hidráulico Hec-Ras utilizando el módulo de flujo permanente, seleccionando flujo mixto como régimen de flujo, este régimen requiere de la definición de condiciones de frontera aguas abajo y aguas arriba, diferentes para cada cauce. El coeficiente de rugosidad del modelo hidráulico de cada cauce se sometió a calibración utilizando el caudal líquido de 10 años de periodo de retorno, y se validó con el de 25 años.

A partir de modelación hidráulica se obtienen resultados de profundidad de flujo, velocidades, números de Froude y esfuerzos cortantes para cada una de las secciones de los cauces analizados. Adicionalmente, se estimó las tasas de transporte de material del lecho en diferentes secciones de los cauces empleando el método de Einstein (1950)

Para la estimación de las tasas de transporte de sedimentos dentro de los análisis de las simulaciones hidráulicas es necesario contar con las características del material del lecho y con el resumen de aforos sólidos que estén disponibles en las estaciones hidrométricas localizadas sobre el cauce.

Las características de los materiales presentes en el lecho se obtienen mediante un análisis de la distribución granulométrica de partículas tomadas del lecho, las muestras para este análisis se obtienen de diferentes zonas ubicadas a lo largo y ancho del cauce. De la granulometría de las muestras se determinó la rugosidad del cauce asociada a la gradación de los sedimentos presentes en el lecho, y se estimó los parámetros reológicos del modelo matemático FLO-2D

3.3 MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LOS EVENTOS DE REFERENCIA

En esta actividad se realizaron las simulaciones de los eventos de avalanchas ocurridos en Colombia aplicando el modelo hidráulico FLO-2D y los criterios de engrosamiento del flujo.

Se sometió a calibración los parámetros hidráulicos relativos a cada modelo, de manera que al simular los eventos, los resultados se aproximaron a los valores obtenidos en las mediciones de campo. La calibración (retro-análisis) se realizó mediante un proceso de ensayo y error, probando diferentes valores de los parámetros (valores seleccionados arbitrariamente), obteniendo el resultado y estimando la diferencia entre el valor simulado y el medido en campo; según la diferencia estimada se decide si se selecciona otro valor para el parámetro o se acepta el valor previamente asignado; como criterio de aceptación se estableció una diferencia menor al 5% entre las profundidades simuladas y observadas.

De igual forma, fue necesario definir una sección de control aguas abajo, empleada como nivel de referencia para el retro-análisis (calibración). Para el evento ocurrido en el río Combeima se tomó la Bocatoma del acueducto de Ibagué como sección de control aguas abajo, empleando la elevación de la lámina de agua, la cual fue de 3 m de profundidad durante el evento. Como criterio de comparación; para la Quebrada La Negra se seleccionó la profundidad de flujo registrada en la sección QN-10, de 5,12 m.

3.3.1 Simulación hidráulica en FLO-2D

Para la simulación con el modelo FLO-2D, se calibró los valores de α_1 , α_2 , β_1 , β_2 , referentes a los parámetros relacionados con los esfuerzos cortantes del modelo reológico, igualmente se calibró el parámetro relativo a la rugosidad del cauce y la concentración volumétrica de sedimentos presentes en la mezcla, para un total de 6 parámetros.

Para la simulación de los cauces en el modelo hidráulico FLO-2D se debe contar con información topográfica, representada como un MDT (en formato ASCII) el cual contiene la información de la elevación del terreno; información hidrológica representada como una hidrógrafa de caudales (o niveles) e información hidráulica que permita conocer el comportamiento del flujo en los cauces a simular; además se debe tener fotografías aéreas del área de estudio, e información cartográfica de la misma.

El procedimiento para la modelación hidráulica de los eventos de referencia fue el siguiente:

Para realizar la calibración del modelo matemático con el evento del 6 y 7 de Junio del 2009 en el río Combeima y el del 17 de noviembre de 1988 en la quebrada la Negra, se utilizó el siguiente procedimiento (Balanta, 2007).

- ✓ De forma aleatoria se dan valores a los parámetros a calibrar suponiendo el coeficiente de rugosidad de Manning igual para todas las secciones transversales.
- ✓ Se establece un valor de concentración de sólidos máxima, y se asume que ésta aumenta o disminuye proporcional al caudal líquido.
- ✓ Se ejecuta el modelo matemático a fin de calcular la profundidad máxima del flujo (mezcla de agua y sedimentos) en la sección donde se localiza la bocatoma del acueducto de Ibagué para el río Combeima y en la sección QN-10 para la quebrada la Negra.
- ✓ Se calcula el porcentaje de error entre el dato calculado por el modelo y el valor medido en campo para dicha sección transversal, utilizando la siguiente expresión:

$$\text{porcentaje de error} = \frac{|X - Y|}{Y} \times 100\%$$

Donde X es el valor de la profundidad del flujo calculado por el modelo (valor simulado) y Y el valor de la profundidad observada en campo.

- ✓ Con los datos de todas las simulaciones realizadas siguiendo los procedimientos anteriores (valores de los parámetros, profundidad del flujo simulada y medida en la sección de referencia y porcentajes de error), se deducen aquellos parámetros que minimizan el error a partir de las tendencias encontradas en las gráficas de cada parámetro a calibrar en función del porcentaje de error en la profundidad.

3.3.2 Aplicación de los criterios de engrosamiento

La aplicación del modelo Hec – Ras y de los criterios de engrosamiento requiere de los resultados de las simulaciones con agua clara, a partir de estas simulaciones se obtiene un valor de coeficiente de resistencia al flujo (n de Manning), el cual no se modifica durante la ocurrencia del flujo hiperconcentrado. Al igual que para el modelo FLO-2D fue necesario calibrar los parámetros correspondientes a cada criterio de engrosamiento. Para la calibración de los criterios de engrosamiento se procedió de la misma manera que la calibración de los parámetros del otro modelo hidráulico.

Para el desarrollo del presente trabajo se empleó tres criterios de engrosamiento, el de O'Brien, el de Takahashi y el de Nájera, todos aplicados a ambos casos de estudio. A continuación se muestran las expresiones matemáticas correspondientes a cada método.

- ✓ Método de O'Brien y Julien (1985):

$$Q_T = BF * Q_W \quad [1]$$

$$BF = \left(\frac{1}{1 - C_v} \right) \quad [2]$$

- ✓ Método de Takahashi (Córdova, 2003):

$$Q_T = Q_S + Q_f \quad [3]$$

$$Q_f = \left(\frac{\rho_M - 1}{\sigma - \rho_M} \right) Q_W \quad [4]$$

$$Q_S = \left(\frac{C^*}{C^* - C_D} \right) Q_W \quad [5]$$

$$C_D = \frac{\rho_M \tan S}{(\sigma - \rho_M) (\tan \phi - \tan S)} \quad [6]$$

$$BF = \left(\frac{\rho_M - 1}{\sigma - \rho_M} \right) + \left(\frac{C^*}{C^* - C_D} \right) \quad [7]$$

- ✓ y la propuesta basada en García Nájera (García Nájera, 1962; Mintegui, 1993; Sendra, 2002):

$$u^3 - \left[v + \frac{\sigma C_V}{\gamma_W} v_a + q \left(\frac{1}{v} + \frac{C_V}{v_a} \right)^2 \right] u^2 + q = 0 \quad [8]$$

El término BF corresponde al factor de engrosamiento del flujo, y representa el valor por el cuál debe afectarse el caudal de flujo líquido (Q_W) para obtener el caudal total (Q_T) de un flujo hiperconcentrado. Para O'Brien el BF se obtiene únicamente empleando la concentración volumétrica de sedimentos (C_V), mientras que para Takahashi, el caudal total corresponde a la suma del caudal sólido transportado por arrastre (Q_S) y el caudal sólido transportado por suspensión (Q_f), los cuales, dependen de la densidad de la mezcla agua – sedimentos (ρ_M), el peso específico de los sedimentos (σ) (2,65 para el presente estudio), la pendiente del lecho (S), de la concentración volumétrica de partículas en el lecho (C^*); en este método, el BF se obtiene a partir del empleo de la expresión [7]. Por otro lado, la ecuación de García Nájera resulta de la aplicación del principio de conservación de momentum, diferencia la velocidad del agua (u) de la de la mezcla (v), y de la de las partículas de sólidos que viajan en arrastre (v_a) y la cantidad de sólidos transportados por unidad de ancho (q), una vez aplicado el método de Nájera, el BF se estima mediante la relación del caudal total de flujo de la mezcla agua-sedimento respecto al caudal líquido, tal cual lo sugiere la expresión.

4 MARCO CONCEPTUAL

Un flujo hiperconcentrado es un flujo que transporta gran cantidad de sedimentos, en suspensión y de fondo, puede ser asumido como un flujo uniforme y permanente; sin embargo, la alta concentración de sedimentos modifica las características del flujo, y por lo tanto no es factible separar la fase sólida de la líquida. El espesor de la capa móvil de transporte de arrastre de sedimentos gruesos puede llegar al 5% de la profundidad del flujo. Para un mismo caudal líquido un flujo hiperconcentrado tendrá mayor profundidad de flujo que un flujo de bajas concentraciones de sedimentos. Para Costa (1984), las concentraciones de estos flujos pueden estar entre $1,3 \text{ gr/cm}^3$ a $1,8 \text{ gr/cm}^3$.

Finalmente, un flujo de mezcla agua-sedimento, o lava torrencial, es una mezcla de sedimentos finos y gruesos, con comportamientos visco-plásticos. Presenta muy altas concentraciones de materiales sólidos, al igual que el flujo hiperconcentrado; sin embargo, para Costa estos flujos pueden tener concentraciones superiores al 100%, considerando, únicamente, la relación entre el volumen sólido de la mezcla y el volumen líquido de la misma; para Meunier las concentraciones varían entre 67% a 230%. En estos flujos la matriz fina funciona como soporte para las partículas gruesas en toda la profundidad del flujo. Estos flujos funcionan por pulsos, no son permanentes, ni transitorios, por lo que no es correcto concebirlos como un flujo uniforme.

A continuación se describen aspectos relevantes a los flujos hiperconcentrados, los cuales es importante tener presente al momento de la simulación de tales fenómenos.

4.1 DEFINICIÓN DE FLUJO HIPERCONCENTRADO

Varnes (1996), define un flujo como un movimiento espacialmente continuo, en el cual las superficies de corte son temporales, estrechamente espaciadas y usualmente no preservadas. De igual manera, Varnes establece que un deslizamiento de escombros puede convertirse en un flujo de escombros o avalanchas a medida que el material deslizado pierde cohesión, adquiere agua o se desplaza por un talud muy inclinado.

Jonhson (1970), define un flujo de escombros como “un movimiento en masa inducido por la gravedad, intermedio entre un deslizamiento y un flujo de agua, con características mecánicas diferentes a cada uno de ellos”.

Según García (2006), un flujo hiperconcentrado puede ser definido como un fluido en movimiento en el cual un alto porcentaje de material fino es transportado, pero

se diferencian de los flujos de agua clara pues estos tienen la característica que se detienen. Compuestos por una mezcla de agua-sedimento cuyo volumen y propiedades gobiernan el comportamiento hidráulico (profundidades de flujo, velocidades, entre otros), la detención del flujo y las distancias de viaje. Beverage y Culbertson (1964) definieron, inicialmente un flujo hiperconcentrado como un flujo que tiene una concentración de sedimentos suspendida de al menos 20% en volumen (40% en peso) y no mayor al 60% en volumen (80% en peso), esta clasificación fue propuesta sin criterio objetivo aparente, y por lo mismo, han surgido otros criterios para establecer los límites entre los distintos flujos.

La naturaleza hiperconcentrada de un flujo puede ser el resultado de una gran carga de sedimento fino en suspensión sin apenas acarreo de material de fondo, o viceversa, o, una elevada concentración de ambos. El efecto de la carga de sedimentos sobre la mecánica del flujo puede variar sustancialmente, según el material dominante (fino o granular). Por ejemplo, si el material fino que viaja en suspensión domina la mecánica del flujo, éste podrá comportarse como un fluido Bigham, en donde es necesario un esfuerzo de cedencia para iniciar el flujo; mientras que si el material dominante es material granular, éste podrá comportarse como un fluido Newtoniano. Es ahí la dificultad de generalizar el comportamiento de un flujo hiperconcentrado.

4.2 CLASIFICACIÓN DE LOS FLUJOS HIPERCONCENTRADOS

En un flujo de agua la mecánica del movimiento está dominada por las fuerzas viscosas del fluido, las cuales actúan en los contornos del canal y en partículas dispersas que tienen poca interacción unas con otras. Por otro lado, los flujos de lodos y de escombros, la física del movimiento involucra complejas combinaciones de las partículas (fricción e intercambio de momento), interacción electroquímica (atracciones doble capa y Van der Waals entre partículas finas), interacciones entre las cargas de sedimento y el lecho y una interacción fuerte y variable entre partículas y el fluido. El espectro de procesos físicos que pueden trabajar en un flujo de agua y un flujo de escombros o de lodos es muy amplio, y una demarcación entre estos tipos de flujos es algo casi imposible (Coussot & Piau, 1994; Iverson, 1997; T. Pierson, 2005).

Los flujos hiperconcentrados son referidos generalmente como flujos de escombros o flujos de detritos. El comportamiento de un flujo hiperconcentrado es una función de las propiedades de la matriz, geometría del canal, pendiente y rugosidad. La matriz de fluido consiste en partículas finas de sedimento y agua, con una concentración suficientemente alta de partículas finas se puede llegar a alterar las propiedades de fluido incluyendo la densidad, la viscosidad y esfuerzos de cedencia.

Hay varias relaciones importantes de ayudan a definir la naturaleza de un flujo hiperconcentrado, éstas relacionan la concentración volumétrica de sedimentos, con la concentración por peso, la densidad del sedimento, densidad de la mezcla de sedimentos y los factores de engrosamiento. Cuando se examinan parámetros de flujos hiperconcentrados, especialmente de flujos de lodos, es importante determinar la concentración de sedimentos en términos de volumen o en peso.

$$C_v = \frac{\text{Volumen de sedimento}}{\text{Volumen de agua mas sedimento}} \quad C_w = \frac{C_v G}{1 - C_v(G - 1)}$$

$$C_{ppm} = 10^6 C_w \quad C_{mg/l} = \frac{1 \text{ mg/l } G C_{ppm}}{G + (1 - G)10^{-6} C_{ppm}} = \frac{10^6 \text{ mg/l} * G * C_v}{10^6 \text{ mg/l} * G * C_v}$$

$$\gamma_m = \gamma + C_v(\gamma_s - \gamma) \quad \rho_m = \rho + C_v(\rho_s - \rho)$$

$$\rho_m = \frac{\gamma_m}{g}$$

Donde G corresponde a la gravedad específica del sedimento, γ_m es el peso específico de la mezcla, γ_s es el peso específico del sedimento, γ peso específico del agua y g es la aceleración de la gravedad; en la tabla 4.1 se muestran los factores de conversión para diferentes valores de concentraciones en volumen, nótese que hay menos de 10% de diferencia entre C_{ppm} y $C_{mg/l}$ en concentraciones $C_{ppm} < 145,000$

Un cauce aluvial, además de funcionar como un sistema que drena el agua de escorrentía proveniente de la precipitación de exceso¹ que cae sobre la cuenca, transporta las partículas sólidas generadas por el proceso de erosión y fenómenos de remoción en masa ocurridos en la misma. Mientras que en la hidráulica fluvial se asume que la máxima concentración en volumen de sedimentos que pueden ser transportados en un cauce sin que estos alteren el comportamiento del agua como un fluido Newtoniano es de 2,5%², para concentraciones en volumen superiores al 5% se considera que el flujo deja de comportarse como un flujo de agua y se comporta como un flujo mixto en donde sus propiedades y características hidráulicas dependen de las concentración de sedimentos, del tamaño del grano que lo compone y del contenido de arcillas presentes en la mezcla (García, 2006) usualmente a estos últimos tipos de flujos se les conoce como **flujos Hiperconcentrados**. En la Tabla 4.1 se muestran las concentraciones de sedimentos para cauces que transportan sedimentos en suspensión y para flujos hiperconcentrados, los términos C_v , C_w , C_{ppm} y $C_{mg/l}$ hacen referencia a la concentración en volumen, peso, en partes por millón y en miligramo por litro respectivamente, estas concentraciones están dadas por.:

¹ La precipitación de exceso hace referencia a la cantidad de agua proveniente de la lluvia que no es retenida por la vegetación o por

² De acuerdo con García (2006), sin embargo para otros autores estas concentraciones pueden tener valores de 5% o hasta 20%.

Tabla 4.1. Concentraciones equivalentes para C_v , C_w , C_{ppm} y $C_{mg/l}$

C_v	C_w	C_{ppm}	$C_{mg/l}$
Suspensión			
0,001	0,00264	2.645	2.650
0,0025	0,00660	6.598	6.625
0,005	0,01314	13.141	13.250
0,0075	0,01963	19.632	19.875
0,01	0,02607	26.070	26.500
0,025	0,06363	63.625	66.250
Hiperconcentración			
0,05	0,12240	122.402	132.500
0,075	0,17686	176.863	198.750
0,1	0,22747	227.468	265.000
0,25	0,46903	469.027	662.500
0,5	0,72603	726.027	1.325.000
0,75	0,88827	888.268	1.987.500

Nota: Los cálculos están basados en la densidad media del agua 1 g/ml y una gravedad específica del sedimento de 2,65.

Fuente: ASCE, 2007 (García, 2006).

De acuerdo con lo anterior un flujo hiperconcentrado puede definirse como un fluido en movimiento en el cual un alto porcentaje de material sólido es transportado y puede originarse de varias causas las cuales incluyen lluvias intensas, deshielo rápido de capas de nieve, periodos de lluvias prolongados, actividades humanas, etc....

Un aspecto fundamental de los flujos hiperconcentrados de sedimentos radica en que son los únicos tipos de flujo capaces de detenerse, es decir, estos tipos de flujo tienen una distancia máxima de viaje (también conocida como distancia de propagación) y la distancia que puede alcanzar depende de las concentraciones de sólidos en la mezcla.

En general, para los flujos hiperconcentrados se distinguen tres regiones: la primera región corresponde al frente del flujo donde hay mayor concentración de partículas gruesas las cuales están más o menos uniformemente distribuidas en la profundidad del flujo, la región dos es la zona media del flujo en donde la concentración de sedimentos es menor comparada con el frente del flujo, y la mezcla esta más diluida que en el frente del mismo; y finalmente la región 3 o final del flujo en donde hay más agua que sedimentos y las partículas gruesas están concentradas cerca al lecho al igual que el transporte de sedimentos en un cauce (Rickenmann, 1991; Sanchez M., 2009). Un perfil de flujo puede tener varios pulsos con varios frentes intermedios.

La primera zona correspondiente a la zona de área fuente o área de iniciación es el lugar en donde se origina el flujo, en esta zona ocurren los procesos que

desestabilizan los suelos que componen la zona alta de la montaña; en la zona media (ver secciones transversales de la corresponde al canal por donde fluye el flujo, usualmente esta zona de flujo corresponde a cauces existentes en los cuales circula agua con sedimento; y finalmente la zona de depósito correspondiente a la zona donde se deposita el material que compone la avalancha.

Puesto que el comportamiento de un flujo hiperconcentrado puede variar significativamente en función de la concentración de sedimentos de la mezcla agua-sólido, de la distribución granulométrica y del tipo de sólidos que la compone, han surgido varios términos para diferenciar diferentes tipos de estos fenómenos; dentro de los más utilizados está: flujos de escombros (debris flows), avalanchas de escombros (debris avalanches), flujos de lodos (mudflows), flujos de tierra (earth flows), flujos hiperconcentrados, entre otros; varios investigadores como Varnes (1978), Hutchinson (1988), han definido sistemas de clasificación de estos fenómenos.

Existen varios criterios de clasificación de flujos, algunos de ellos se basan en la concentración de sedimentos en la mezcla, otros se basa en el mecanismo detonante responsable de la generación del mismo, y otros criterio se basa en su comportamiento reológico y cinemático. Algunas de las clasificaciones de flujos hiperconcentrados, además de las ya mencionadas, son las propuestas por Sharpe (1938), Varnes (1958), NRC en (1982) (citados en (García, 2006)), la propuesta por O'Brien y Julien (1985), Pierson y Costa (1987); sin embargo, no ha habido un consenso por parte de los investigadores en el tema en la definición de un único sistema de clasificación; dado esto Bradley y McCutcheon (1987) (citado en (García, 2006), pp 893) hicieron una revisión de las clasificaciones de flujos hiperconcentrados, en la siguiente tabla muestra el resumen de dicha revisión.

Tabla 4.2. Clasificación de flujos hiperconcentrados

Fuente	Concentración en porcentaje por peso (100% por WT=1.000.000 ppm)									
	23	40	52	63	72	80	87	93	97	100
	Concentración en porcentaje por volumen (G = 2,65)									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Beverage y Culbertson (1964)	Alto	Extremo	Hiperconcentrado				Flujo de lodos			
Costa (1984)	Inundación		Hiperconcentrado			Flujo de escombros				
O'Brien y Julien (1985) usando National Research Council (1982)	Inundación		Avenida de lodos		Flujo de Lodos		Deslizamiento			
Takahashi (1981)	Flujo de agua			Flujo de escombros o granular				Caídas, deslizamientos, reptación, flujos piroclásticos		

Investigadores Chinos (Fan y Dou, 1981)	Flujos de escombros o de lodos			
	Flujo hiperconcentrado			
	Carga de sedimentos			
Pierson y Costa (1987)	FLUJO EN CAUCES: Normal : Hiperconcentrado	FLUJO DE BARRO: (Torrentes de escombros, flujos de escombros y de lodos	FLUJO GRANULAR: Avalanchas de escombros, flujos de tierras, reptación	Rápido Lento

Fuente: (García, 2006)

A partir de la clasificación de O'Brien y Julien (1985), y basándose en la NRC (1982) los flujos hiperconcentrados pueden ser clasificados de acuerdo a las propiedades de los fluidos, las cuales son controladas por las concentraciones de sedimentos, a partir de esto los flujos son clasificados en inundaciones (water flood), avenidas de lodos (mudfloods) y deslizamientos (landslides).

En el presente documento se ha empleado el sistema de clasificación propuesto por NRC (1982) y O'Brien y Julien (1985), el cual clasifica los flujos hiperconcentrados como avenidas de lodos, flujos de lodos y flujos de escombros. A continuación se definen cada una de estos tipos de remoción en masa tipo flujo (Julian & León, 2000).

Para el desarrollo del presente trabajo, se emplea la clasificación de O'Brien y Julien (1985), que se basa en la propuesta por la NRC, es decir, los flujos de lodos y escombros están catalogados como flujos de escombros, sin embargo, es necesario tener presente que existen otros criterios para clasificar los flujos, y para algunos autores, como Pierson y Costa (1987) los flujos hiperconcentrados son un tipo de flujo con comportamiento diferente a un flujo de lodos y de escombros.

4.2.1 Avenidas de lodos (Mudfloods)

Típicamente son hiperconcentraciones de partículas no cohesivas (principalmente arenas), ellas muestran un comportamiento muy fluido para concentraciones de 20% en volumen hasta 45%. Desde el punto de vista hidrodinámico, estos tipos de flujos son turbulentos y la resistencia la flujo depende de las condiciones de rugosidad del canal de flujo.

Estos tipos de flujos no son capaces de soportar esfuerzos sin deformarse y no muestran la existencia de esfuerzos de cedencia. Los sedimentos que componen la mezcla se encuentran uniformemente distribuidos a través de la profundidad del flujo, debido a que la viscosidad del fluido intersticial reduce la velocidad de sedimentación de las partículas.

4.2.2 Flujos de lodos (Mudflows)

Están caracterizados por una concentración suficientemente alta de limos y arcillas (tamaños de sedimentos menores a 0,0625 mm) capaz de cambiar las propiedades de la mezcla de fluido. Estos tipos de flujos tienen un comportamiento altamente viscoso, basados en resultados de laboratorio las concentraciones volumétricas de sedimentos de un flujo de lodos se aproxima a un rango de $45\% < C_v < 55\%$. Este tipo de flujos exhiben altas viscosidades y esfuerzos cortantes, además pueden viajar grandes distancias en zonas poco empinadas a pequeñas velocidades, dejan a su paso depósitos o abanicos de material.

4.2.3 Flujos de escombros (Debris-flows)

Son mezclas de materiales granulares (no cohesivos), incluyen cantos y leña, los cuales se mueven como fluidos viscosos, de acuerdo con Johnson & Rodine (1984) este tipo de flujos tienen contenidos de arcillas en cantidades menores a las de un flujo de lodos, en este de flujos el intercambio de momento ocurre exclusivamente por el choque entre partículas.

Los flujos de escombros son muchos menos fluidos que las avenidas de lodos. La viscosidad de la matriz de fluido es comparativamente menor a la concentración de partículas de sedimentos finos (García, 2006). Una vez descritos los distintos tipos de flujos hiperconcentrados clasificados según su concentración, se tratarán los aspectos básicos de la modelación de estos tipos de flujos.

4.3 REOLOGÍA DE LOS FLUJOS HIPERCONCENTRADOS

El agua, e inclusive agua con mezclas de arenas o gravas hasta una proporción de 35% en volumen, se comporta como un fluido Newtoniano (T. Pierson, 2005), esto quiere decir que el esfuerzo cortante varía linealmente con la tasa de deformación. Sin embargo una mezcla de agua con pequeñas cantidades de finos, especialmente arcillas, comienzan a producir un esfuerzo de cedencia medible³. Algunos autores han empleado este esfuerzo de cedencia como la transición entre fluido Newtoniano y no Newtoniano (T. Pierson, 2005; T. C. Pierson & Costa, 1987; Rickenmann, 1991) y con base a este esfuerzo de cedencia han definido un umbral a partir del cual un flujo es hiperconcentrado. De igual manera, estos autores definieron un umbral más alto para establecer el inicio de un flujo de

³ Esfuerzo de cedencia, también llamado esfuerzo cortante, es la resistencia inercial de la mezcla de sedimentos a la deformación, y es el resultado de la fricción entre granos y la cohesión.

escombros o un flujo de lodos, el cual, también es establecido empleando el concepto de esfuerzo de cedencia (Pierson, 2005 (T. Pierson, 2005)).

Dentro de los flujos hiperconcentrados el comportamiento reológico⁴ involucra la interacción de diversos y complejos procesos físicos, de modo que las partículas que componen la parte sólida del flujo pueden chocar, rozar o rotar; además, si el contenido de finos es alto, se pueden producir fuerzas electroquímicas entre las partículas que hacen más difícil el flujo del material; así mismo, dentro del flujo se producen esfuerzos adicionales producto de la viscosidad de la mezcla y de la turbulencia del flujo. Por tal motivo, para el análisis reológico de un flujo hiperconcentrado debe considerarse cuatro elementos fundamentales: la cohesión entre partículas de sedimento, la viscosidad de la matriz de fluido, la turbulencia del flujo y la colisión entre partículas (J. D. Brea, Spalletti, Hopwood, & Spalletti, 2005; Julian & León, 2000). Los esfuerzos viscosos y de cedencia dependen de la cohesión entre finos. De los cuatro componentes del esfuerzo cortante en un flujo hiperconcentrado depende de la concentración volumétrica de sedimentos y del contenido de finos. Una clasificación de flujos en términos de la reología indicaría que una avenida de lodos son flujos donde los esfuerzos turbulentos dominan, un flujo de lodos son aquellos donde predominan los esfuerzos viscosos y de cedencia, y los flujos de escombros corresponden a aquellos donde el esfuerzo dispersivo domina.

Como ya se mencionó, el análisis reológico de un flujo de un flujo hiperconcentrado involucra cuatro diferentes tipos de esfuerzos cortantes: a) el esfuerzo de cedencia (τ_c) con cantidades de partículas de sedimento fino, esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb (τ_{MC}), b) el esfuerzo viscoso (τ_v) (en función de viscosidad del flujo), c) el esfuerzo turbulento (τ_t) y d) esfuerzo dispersivo (τ_D). Por ende el esfuerzo cortante total de un flujo hiperconcentrado corresponde a la suma de cinco componentes de esfuerzos:

$$\tau = \tau_{MC} + \tau_c + \tau_v + \tau_T + \tau_D$$

El comportamiento reológico de un flujo hiperconcentrado ha sido estudiado por varios autores incluyendo Bagnold (1954) y a Julien y Lan (1991), O'Brien y Julien (1985). De igual forma la descripción del comportamiento reológico estos flujos ha sido abordada mediante el empleo de varios modelos que se basan en la mecánica del continuo y se han integrado con distintas ecuaciones reológicas, donde las relaciones de fricción del flujo, se basan en la variación del esfuerzo cortante con la profundidad. De los modelos más destacados están la teoría del flujo plástico, flujo dilatante, el modelo Bingham, modelo Herschel Bulkley, Voellmy, entre otros. En la Figura 4.1 se muestran algunos de los modelos más conocidos (Balanta, 2007).

⁴ La teología es el estudio de la deformación y flujo de los materiales. La gráfica de las medidas de un esfuerzo cortante aplicado y la tasa de deformación de un fluido se define como un reograma.

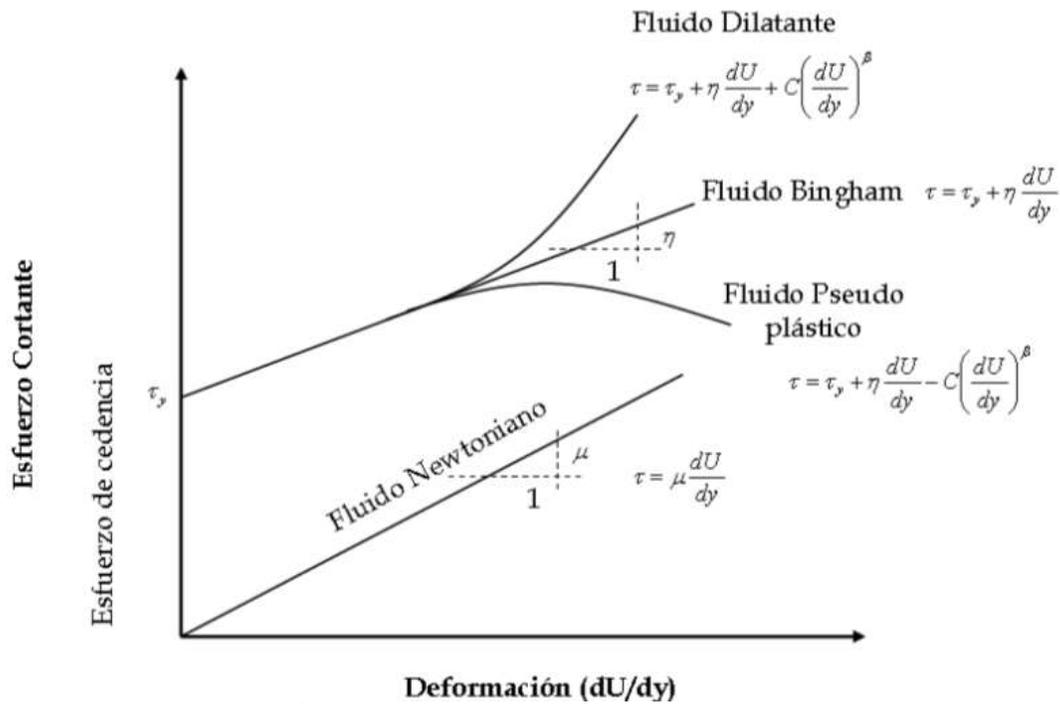


Figura 4.1. Relación esfuerzo deformación para diferentes tipos de fluido
Fuente: Julien (1985).

El modelo reológico más conocido, y además empleado por el modelo bidimensional FLO-2D es el propuesto por O'Brien y Julien (1985), el cual puede ser descrito como:

$$\tau = \tau_y + \eta \frac{du}{dy} + \xi \left(\frac{du}{dy} \right)^2$$

$$\tau_y = \tau_{MC} + \tau_c$$

Donde τ es el esfuerzo cortante, τ_y es el esfuerzo cortante de cedencia, η es la viscosidad dinámica del agua, ξ es el parámetro turbulento dispersivo y du/dy es el gradiente de velocidad normal al flujo. El primer término de la ecuación (τ_y), describe el esfuerzo de fluencia debido a la cohesión entre partículas finas, este esfuerzo es considerado como una propiedad del material que no depende de la tasa de deformación. El segundo término, $\eta du/dy$, describe el esfuerzo viscoso de un fluido interactuando con las partículas dentro del fluido. El tercer término, $\xi (du/dy)^2$, se refiere al esfuerzo turbulento-dispersivo que combina el efecto de la turbulencia y el efecto del choque entre partículas. El esfuerzo turbulento se une con el esfuerzo dispersivo de Bagnold por que ambos esfuerzos son proporcionales a la segunda potencia del esfuerzo cortante. El propósito de combinar ambos términos de la ecuación parte del concepto de que grandes cantidades de partículas gruesas, los esfuerzos dispersivos serán dominantes, mientras que grandes concentraciones de partículas finas, los esfuerzos viscosos y de fluencia superaran a los esfuerzos turbulentos (Julien & Lan, 1991).

El parámetro combinado de los esfuerzos dispersivos y turbulentos ξ puede ser escrito como:

$$\xi = \rho_M l_m^2 + a_i \rho_s \lambda d_s^2$$

Donde $\rho_m l_m$ son la densidad y longitud de mezcla de la mezcla, respectivamente; d_s es el diámetro de las partículas de sedimento; a_i es una constante empírica definida por Bagnold, y ρ_s es la densidad de las partículas sólidas; λ es la concentración lineal de sedimentos definida por Bagnold la cual depende de la concentración volumétrica de sedimentos C_v y de la máxima concentración volumétrica C^* (C^* tiende a 0,615):

$$\lambda = \left[\left(\frac{C^*}{C_D} \right)^{1/3} - 1 \right]^{-1}$$

Julien y Lan (1991) propusieron una formulación adimensional del modelo reológico expresado como:

$$\tau^* = 1 + (1 + T_D^*) a_i D_v^*$$

Con tres parámetros que definen las tres clases de flujos hiperconcentrados, estos parámetros son:

- Exceso de tensión de corte adimensional T^*

$$\tau^* = \frac{\tau - \tau_y}{\eta \frac{du}{dy}}$$

- Relación Dispersiva-viscosa D_v^* (para grandes D_v^* el flujo es disperso, para flujos pequeños es viscoso)

$$D_v^* = \frac{\rho_s \lambda^2 d_s^2}{\eta} \left(\frac{du}{dy} \right)$$

- Relación turbulenta dispersiva T_D^* (para grandes T_D^* el flujo es turbulento, para valores pequeños es dispersivo).

$$T_D^* = \frac{\rho_M l_m^2}{a_1 \rho_s \lambda^2 d_s^2}$$

A partir del contraste del modelo propuesto con datos de otros investigadores surgieron los siguientes valores guía para los flujos hiperconcentrados:

- Inundaciones de barro ocurren cuando son dominantes las tensiones turbulentas, con $D_v^* > 400$ y $T_D^* > 1$.
- Flujos de barro ocurren cuando son dominantes las tensiones viscosas y de cedencia, con $D_v^* < 30$.
- Flujos de detritos son esperados cuando son dominantes las tensiones dispersivas con $D_v^* > 400$ y $T_D^* < 1$.

4.4 RESISTENCIA AL FLUJO

La resistencia al flujo en un canal abierto es afectada por las propiedades inerciales del fluido en movimiento (como la densidad y la viscosidad), por la forma del canal de flujo, y por el rozamiento impuesto por la rugosidad del lecho. En cauces aluviales, la rugosidad del lecho puede ser subdividida entre rugosidad de las partículas (forma y tamaño del lecho tales como rizados, dunas y anti-dunas) (T. Pierson, 2005).

Experimentos en canales han indicado que la rugosidad de un lecho estacionario y la presencia o ausencia de material del lecho son importantes en la resistencia de un flujo hiperconcentrado. Un flujo hiperconcentrado fluyendo sobre un lecho rugoso experimenta menos resistencia al flujo que un flujo de agua clara fluyendo con el mismo caudal y en el mismo lecho, esto se debe a que las partículas finas reduce la intensidad de la turbulencia y suprime las turbulencias pequeñas, por lo mismo, la energía consumida es menor y las velocidades de flujo mayores a las del flujo de agua clara (Wang, Wang, & Julien, 1984). Al incrementar la concentración del flujo, la resistencia al flujo puede reducirse aún más. Inclusive en un lecho liso (arenoso), la resistencia al flujo de un flujo hiperconcentrado sin material del lecho puede ser menor que la resistencia al flujo del agua clara. Sin embargo la reducción de la resistencia del flujo decrece hasta un punto en que la concentración de sedimentos es de aproximadamente 15%, valores de concentración superiores a este umbral producen un aumento en la resistencia del flujo, y el aumento de la resistencia depende de la cantidad de sólidos presentes en la mezcla; (Yang & Zhao, 1983), también concluyeron que la resistencia al flujo de un fluido hiperconcentrado es menor que un flujo de agua clara. Sin embargo, cuando en la mezcla agua-sedimento hay presencia de material del lecho se produce un incremento en la turbulencia del flujo a través de la profundidad del mismo, y, consecuencia del incremento de la turbulencia, se produce una reducción de la velocidad de la corriente (Wang & Larsen, 1994).

El efecto de las formas de lecho (formas de rugosidad) en la resistencia del flujo ha sido investigada para flujos con arcillas en suspensión en un rango de concentraciones en volumen de 0,4 % – 1% (Wan, 1985), 3% - 4vol% (Simons, Richardson, & Haushild, 1963) y 1%-16 vol% (Wan & Song, 1987). En flujo subcrítico es necesario un alto valor de caudal de flujo para iniciar el movimiento

de partículas en el lecho que para agua clara. Además, para el mismo tipo de flujo, se presenta un decrecimiento de la rugosidad con el incremento de la concentración de partículas finas, sin embargo la transformación de dunas a lecho plano ocurre progresivamente con pequeños incrementos de caudal así como con incrementos de concentración (Simons et. al, 1963; Wan, 1985), Otra característica de las dunas presentes en este tipo de flujos con altas concentraciones de arcillas es que, estas formas de lecho son más pequeñas, lisas, más espaciadas, y más simétricas y suministran menor resistencia que aquellas formadas con flujo de agua clara (T. Pierson, 2005; Simons et al., 1963; Wan, 1985; Wan & Song, 1987).

Por otro lado, en el caso de flujo supercrítico la rugosidad por formas de lecho y la resistencia al flujo aumenta con el aumento en la concentración de partículas suspendidas. Para un caudal constante, el incremento en la concentración produce una transformación de ondas estacionarias a antidunas (acompañado por un incremento en la turbulencia y en la capacidad de transporte), esta transición puede incrementar la resistencia al flujo de 2 a 3 veces (Simons & Richardson, 1966).

4.5 CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO

El engrosamiento ha sido definido con un incremento en el caudal de agua clara que circula por un caudal en función de la alta cantidad de sedimentos que son transportados por el flujo (Richardson et. al., 2001). La magnitud del engrosamiento del caudal se denomina factor de engrosamiento⁵ denotado con las siglas BF (de sus siglas en inglés), este factor de engrosamiento suele realizarse a los caudales máximos de una hidrógrafa de caudal de agua clara. Al valor de caudal pico afectado por el factor de engrosamiento se le denomina caudal total o caudal engrosado.

Junto con el criterio propuesto por García Nájera, existen otras que permiten suponer el caudal de lodos que transporta un flujo hiperconcentrado a partir de otros criterios como el caudal de agua clara para un periodo de retorno dado, la concentración volumétrica de sólidos, el ángulo de fricción de los materiales granulares, la densidad de la mezcla agua-sedimento; a continuación se describen las técnicas a emplear en el presente documento.

Los métodos de engrosamiento aquí presentados, consisten en métodos para estimar caudales de flujos hiperconcentrados a partir de un caudal de agua clara ya conocida, dos de los métodos más conocidos son los de la JICA (Japan International Cooperation Agency), basándose en los desarrollos de Takahashi, y la

⁵ El término anglosajón es *Bulking Factor*.

segunda, fue propuesta por O'Brien y es empleada, así mismo por el software FLO-2D para la obtención del caudal de flujo con altas concentraciones de sedimentos.

4.5.1 Ecuación de una corriente con arrastre (Sendra, 2002)

García Nájera aplicó la ecuación de cantidad de movimiento a una corriente con arrastre de sedimentos, lo que algunos autores conocen como "ecuación de una corriente con arrastre"⁶. En dicha ecuación, limita el flujo a un movimiento permanente y uniforme y considera que una parte de la energía del flujo se emplea para transportar los materiales incorporados al mismo, diferenciando en la ecuación los materiales que son transportados por suspensión, de los que son transportados en forma de arrastre.

Sendra Arce (2002) señala que "la aplicación del principio de cantidad de movimiento a una corriente con arrastre, como lo definió J.M. García Nájera, supone otra manera de plantear el comportamiento de un flujo con sedimentos, se fundamenta en la asunción de que la carga de sedimentos incorporados a la corriente incide en la velocidad de régimen de ésta, de modo que no es posible tratar los caudales líquidos y sólidos independientes uno de otro, sino interviniendo simultáneamente en el calado de la corriente, esta hipótesis abre paso al análisis del flujo como monofásico."

La expresión analítica de Nájera (1943) (citado por (Sendra, 2002) en la pp 127-132) puede interpretarse de la siguiente manera: Si en un tramo de un cauce con pendiente S y ancho constante b , circula un caudal líquido Q a una velocidad u , se le vierte de manera continua un volumen de sedimentos (tramo MQ) μQ , de manera que μ sea menor a 1, se producirá un aumento en la profundidad del flujo y en su velocidad, de manera que el fluidos y los sedimentos que viajan en suspensión lo hacen a una velocidad v y los sedimentos que viajan en arrastre lo hacen a una velocidad v_a . Para el tramo de corriente limitado por dos secciones mostrado en la Figura 4.2 (donde la fuerza de la superficie aguas arriba se define como F y la de la sección aguas abajo se define como F_1), siendo Q el caudal líquido que circula por el tramo y μ la proporción de elementos sólidos incorporados a la corriente, aplicando el principio de conservación de momentum en las secciones AB y CD, se tiene:

$$\frac{\gamma'}{g} Q(v - u)dt + \left(\gamma_s \frac{\mu}{g} \right) Q v_a dt = (F - F_1)dt$$

Donde:

γ' : es el peso específico de las partículas en suspensión.

γ : es el peso específico de las partículas en arrastre

u : es la velocidad del agua clara.

⁶ Podría traducirse al Inglés como "Flow with debris", que difiere esencialmente del "Debris Flow".

v : es la velocidad de la suspensión (agua más elementos en suspensión).
 v_a : es la velocidad de las partículas de arrastre.
 g : aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$).

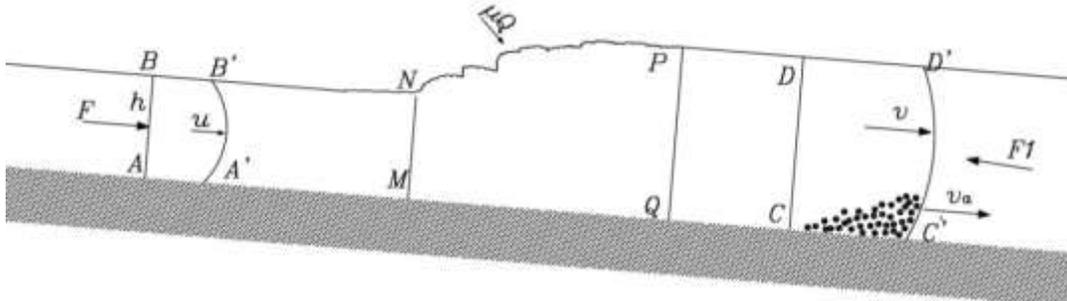


Figura 4.2. Volumen de control para estudiar la influencia del transporte sólido con respecto a la corriente de agua
 (Martín Vide, 2006; Mintegui, 1993)

Considerando el ancho del cauce (b) constante, la ecuación anterior se puede transformar en:

$$u^3 - \left[v + \frac{\gamma_s \mu}{\gamma} v_a + q \left(\frac{1}{v} + \frac{\mu}{v_a} \right)^2 \right] u^2 + q = 0$$

Donde:

$$q = \frac{Qg}{2b}$$

Nájera denominó a esta ecuación **“Ecuación de movimiento de una corriente con arrastres”**.

✓ **Cálculo de la velocidad en suspensión:**

A partir de la ecuación anterior, Nájera estableció la velocidad en suspensión, para la cual necesitó asumir de una hipótesis de dicha ecuación.

“Si toda la capacidad de transporte de la corriente se emplea en poner en movimiento una porción de sedimentos α , que circula toda ella en suspensión con una velocidad tal que: $\mathbf{v} = \mathbf{v}_a = \mathbf{w}$, la ecuación anterior se transforma en”:

$$\left(1 + \frac{\gamma_s}{\gamma} \alpha \right) u^2 w^3 - (u^3 + q) w^2 + q u^2 (1 + \alpha)^2 = 0$$

Donde w corresponde a la velocidad de la porción de las partículas que viajan en suspensión, dado que el término q de la ecuación anterior tiene un valor pequeño respecto a los términos del resto de la ec. resulta:

$$\left(1 + \frac{\gamma_s}{\gamma} \alpha\right) u^2 w^3 - u^3 w^2 = 0$$

La relación entre las partículas que viajan en suspensión en función de la velocidad del agua clara:

$$w = \frac{\gamma}{\gamma + \alpha \gamma_s} u$$

Por otro lado, la relación entre la profundidad de flujo de agua clara con la profundidad de flujo del agua con sedimentos en suspensión es:

$$h_s = \frac{u}{(1 + \alpha)w} h$$

Donde h es la profundidad del agua clara y h_s es la profundidad del agua con sedimentos.

Empleando la ecuación de Bazin:

$$u = C \sqrt{hS}$$

Al sustituir los valores de u y h en la ecuación de Bazin, se tiene:

$$w = C \sqrt{\left[\frac{\gamma^3}{(1 + \alpha)(\gamma + \alpha \gamma_s)^3} \right]} \sqrt{h_s S}$$

La ecuación anterior se define como la velocidad de suspensión, en esta ecuación el coeficiente de Bazin es multiplicado por un factor menor que uno, que es función del peso específico de las partículas en suspensión (γ), del peso específico de los materiales transportados (γ_s) y de la porción de estos en la corriente (α). La constante de Bazin modificada se representó mediante C_s

$$C_s = C \sqrt{\left[\frac{\gamma^3}{(1 + \alpha)(\gamma + \alpha \gamma_s)^3} \right]}$$

✓ **Ecuación de transporte máximo:**

García Nájera propuso la ecuación que representa el transporte máximo de la corriente, para la formulación de esta ecuación el autor asumió las siguientes hipótesis (Mintegui, 1993):

- 1) “En toda corriente saturada⁷, las velocidades medias de las aguas y de los materiales son tales que el caudal sólido es el mayor posible”.
- 2) “Todas las causas de intercambio de materiales entre una corriente y su lecho tienden a aumentar la proporción de acarreos.
- 3) “Los choques entre los materiales en movimiento y los materiales situados en el cauce, las turbulencias, etc..., tienen una marcada tendencia a aumentar el caudal sólido de la corriente de modo que el intercambio de materiales tiende al máximo”.

Esta ecuación establece las condiciones del máximo caudal sólido suponiendo las del máximo μ , considerando la velocidad de suspensión (v) y la de arrastre (v_a) como variable independientes. Es decir, siendo Φ la ecuación del movimiento de una corriente con arrastre, se verifica:

$$\frac{d\Phi}{d\mu} * \frac{d\mu}{dv_a} + \frac{d\Phi}{dv} * \frac{dv}{dv_a} + \frac{d\Phi}{dv_a} = 0$$

Despejando ($d\mu/dv_a$) de la expresión anterior, la condición de gasto máximo cumple con la ecuación:

$$\frac{d\Phi}{d\mu} * \frac{d\mu}{dv_a} + \frac{d\Phi}{dv_a} = 0$$

Considerando que la relación entre la velocidad media del flujo y la tensión de arrastre τ , esta dada por:

$$v = \frac{(C_s^2 \tau / \gamma) u^3 v_a}{\mu q}$$

Operando

$$\frac{v}{v_a} + \frac{\gamma_s \mu}{\gamma} - 2q \left(\frac{1}{v} + \frac{\mu}{v_a} \right) \left(\frac{1}{v v_a} + \frac{\mu}{v_a^2} \right) = 0$$

Identificando $v=v_a$, se tiene la ecuación de transporte máximo:

$$2q(1 + \mu)^2 = \left[1 + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} \right) \mu \right] v^3$$

Esta ecuación tendrá un valor positivo o negativo en función de los valores que pueda tener q y μ :

⁷ El concepto de saturación lo estableció Scipion Gras en donde al imaginarse que en una corriente existen materiales de diferentes tamaños y formas repartidos uniformemente a lo ancho del cauce, la velocidad de la corriente disminuirá de tal manera que la velocidad será capaz de arrastrar algunos materiales. Se dice que la corriente esta saturada cuando un pequeño aumento de los materiales de la corriente, producirá una disminución en su velocidad, obligando a depositar los materiales de mayor tamaño.

$$q < \frac{\left[1 + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma}\right)\mu\right] v^3}{2(1 + \mu)^2}$$

La ecuación de transporte máximo será negativa, por tanto se cumple la condición de máximo para un valor de $v_a < v$, luego existe un valor máximo para μ .

Si por el contrario,

$$q > \frac{\left[1 + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma}\right)\mu\right] v^3}{2(1 + \mu)^2}$$

Entonces no hay máximo para μ , el cual crece con v_a , pero como v_a no puede superar a v , la corriente tendrá una marcada propensión a transportar, en su totalidad, en suspensión, o casi la totalidad de los materiales, en la que la mayoría de los materiales tenderán a transportarse con una velocidad común próxima a v . Este es el transporte en masa.

✓ Relación entre la velocidad media del agua y la velocidad de arrastre

La velocidad de las partículas que viajan en arrastre puede emplearse la siguiente expresión (Ashida, 1972):

$$v_a = u(1 - \sqrt{\tau_{cr}/\tau_0})$$

Donde τ_c es el esfuerzo cortante crítico y τ el esfuerzo cortante del flujo, u es la velocidad del agua clara; la aplicación de esta ecuación exige la aplicación de una ecuación para determinar el cortante crítico para iniciación del movimiento, usualmente se emplea la ecuación de Meyer Peter.

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D_{50}} = 0,047$$

Donde D_{50} corresponde al diámetro de la granulometría con el 50% más fino. Una vez estimada la velocidad de arrastre, se debe aplicar el teorema de cantidad de movimiento a un volumen de control en el que entra agua sin transporte en el fondo y sale agua con transporte, para la estimación de la velocidad de flujo con transporte sólido:

$$v_{i+1} = u + \frac{1}{2}g\left(\frac{h_s}{h}\right) - \left(\frac{\gamma_s}{\gamma}\right)\left(\frac{Q_s}{Q}\right)v_a - \frac{1}{2}g(uh)\left[u_{ai}^{-1} + v_a^{-1}\left(\frac{Q_s}{Q}\right)\right]^2$$

Una expresión alternativa es la propuesta por Vide (2006), Suponiendo un equilibrio los pesos y fricciones tanto del líquido como del sólido en el volumen de control, la aplicación de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento arroja 4 sumandos: fuerzas hidrostáticas en la entrada y salida, y la cantidad de

movimiento a la entrada con flujo de agua únicamente y en la salida debido al flujo sólido, combinando estas expresiones se obtiene una expresión cúbica en función de la velocidad:

$$v^3 \left(1 + \frac{\rho_s}{\rho} * \frac{q_s}{q_w} * \frac{v_s}{v} \right) - v^2 u \left(1 + \frac{1}{2} Fr^{-2} \right) + \frac{1}{2} u^3 Fr^{-2} = 0$$

Donde Fr es el número de Froude del flujo de agua clara (sección de entrada), u es la velocidad del agua clara y v es la velocidad del flujo torrencial con transporte de fondo, la coherencia de esta ecuación se comprueba suponiendo que el caudal de fondo es nulo (q_s) y la velocidad del flujo torrencial es igual a la del agua clara. Sin embargo, a partir de observaciones de campo podría proponerse unos ordenes de magnitud para diferenciar entre flujo de agua clara y flujo torrencial. La velocidad del flujo torrencial sería del orden de un medio a un tercio de la velocidad del agua clara a igualdad de las condiciones restantes (caudal, sección, pendiente y rugosidad).

Y finalmente el aumento de la profundidad de flujo por efecto del transporte de sedimentos por arrastre se determina mediante:

$$\Delta h = \left(\frac{u}{v_s} - 1 \right) h + \frac{q_s}{v_s}$$

La altura de fondo se hace igual a la suma de la altura de la capa de fondo q_s/v_s más la altura del fluido, esta ecuación surge de la aplicación del concepto de continuidad (de manera semejante a lo hecho en transporte por suspensión) (Martín Vide, 2006).

En la aplicación del método de García Nájera resulta conveniente sustituir la ecuación de Bazin por la de Manning, de mayor uso, y el parámetro n tiene un mejor significado físico, lógicamente, y para ser consecuentes con la teoría este valor de n de ser modificado, con el fin de reflejar los efectos que tienen la incorporación de materiales sólidos a la corriente en la velocidad de circulación de esta.

En HEC-RAS suele utilizarse este criterio de aumento de la profundidad de flujo de agua clara para representar los fenómenos de transporte de sedimentos en cauces con pendientes altas (mayores a 1,5%) con concentraciones mayores a las normales en un cauce, este método también es conocido como el criterio de “**engrosamiento**” del flujo.

El nombre de “**engrosamiento**” proviene, precisamente, del aumento en la profundidad del flujo que circula por un cauce que transporta agua clara⁸, el cual

⁸ O con concentraciones volumétricas de sedimentos menores o iguales al 2%

representa el incremento en la superficie de la lámina de agua que transportaría el mismo cauce con una alta carga de sedimentos. Adicionalmente se refleja el efecto en la velocidad del flujo.

4.5.2 Obtención del caudal de flujo según O'Brien (2006)

Propuesto por O'Brien (J. D. O'Brien, 2006), el volumen total de una mezcla de agua-sedimento en un flujo de lodos puede determinarse mediante la amplificación del volumen de agua por un factor de engrosamiento (BF), este factor es representado simplemente como la relación de una unidad volumétrica de una mezcla de agua-sedimentos respecto a la porción volumétrica de agua.

Si el caudal total de un flujo hiperconcentrado puede ser expresado como la suma de la porción líquida y de la porción sólida, el factor de engrosamiento se representa como la relación entre el caudal total y el caudal líquido, o expresado en términos matemáticos:

$$Q_T = Q_W + Q_S$$

$$BF = \frac{Q_T}{Q_W} = \frac{Q_W + Q_S}{Q_W}$$

Donde Q_T (m^3/s) corresponde al caudal de flujo engrosado, Q_W (m^3/s) es el caudal pico de agua clara, y Q_S (m^3/s) es el caudal de sedimentos volumétrico.

Por ende, si el factor de engrosamiento corresponde al cociente entre el caudal engrosado y el caudal de agua clara, éste se puede representar como:

$$Q_t = BF * Q_W$$

Según (O'Brien & Julien, 1997), el factor de engrosamiento (BF) puede ser calculado en función de la concentración volumétrica de sedimentos en el flujo, mediante la expresión.

$$BF = \left(\frac{1}{1 - C_v} \right)$$

Donde BF es el factor de engrosamiento (Bulking factor). Según O'Brien para flujos de detritos el valor de C_v varía entre 0,20 y 0,45 y para flujos de lodos varía entre 0,45 y 0,55. Un BF de 2 corresponde a una concentración de sedimentos por volumen de 50%, y una concentración de sedimentos de 7%, la cual corresponde a la carga transportada por arrastre y en suspensión de un cauce convencional, se tiene un BF de 1,075, indicando que el volumen de la creciente es un 1,75%

mayor que el volumen transportado por una creciente de agua clara. En la Figura 4.3 se muestra el aumento del factor de engrosamiento en función de concentraciones de sedimentos.

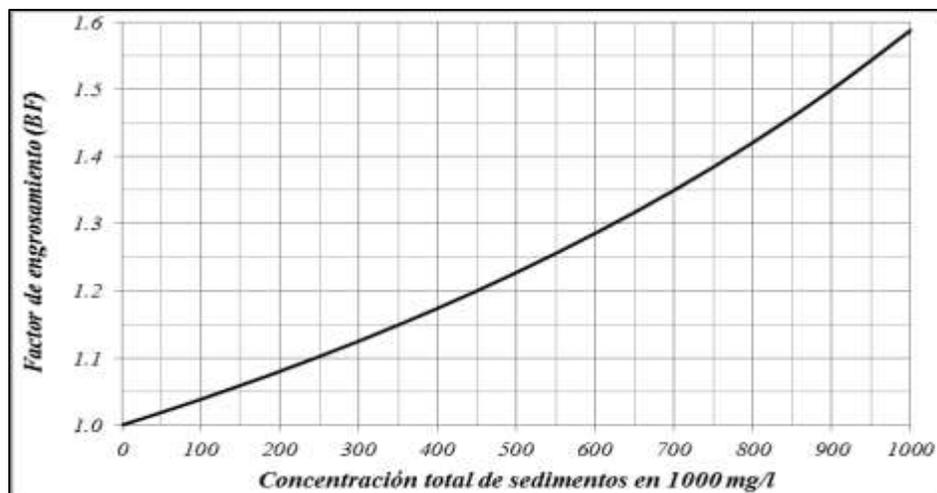


Figura 4.3. Concentración de sedimentos vs. Factores de engrosamiento

La obtención de un hidrograma de flujo hiperconcentrado se estima a partir de la hidrógrafa de flujo de agua multiplicando por un factor que es una función de la concentración volumétrica de los sedimentos (C_v). Conociendo el caudal pico de la descarga y conociendo el volumen de sedimentos disponibles en la cuenca la concentración promedio para una hidrógrafa y la concentración de sedimentos para el caudal pico puede ser calculada. Una concentración de sedimentos típica para la descarga máxima de un flujo de lodos es de aproximadamente 45 a 55% por volumen dependiendo de la concentración de sedimentos finos en la matriz de fluido, la concentración promedio de la hidrógrafa de un flujo de lodos esta entre 25% y 35% para tormentas de corta duración y de 10% a 25% para tormentas de larga duración⁹ (O'Brien, 1997).

La aplicación de esta ecuación de factor de engrosamiento depende únicamente de la concentración volumétrica de sedimentos y no considera sus propiedades.

4.5.3 Obtención del caudal de flujo según Takahashi

La primera expresión para la obtención de caudal de flujo hiperconcentrado es la propuesta realizada por JICA (Japan International Cooperation Agency), expresión utilizada para el dimensionamiento de presas empleadas para la contención de

⁹ Una tormenta de corta duración es de 2 a 6 horas aproximadamente, su hidrógrafa tiende a ser empinada en donde caudal pico constituye una gran porción del volumen de la tormenta. Para estas tormentas o aquellas de gran intensidad, una gran Porción de los sedimentos estarán ubicados en la parte frontal del flujo.

flujos de escombros, dado que en el diseño de este tipo de presas el aspecto más importante corresponde a la cantidad de sedimentos a retener en la presa.

Para un caudal de diseño de un periodo de retorno dado, se estima el volumen de sedimentos transportados por el alud torrencial (V_s), correspondiente a dicho periodo de retorno, la estimación de este volumen se realiza con base a la experiencia en Japón de tales eventos (Mizuyama e Ishikawa, 1988) citado por López (2005) como:

A partir de las anteriores expresiones, Takahashi estable que el volumen de sólidos que es transportado por una creciente es:

$$V_s = V_w * \frac{C_D}{C^* - C_D}$$

Donde el volumen de lodos y escombros (V_s) es igual al volumen de agua (V_w) por el cociente entre la densidad volumétrica del flujo de lodos y piedras (C_d) y C^* es la concentración volumétrica de sedimentos en el lecho, estimada como la diferencia entre uno y la porosidad (η), C_d se estima según:

$$C_D = \frac{\rho_M \tan S}{(\sigma - \rho_M) (\tan \phi - \tan S)}$$

$$C^x = 1 - \eta$$

Donde ρ es la densidad de la mezcla agua-sedimentos (T/m^3), σ es la densidad de sedimentos (T/m^3), ϕ es el ángulo de fricción del material (entre $30^\circ - 40^\circ$) y S es la pendiente del lecho en grados:

Con base en lo anterior en las ecuaciones anteriores, Takahashi estima el caudal máximo de la mezcla agua-sedimento como una función del caudal líquido, y el caudal del material fino como una función del caudal líquido.

$$Q_s = \left(\frac{C^*}{C^* - C_D} \right) Q_w$$

$$Q_f = \left(\frac{\rho_M - 1}{\sigma - \rho_M} \right) Q_w$$

$$Q_T = Q_s + Q_f$$

$$Q_T = \left[\left(1 + \frac{V_s}{V_w} \right) + \frac{\rho_M - 1}{\sigma - \rho_M} \right] Q_w$$

Donde Q_w es el caudal líquido (m^3/s), Q_f es el caudal de material fino (m^3/s) y Q_T es el caudal del fluido (m^3/s).

5 CARACTERIZACIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO

En este capítulo se presenta la descripción de las zonas de estudio, su localización geográfica de ésta, los antecedentes de los eventos ocurridos en las zonas de interés; además se realiza la caracterización de los eventos de referencia. Así mismo se realiza la caracterización de las zonas de estudio, en donde se describe y analiza la información recopilada para cada una de las cuencas, este último con el fin de obtener los parámetros de entrada para la simulación de los eventos de flujo.

La información empleada corresponde a cartografía y modelos digitales de terreno para la obtención de las características de las cuencas de drenaje, topografía del cauce principal que consiste en las secciones transversales de éste, características hidrológicas, hidráulicas y sedimentológicas.

Esta caracterización se realiza con el objetivo de obtener los hidrogramas de caudales extremos para la modelación del flujo en las zonas de estudio. Adicionalmente la información sedimentológica se realiza con el fin de determinar las propiedades de los sedimentos transportados por el cauce y obtener los valores de los parámetros empleados para conocer los esfuerzos cortantes en los eventos.

5.1 CUENCA DEL RÍO COMBEIMA

La cuenca del río Combeima ha sido una zona de interés para el estudio de diferentes fenómenos de remoción en masa, ya que por sus características geomorfológicas, geológicas y climáticas es susceptible a la ocurrencia de diferentes fenómenos de este tipo, capaces de afectar a la población de Ibagué y a otros centros poblados ubicados dentro de su superficie.

La cuenca del río Combeima está conformada por veinte subcuentas, de las cuales algunas de ellas son susceptibles a la ocurrencia de avalanchas generadas por lluvias intensas que puedan presentarse en la región, las cuales funcionan como un factor detonante de estos eventos. Estos fenómenos tienden a afectar principalmente la zona media y baja de la cuenca. Además de las lluvias, otro factor detonante de estos eventos es el posible deshielo del glaciar del volcán del Nevado del Tolima.

De acuerdo con (INGEOMINAS, 2008b) la cuenca del río Combeima se encuentra ubicada en la zona centro occidental del departamento del Tolima, con una variación altitudinal entre los 780 y 5220 m.s.n.m en su nacimiento en el Nevado del Tolima. El área de la cuenca es de 271 Km² y fluye hacia el río Coello. Se

localiza entre las coordenadas 04°19'30" y 04°39'57" latitud norte y los 75°10'11" y 75°23'23" longitud oeste, según el sistema de coordenadas WGS84. En la Figura 5.1 se muestra la localización general de la cuenca del río Combeima.

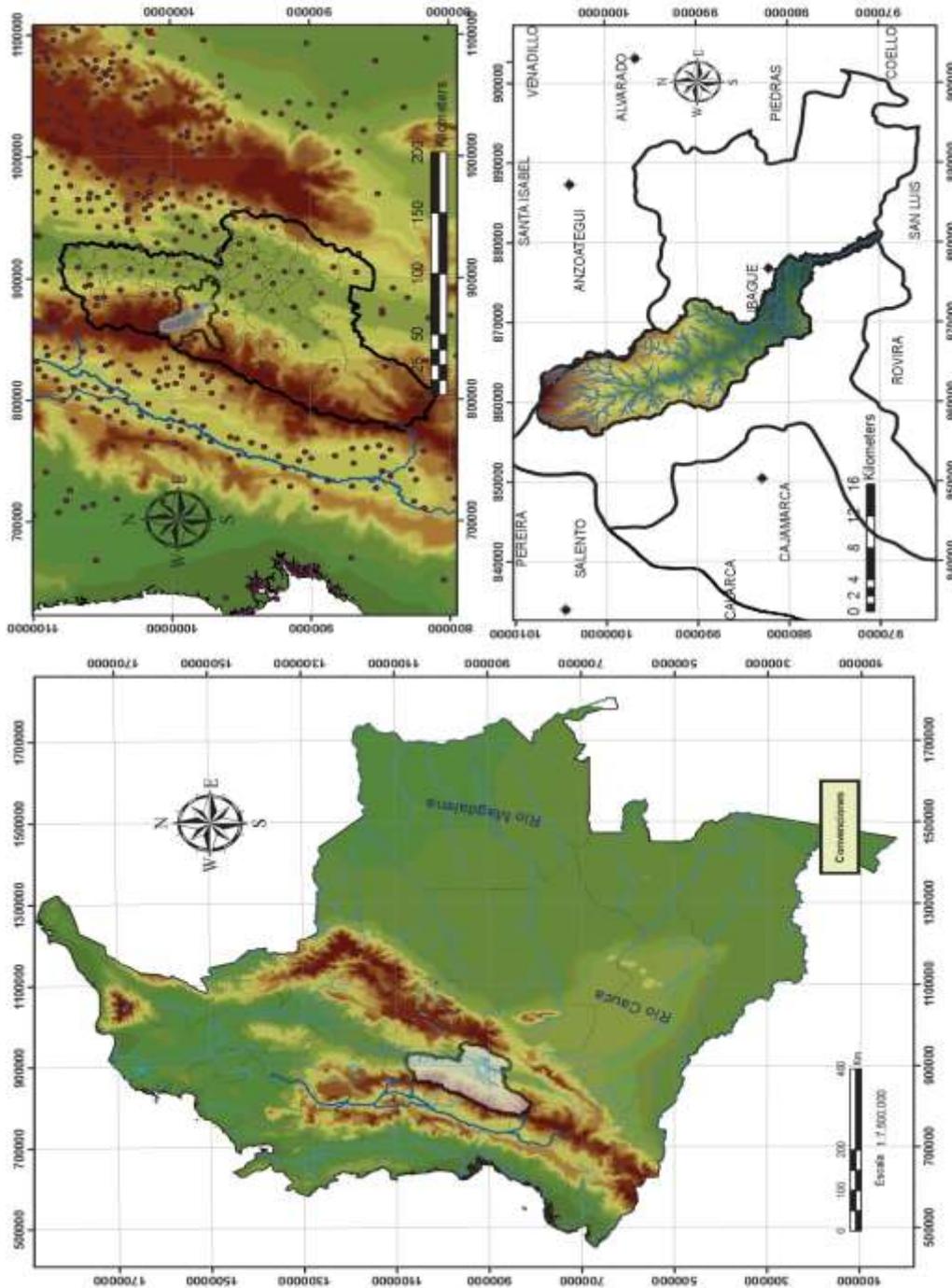


Figura 5.1. Localización general de la Cuenca del río Combeima

5.1.1 Características fisiográficas de la cuenca

La información topográfica, cartográfica e hidrológica empleada en este estudio proviene de los informes realizados por el Servicio Geológico Colombiano, como parte del trabajo realizado para la zonificación de la amenaza por movimientos en masa tipo flujo, y del IDEAM.

La Cuenca se encuentra conformada por veinte subcuentas, entre las que sobresalen Las Perlas, La Plata, Cay y Tejar, que abarcan cerca del 35% del área total de la cuenca, en la Tabla 5.1 se indican las subcuentas que conforman la cuenca del río Combeima, las cuales se muestran en la Figura 5.2.

Tabla 5.1. Subcuentas del río Combeima con sus respectivas áreas

<i>Subcuenca</i>	<i>Área (Km²)</i>	<i>% Total</i>
<i>Nacimiento Combeima</i>	<i>29,32</i>	<i>10,6</i>
<i>El Billar</i>	<i>13,59</i>	<i>4,9</i>
<i>La Tribuna</i>	<i>6,91</i>	<i>2,5</i>
<i>El Guamal</i>	<i>8,67</i>	<i>3,1</i>
<i>La Sierra</i>	<i>1,81</i>	<i>0,7</i>
<i>El Salto o la Palma</i>	<i>2,04</i>	<i>0,7</i>
<i>González</i>	<i>4,36</i>	<i>1,6</i>
<i>El Trapiche</i>	<i>1,84</i>	<i>0,7</i>
<i>Corazón</i>	<i>18,88</i>	<i>6,8</i>
<i>Astilleros</i>	<i>3,85</i>	<i>1,4</i>
<i>La Calera</i>	<i>4,49</i>	<i>1,6</i>
<i>Pie de Cuesta</i>	<i>1,49</i>	<i>0,5</i>
<i>El Tejar</i>	<i>2,021</i>	<i>7,3</i>
<i>Cay</i>	<i>19,02</i>	<i>6,9</i>
<i>La Plática</i>	<i>7,70</i>	<i>2,8</i>
<i>La Plata</i>	<i>25,13</i>	<i>9,1</i>
<i>La Honda</i>	<i>6,97</i>	<i>2,5</i>
<i>Las Perlas</i>	<i>31,94</i>	<i>11,6</i>
<i>Otros afluentes</i>	<i>65,99</i>	<i>24</i>
<i>Total</i>	<i>274,21</i>	<i>100</i>

Es importante destacar la importancia de este cauce para la comunidad de Ibagué, pues provee, aproximadamente, el 80% del suministro de agua para el acueducto de esta ciudad.

La cuenca del río Combeima presenta una pendiente media de 51,76%, convirtiéndola en una cuenca con laderas muy empinadas las cuales favorecen la ocurrencia de fenómenos de remoción en masa como flujos hiperconcentrados, avenidas y deslizamientos. El cálculo de la pendiente media de la cuenca se muestra en la siguiente tabla.

CARACTERIZACIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO

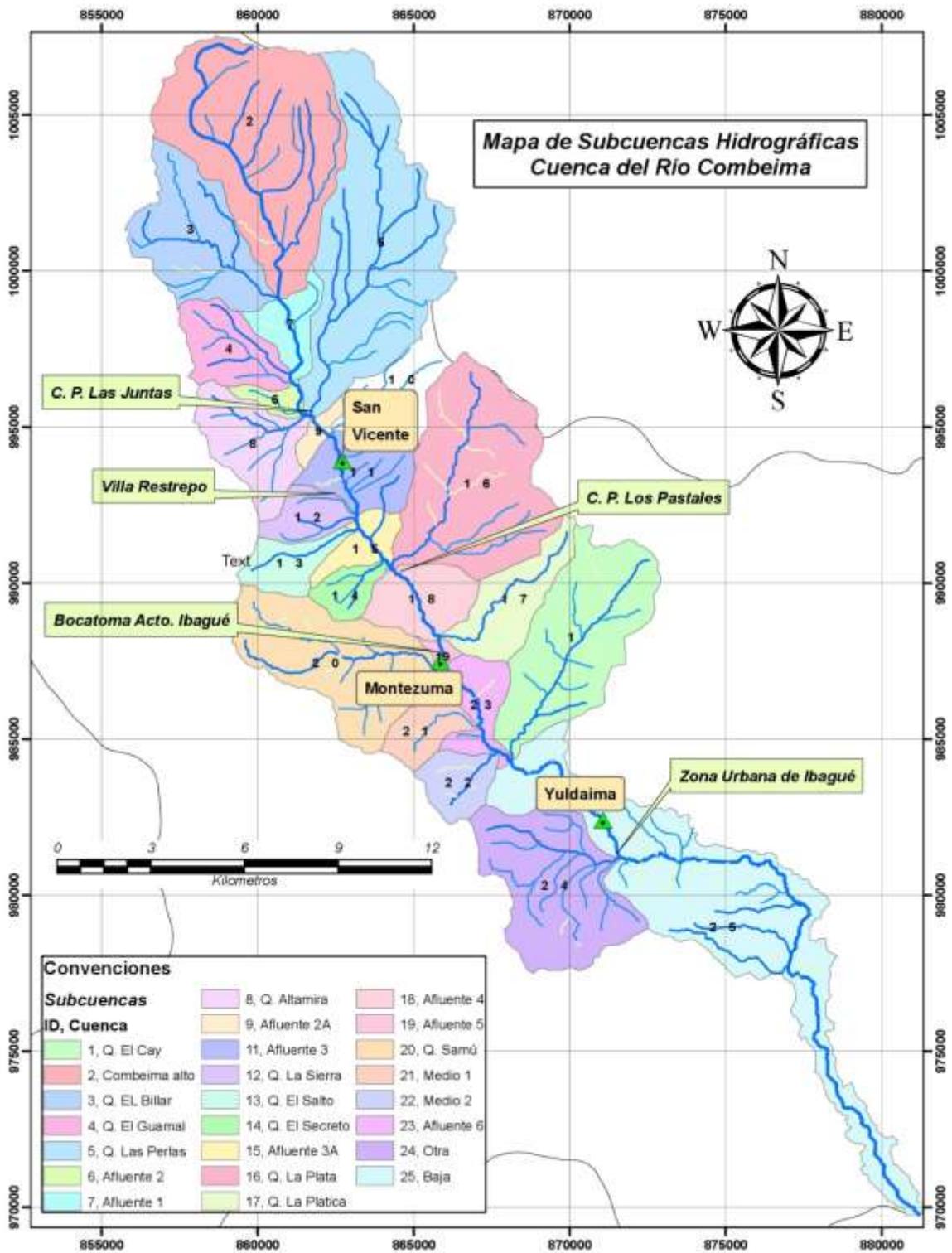


Figura 5.2. Subcuencas que conforman la cuenca del río Combeima

Tabla 5.2. Cálculo de la pendiente media de la cuenca

VALUE	COUNT	AREA (Km ²)	RANGO		MEAN	STD	MEAN*COUNT
			MIN	MAX			
1	24499	220.491	0	10	5.32	2.58	130421.17
2	22943	206.487	10	20	15.04	2.91	344998.81
3	26731	240.579	20	30	25.23	2.88	674460.44
4	33895	305.055	30	40	35.23	2.87	1194193.75
5	40783	367.047	40	50	45.11	2.89	1839559.88
6	43221	388.989	50	60	54.99	2.89	2376783.50
7	39964	359.676	60	70	64.88	2.89	2592766.25
8	31187	280.683	70	80	74.71	2.87	2330069.75
9	20949	188.541	80	90	84.60	2.86	1772227.50
10	11845	106.605	90	100	94.54	2.87	1119799.75
11	14744	132.696	100	200	115.86	15.15	1708251.50
TOTAL	310761				51.76		16083532.30

En la Figura 5.3 se muestra el perfil longitudinal del río Combeima, donde el eje **y** corresponde al valor altitudinal en m.s.n.m. y el eje **x** representa la longitud del cauce en Km., abscisado en dirección contraria al sentido del flujo tomando como referencia la confluencia con el río Coello hasta el nacimiento del Combeima. Este perfil, obtenido a partir del MDT, es usado para determinar la pendiente media del cauce¹⁰.

El Cauce del Combeima inicia en la zona alta de la cuenca, en el Nevado del Tolima con una altura de 5220 m.s.n.m., y termina como afluente del río Coello con una cota de 780 m.s.n.m. desde su inicio hasta su desembocadura la longitud aproximada del cauce es de 57 Km, presenta varios tramos con cambios en la pendiente., donde en la zona alta, su nacimiento, tiene una pendiente aproximada de 4,40%; una vez supera la zona del nevado, la pendiente aumenta a un valor de 26,1%, y ésta disminuye a medida que llega a su desembocadura, donde el valor final aproximado de la pendiente es de 2,40% en la confluencia con el río Coello. Así mismo, en el perfil, se muestra la localización de las estaciones hidrométricas del IDEAM ubicadas a lo largo del cauce, estas estaciones corresponden a San Vicente, Montezuma y Yuldaima. La información de estas estaciones se empleará para el análisis hidrológico de caudales de la zona de estudio. De igual manera, dentro de este perfil se muestra el perfil del tramo de estudio que corresponde a la zona de análisis, con una longitud aproximada de 23 Km.

La estimación de la pendiente del cauce se hace a través del método de Taylor, el cual relaciona la longitud del cauce principal con la diferencia de elevaciones entre

¹⁰ La mayoría de los cauces tienen un perfil cóncavo, en donde al avanzar en dirección aguas abajo de su curso su pendiente disminuye. La forma del perfil es el resultado de varios factores que representan el balance entre la capacidad de transporte del cauce, tamaño y cantidad de sedimentos disponibles para ser transportados.

su lugar de nacimiento y el punto final del mismo, el cálculo de la pendiente se estima mediante:

$$S_T = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n (L_i / \sqrt{S_i})} \right]^2$$

Donde S_T es la pendiente calculada por el método de Taylor, L es la longitud de un tramo del cauce medida entre dos curvas de nivel de determinada altura y S_i es la pendiente dada por la relación entre la diferencia de cotas y la longitud del cauce.

Al aplicar la ecuación de Taylor para la estimación de la pendiente media del cauce, se tiene un valor de 3,65%, se adopta este valor como pendiente promedio del cauce. En la siguiente tabla, se muestran los valores de las pendientes de cada tramo del cauce, estos valores de pendientes se observan en el perfil del cauce mostrado en la figura siguiente en términos de porcentaje.

Tramo	Abscisa (m)	Cota (m.s.n.m.)	Diferencia de abscisas (m)	Diferencia de cotas (m)	Pendiente del tramo (m/m)	$L_i/(S_i^{0.5})$
1	0	1652,93	28671	694,76	0,024	184181,9
	28671	2347,69				
2	28671	2347,69	8199	235,41	0,029	48387,0
	36870	2583,10				
3	36870	2583,10	8130	507,12	0,06	32552,2
	45000	3090,22				
4	45000	3090,22	3392	409,78	0,12	9759,1
	48392	3500,00				
5	48392	3500,00	5743	1500	0,26	11237,3
	54135	5000,00				
6	54135	5000,00	4974	220	0,04	23650,9
	59109	5220,00				
Suma			59109			309768,356

Tabla 5.3. Cálculo de la pendiente del río Combeima por el método de Taylor

5.1.2 Topografía.

Se cuenta con información de secciones transversales entre las Juntas y el barrio Uribe en la ciudad de Ibagué, el levantamiento de las secciones se realizó sobre el cauce principal, junto con el levantamiento topográfico se cuenta con los niveles alcanzados por la creciente ocurrida entre el 6 y 7 de junio del 2009.

Para el cauce del río Combeima, el IDEAM levanto en el 2008, con topografía y batimetría, las secciones transversales del cauce ubicadas a lo largo del mismo,

en total, para este cauce se cuenta con un total de 50 secciones transversales localizadas dentro del corregimiento de las Juntas, en el departamento de Tolima, e Ibagué, capital del departamento, sin tener una separación determinada entre ellas a lo largo de un tramo de aproximadamente 13 Km. Dichas secciones fueron empleadas por el SGC para la zonificación de la amenaza por movimientos en masa tipo flujo en el río Combeima.

Para establecer las características de los flujos de avalanchas en el cauce, se realizaron ensayos granulométricos e hidrométricos a muestras del material depositado a lo largo del cauce. A partir de las curvas de distribución de tamaños de grano se establecen parámetros relacionados con los esfuerzos de resistencia al flujo. De acuerdo con el informe final realizado por (INGEOMINAS), se obtienen distribuciones granulométricas del material del lecho a lo largo del río Combeima, La composición granulométrica del lecho es determinada mediante muestreo. Se tomaron 9 muestras del lecho del Combeima a las cuales se les realizó análisis granulométrico e hidrométrico

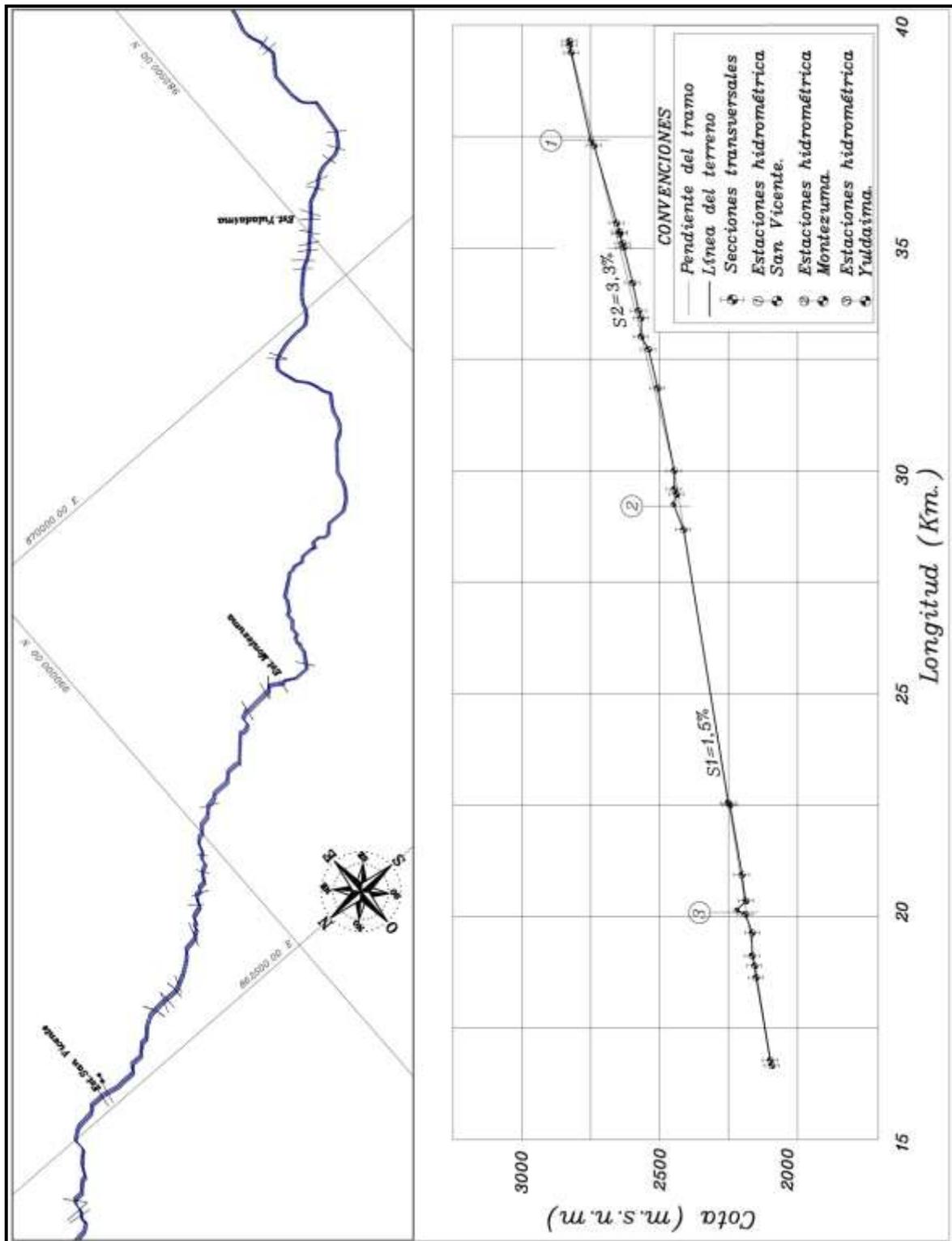


Figura 5.3. Localización de las secciones transversales en planta y en perfil longitudinal del río Combeima

En la Tabla 5.4 se muestra la localización de los sitios donde se realizó el muestreo de los materiales granulométricos del lecho, la localización esta dada en coordenadas planas teniendo como sistema de referencia el sistema Magna Sirgas Bogota zone; Junto a las coordenadas que indican la localización del sitio de muestreo se encuentra la columna “secciones transversales” la cual indica a que secciones transversales corresponde la muestra tomada.

Tabla 5.4 Localización y asignación de las distribuciones granulométricas para las secciones transversales empleadas en la simulación

Muestra	Coordenadas		Secciones transversales
	Norte	Este.	
EM-01	995.444	861.476	S-7, S-6, S-8.
EM-02	993.813	862.879	Est. San Vicente , S-9, S-11, S-12
EM-03	992.071	863.251	S-13, S-14, S-15, S-18, S-19, S-21, S-23
EM-04	990.208	864.634	S-24, S-25
EM-05	988.177	865.872	S-26, S-27, S-28, Est. Montezuma
EM-06	986.242	867.015	S-29, S-30
EM-07	984.141	869.721	S-31, S-36, S-35, S-37
EM-08	982.624	870.763	S-38, S-39, Est. Yuldaima , S-40, S-43, S-42, S-44, S-45,
EM-09	981.095	873.276	S-47, S-49, S-50

Para tener un estimativo del coeficiente de rugosidad del cauce del río Combeima, en las secciones que se pretenden simular, el SGC realizó un muestreo del material del lecho en el año 2008, con el fin de tener la gradación de las partículas del cauce. El estimativo del coeficiente de rugosidad se realiza empleando la ecuación de Manning-Strickler, utilizando como diámetro representativo de las partículas aquellas cuyo el 90% de la mezcla es más fino.

$$\eta = \frac{(d_{90})^{\frac{1}{6}}}{21,1}$$

Donde d_{90} esta en metros y η es el coeficiente de rugosidad de Manning. En la Tabla 5.5, se muestran los resultados de las gradaciones realizadas a cada muestra, el término D hace referencia al diámetro de la partícula y el número indica el porcentaje de partículas más finas, así por ejemplo (D_{90} representa el diámetro de la partícula cuya mezcla es 90% más fina). El término σ_g indica la desviación típica de la distribución granulométrica, obtenida como $\sqrt{D_{84}/D_{16}}$, de acuerdo con el libro de Vide (2006) una desviación típica mayor a 3 indica una granulometría extendida o bien gradada, una granulometría con estas

características esta relacionada con la posibilidad de acorazamiento. De igual manera, en la misma tabla, se indican los valores de coeficiente de rugosidad de Manning obtenidos mediante la aplicación de la expresión de Manning-Strickler.

Tabla 5.5. Resultados de las granulometrías del lecho y cálculo del coeficiente de Rugosidad a partir de la ecuación de Manning-Strickler

	EM-09	EM-08	EM-07	EM-06	EM-05	EM-04	EM-03	EM-02	EM-01
D_{90} (mm)	0,7	0,6	0,35	20	20	9	0,7	19	21
D_{84} (mm)	0,6	0,5	0,3	2	12	4	0,6	3	20
D_{65} (mm)	0,45	0,17	0,14	0,25	6	0,62	0,38	0,7	10.5
D_{50} (mm)	0,32	0,11	0,12	0,15	2	0,35	0,3	0,5	18
D_{16} (mm)	0,10	0,05	0,09	0,07	0,1	0,06	0,07	0,1	0,6
D_{10} (mm)	0,09	0,03	0,07	0,05	0,07	0,04	0,06	0,07	0,13
σ_g (η)	2,44	3,16	1,82	5,34	10,70	8,16	2,92	5,47	5,78
Manning	0,011	0,011	0,010	0,020	0,020	0,017	0,011	0,019	0,020

En la Figura 5.4, se encuentran la curvas granulométricas de cada una de las muestras, esta curvas incluyen los resultados obtenidos mediante el tamizado y los resultados de los ensayos de hidrometría.

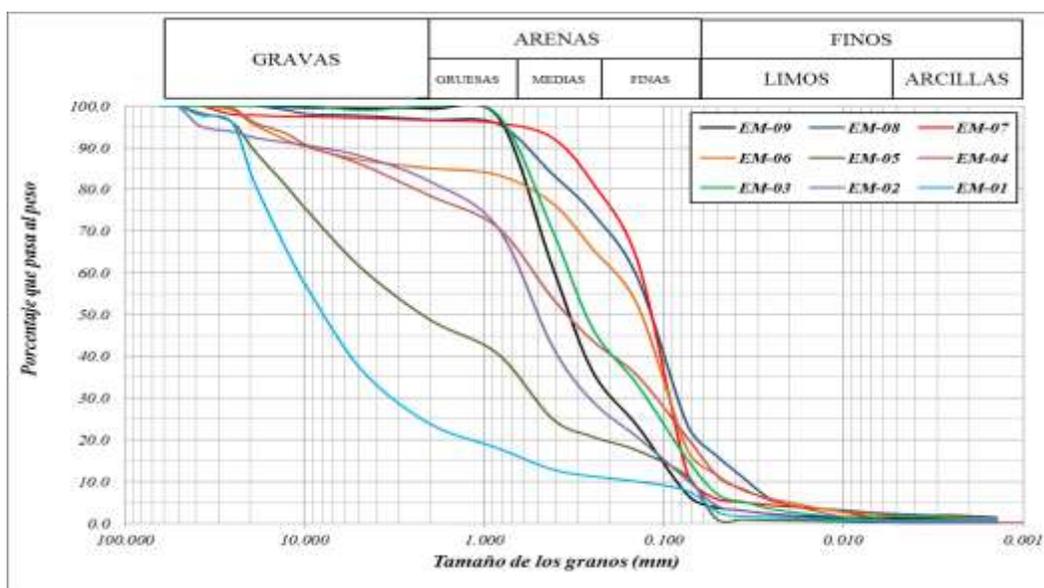


Figura 5.4. Distribución granulométrica del material del lecho en el cauce del río Combeima

De las curvas granulométricas, Tabla 5.5 y en Figura 5.4, se puede deducir que en su mayoría, las partículas que componen el lecho del Combeima son arenas, que van de tamaño fino a grueso; y, además, algunas de las muestras presentan una amplia cantidad de gravas, siendo las muestras EM-01 y EM-05 aquella con mayor cantidad de partículas con diámetros superiores a los 2 mm. Además, todas las muestras, con excepción de la EM-09 y EM-07, presentan una granulometría extendida, característica principal de los cauces que presentan acorazamiento en

el lecho, este fenómeno influye fundamentalmente en el valor del coeficiente de rugosidad de Manning y en la iniciación del movimiento de las partículas del lecho, además de influir en el abastecimiento de partículas para el transporte de sedimentos.

Sin embargo, para la simulación del evento, y la estimación de los esfuerzos cortantes producido por la turbulencia del flujo y por la dispersión de las partículas es necesario contar con la gradación de las partículas finas de las muestras. La Tabla 5.6 muestra los diámetros representativos de las partículas finas presentes en el lecho del Combeima, donde las partículas que pasan el tamiz 200 son consideradas el 100%.

Tabla 5.6 Resultados ensayos hidrométricos para materiales finos

	EM-09	EM-08	EM-07	EM-06	EM-05	EM-04	EM-03	EM-02	EM-01
D_{84} (mm)	0,088	0,086	0,088	0,087	0,084	0,073	0,082	0,084	0,082
D_{50} (mm)	0,046	0,050	0,051	0,061	0,037	0,038	0,043	0,044	0,053
D_{16} (mm)	0,004	0,022	0,008	0,018	0,008	0,014	0,014	0,014	0,011

Fuente: INGEOMINAS, (2008a)

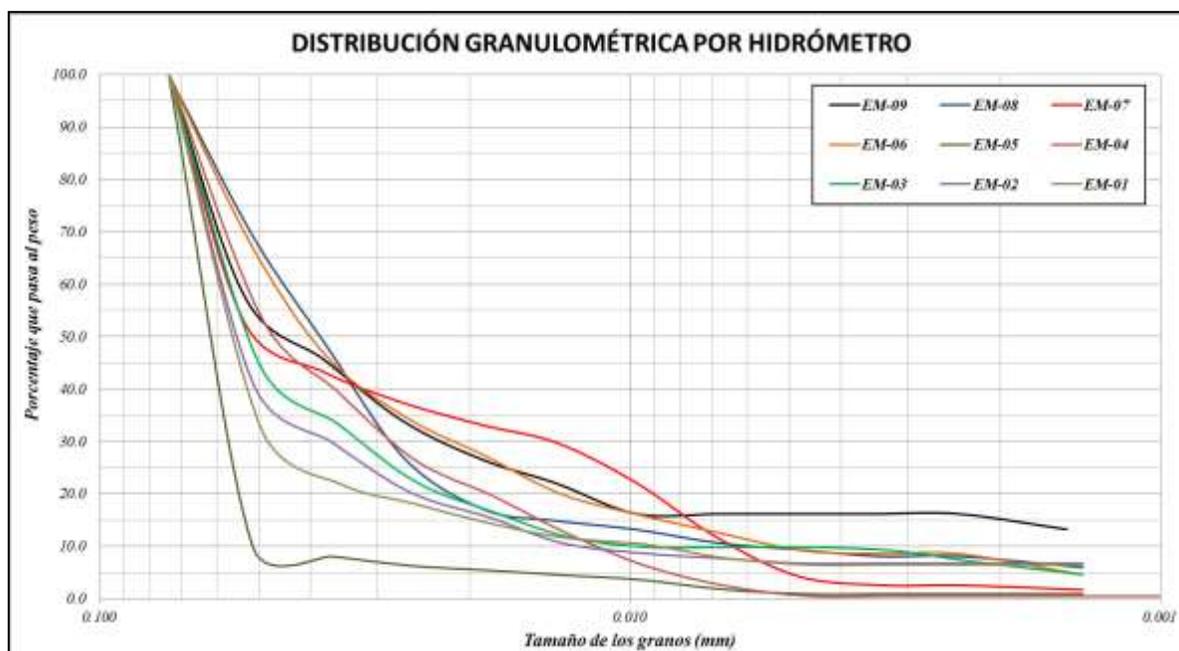


Figura 5.5. Curva hidrométrica del material del lecho del río Combeima

De los resultados mostrados en la tabla anterior se observa que los valores de los diámetros menores o iguales al 84% varían de 0,073 mm. a 0,088 mm. con una media de 0,084 mm.; los diámetros D_{50} varían entre 0,036 mm. a 0,061 mm., casi el doble, donde el promedio es de 0,047 mm., y los diámetros D_{16} varían entre 0,004 a 0,022 mm. con media de 0,013 mm.

5.1.3 Hidráulica e Hidrología

El análisis del régimen hidrológico de una corriente hídrica requiere caracterizar el comportamiento de los caudales medios diarios y caudales extremos. En esta sección se presenta una descripción del comportamiento hidrológico del cauce del río Combeima, esta descripción consta del análisis de caudales aforados en cada estación hidrométrica ubicada dentro de la cuenca del río Combeima, la elaboración de las curvas de duración de caudales medios para cada estación y el análisis de frecuencias de caudales máximos. Además se describe el comportamiento hidráulico del cauce en las secciones donde se alijan las estaciones hidrométricas.

La información requerida para realizar esta descripción fue suministrada por el IDEAM, en virtud de la ley 1712 del 6 de marzo del 2014. La información empleada consiste, para cada estación, en valores de caudales medios diarios, con la cual se realiza la curva de duración de caudales CDC, valores máximos de caudales mensuales, utilizada para el análisis de frecuencias de eventos extremos y el resumen de aforos líquidos, con el fin de obtener las curvas de calibración nivel caudal, velocidad media – caudal, factor hidráulico – caudal y factor geométrico – caudal.

En la región correspondiente a la cuenca del río Combeima, hay un total de tres estaciones hidrométricas, las cuales cuentan con registros de caudales medios diarios. Estas estaciones se ubican en diferentes puntos distribuidos a lo largo del cauce del Combeima. En la Figura 5.6 se muestra la localización dentro de la cuenca de las estaciones hidrométricas que registran el caudal, cada una de estas estaciones están representadas por un pentágono y corresponden a las estaciones San Vicente, Montezuma y Yuldaima. Estas mismas estaciones, también se pueden apreciar en el perfil longitudinal del río (ver Figura 5.3), donde se indica su elevación medida desde el nivel del mar, y su abscisa medida desde la confluencia con el río Coello.

En la Tabla 5.7 se indican algunas de las características de cada una de las estaciones, en la tabla el código corresponde al código con que es identificada por el IDEAM, la categoría hace referencia a si es del tipo limnigráfico (LG) o limnimétrico (LM), la columna del área corresponde al área de la cuenca de drenaje cuyo punto de concentración es la estación, el caudal medio diario de caudal que circula por la sección transversal donde se ubica la estación, obtenido a partir de la curva de duración de caudales, y, finalmente, la última columna es la relación entre el caudal medio y el área de la cuenca de drenaje, o también conocido como rendimiento hídrico.

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

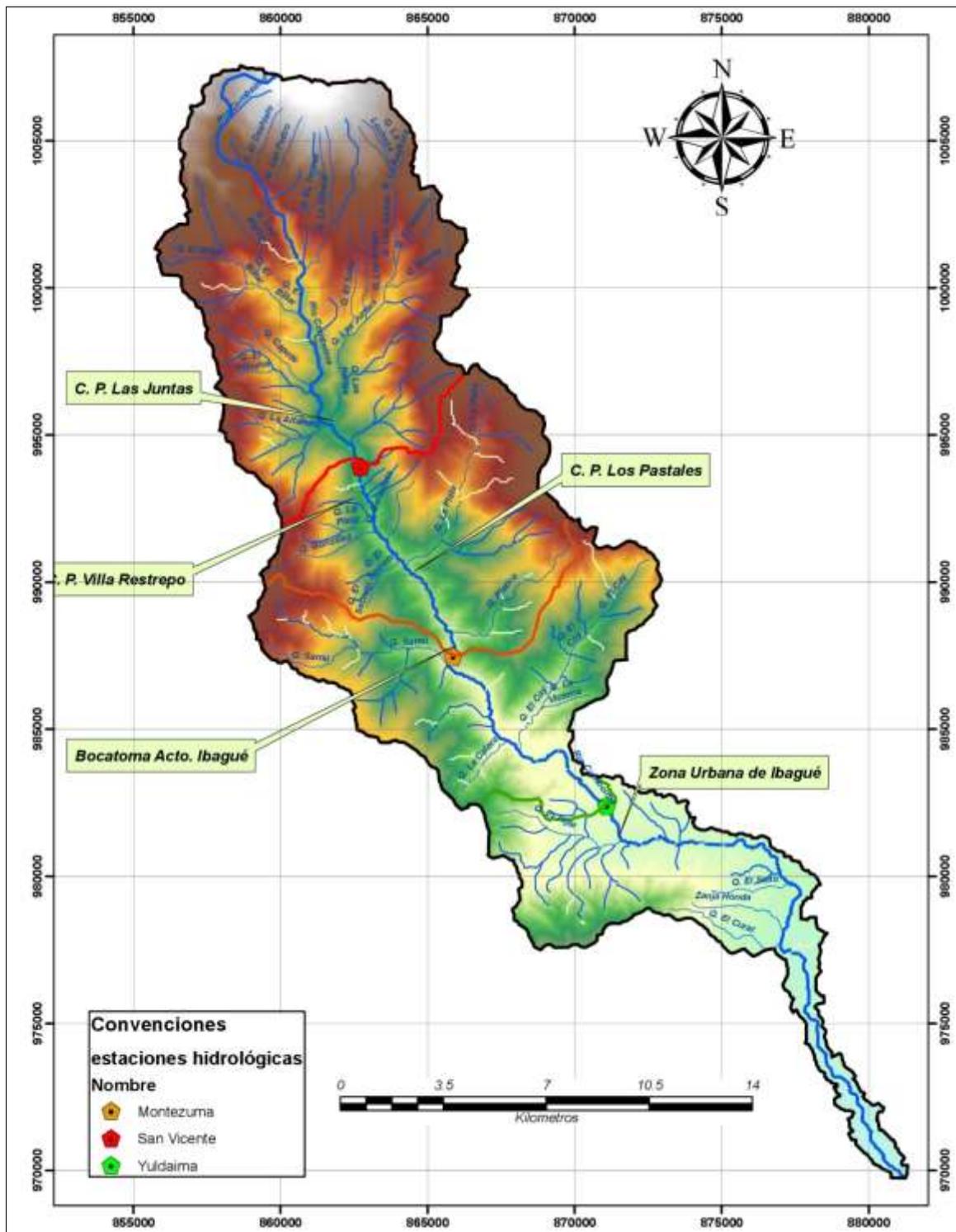


Figura 5.6. Localización de las estaciones hidrométricas en el río Combeima

Tabla 5.7. Estaciones hidrométricas ubicadas sobre el río Combeima

Código	Estación.	Categoría	Altura (m.s.n.m)	Área (Km²)	Caudal medio diario (m³/s)	Rendimiento hídrico (l/s/Km²)
21217220	San Vicente	LM	1750	108,69	3,40	31,27
21217180	Montezuma	LG	1450	168,72	4,48	26,57
21217260	Yuldaima	LM	1220	229,64	7,73	33,66

Los registros de caudal de cada una de las estaciones no es uniforme, para la primera, San Vicente se cuenta con valores de caudales medios para un periodo comprendido entre 1984 a 2007, con un año sin información de 1988; Para la estación Montezuma, se cuenta con información para el periodo comprendido entre 1984 a 2009, y para la última, se tiene un periodo entre 1984 a 2013, sin información en los años 1987, 1988, 2003, 2004, 2011 y 2012. En la Tabla 5.8 se aprecia la longitud de los registros de caudal medio empleados en el presente estudio.

Tabla 5.8. Extensión de los registros de caudal medio diario para cada una de las estaciones hidrométricas del río Combeima

ESTACIÓN	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	00	01	02	03	04	05	06	07	08
San Vicente.	■	■	■	■		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Montezuma.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Yuldaima	■	■	■	■		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Se realizó un análisis de los caudales que circulan por el cauce, los cuales son suministrados como información de cada estación, éste análisis incluyó el tratamiento de la información, el detección de datos anómalos, y elaboración de las curvas que relacionan el nivel medido en la altura hidrométrica con el caudal que circula por la sección. Para cada una de las estaciones los datos fueron consistidos y se ajustó la expresión matemática que describiera la relación nivel-caudal, esta expresión matemática representada por una regresión del tipo potencial. De la información suministrada en el resumen de aforos líquidos se encontró la presencia de periodos de presuntos cambios en la escala de referencia, esto obliga a la distinción de más de una curva de calibración nivel-caudal.

Como se mencionó en el párrafo anterior, existen presuntos cambios en la ubicación de la escala de referencia, por tal motivo fue necesario realizar curvas que relacionan el nivel y el caudal para diferentes periodos de análisis, en la Figura 5.7, Figura 5.8 y Figura 5.9, se presentan las curvas de calibración para las estaciones San vicente, Montezuma y Yuldaima respectivamente. Para cada una de las curvas se trazó la relación matemática de ajuste y su correspondiente coeficiente de determinación (R^2).

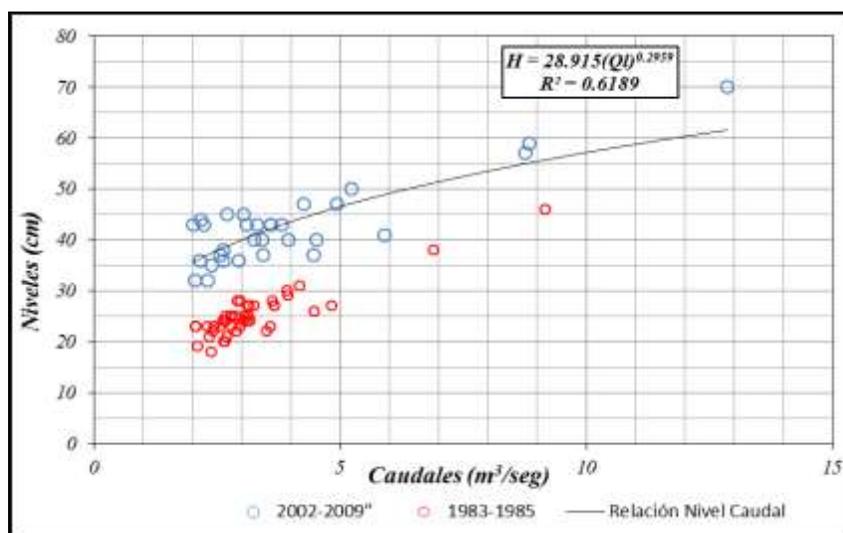


Figura 5.7. Curva de calibración nivel caudal para la estación San Vicente

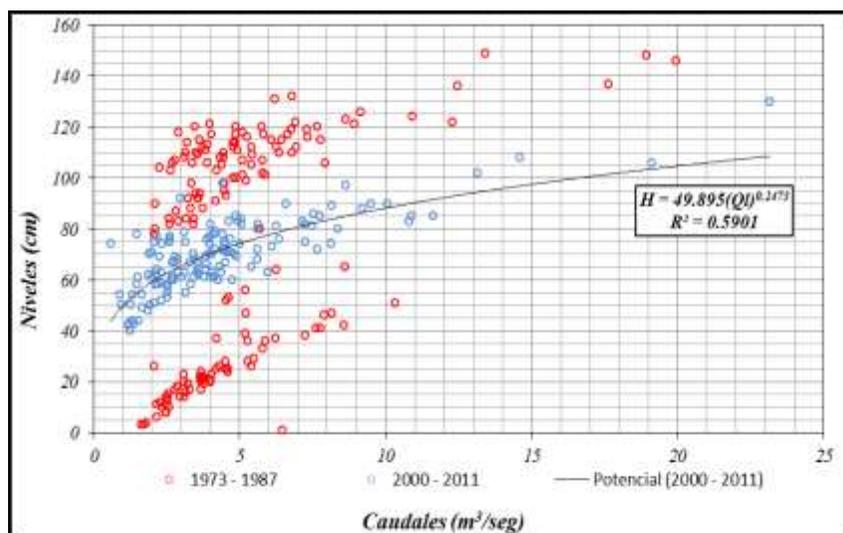


Figura 5.8. Curva de Calibración nivel caudal para la estación Montezuma

Tanto para la estación San Vicente como para la Montezuma se obtuvieron las relaciones nivel-caudal para los registros más recientes, comprendidos entre el año 2000 hasta la fecha del último registro de aforo líquido realizado en la estación; como se aprecia en las figuras anteriores, los coeficientes de determinación tienen valores de 0,62 y 0,59, valores bajos para una curva de calibración. Sin embargo la dispersión de los datos y el bajo coeficiente de determinación se puede atribuir a las características torrenciales del cauce en estudio, pues este tipo de cauce se caracterizan por presentar descargas líquidas de baja profundidad, además de las ya conocidas dificultades en la elaboración de estas curvas de calibración.

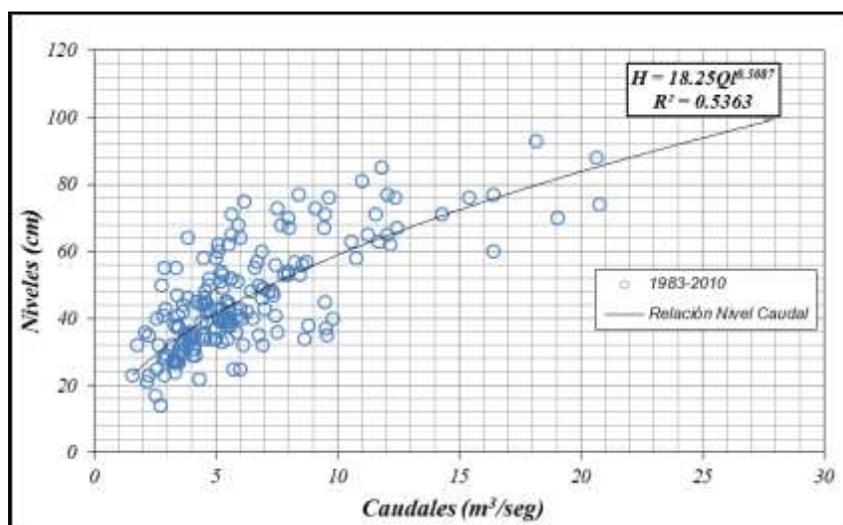


Figura 5.9. Curva de Calibración nivel caudal para la estación Yuldaima

Tomando los registros de caudales medios diarios de cada una de las estaciones mencionadas, se procedió a determinar las curvas de duración de cada una de ellas. Una curva de duración de caudales.

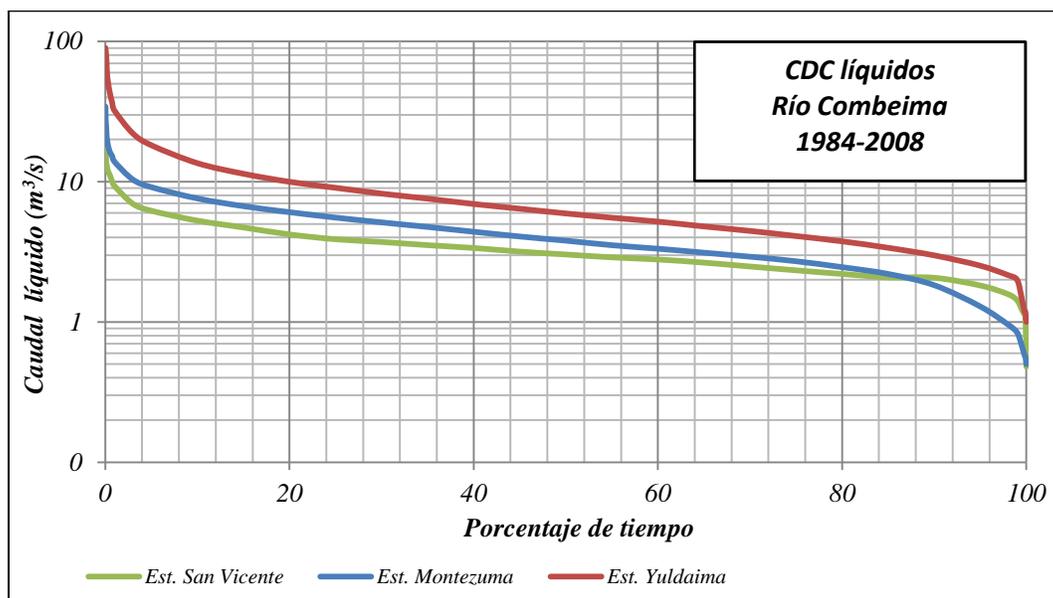


Figura 5.10. Curvas de duración de caudales líquidos para las estaciones ubicadas en el cauce del río Combeima

El cauce del río Combeima tiene una pendiente promedio de 3,65%, desde su nacimiento hasta su desembocadura, esto lo clasifica como un río torrencial (MEUNIER, 1992), en donde su capacidad de transporte de sedimentos es elevada.

Con relación a los niveles y caudales en el río Combeima, como ya se mencionó, en el curso del cauce se cuenta con información de tres estaciones de mediciones de caudal, dos de tipo limnigráfica (estaciones San Vicente y Montezuma) y una de tipo limnimétrica; desafortunadamente, para las limnigráficas, no se cuenta con la información de niveles horarios para la creciente ocurrida el 6 y 7 de junio del 2009, siendo el valor de caudal medio diario el único valor de caudal conocido para los días del evento. De acuerdo con la información de caudales medios diarios de la estación Yuldaima, los días 6, 7 y 8 de Junio del 2009 se registraron valores de caudal medio diario de 17,65, 12,27 y 78,2 m³/s respectivamente; mientras que para la estación Montezuma los valores de caudales medios diarios registrados para los mismos días fueron 18,0, 53,8 y 7,2 m³/s respectivamente.

El mes de Junio de 2009 la estación Yuldaima registro un caudal máximo mensual de 205,8 m³/s, siendo este valor de caudal el máximo anual registrado por la estación para el año de ocurrencia del evento.

Para todas las estaciones se realizó un análisis de frecuencias de las crecientes máximas registradas, para relacionar la magnitud de estas crecientes con la frecuencia de ocurrencia, este análisis se efectuó empleando las distribuciones Normal, Lognormal de dos parámetros, la distribución de eventos extremos tipo I o Gumbel, Pearson y Log-Pearson; la selección del mejor ajuste se realizó mediante la aplicación de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov. Del análisis de eventos extremos se obtuvieron los valores de caudal para los periodos de retorno de 5, 10 y 25 años; se encontró que la distribución Log-Pearson tipo III como la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los eventos registrados para las tres estaciones. En la Tabla 5.9 se muestran los valores de las crecientes máximas para periodos. De acuerdo con la distribución de probabilidad empleada y con el valor de coeficiente de asimetría de los datos de cada estación se obtuvo el valor del factor de frecuencia para periodos de retorno de 5, 10 y 25 años y el valor de la descarga para cada una de las estaciones ubicadas sobre el cauce.

Tabla 5.9. Caudales con periodos de retorno de 5, 10 y 25 años para las estaciones hidrométricas ubicadas sobre el río Combeima

Estación	Caudal (m³/s)		
	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 25 años
<i>San Vicente</i>	29,80	35,20	42,20
<i>Montezuma</i>	45,80	55,10	67,50
<i>Yuldaima</i>	158,50	203,6	244,25

Se encontró que el valor del caudal con un periodo de retorno de 10 años de la estación Yuldaima es, ligeramente, inferior a 205,8 m³/s, valor de la creciente máxima registrada en esta estación para el año 2009, año de la ocurrencia del fenómeno torrencial; la creciente registrada para el evento tiene un periodo de retorno de 10 años aproximadamente.

A pesar que el caudal máximo registrado por la estación Yuldaima para el día del evento sugiere corresponder a un caudal con una recurrencia de 12,75 años; es necesario enfatizar en que este caudal registrado corresponde al valor de la tasa de flujo hiperconcentrado, es decir un flujo de una mezcla de agua con sedimentos. Dado que para el desarrollo del presente análisis es necesario conocer los caudales líquidos únicamente, es necesario recurrir al empleo de métodos hidrológicos para obtener la descarga líquida que circula a través de cada una de las estaciones hidrométricas.

5.1.4 Estimación de los hidrogramas líquidos de las crecientes

Los hidrogramas de caudal líquido brindan la información requerida para la simulación del evento de calibración, estos hidrogramas se obtienen a partir de la simulación hidrológica de la cuenca del Combeima mediante el empleo del modelo HEC-HMS y registros de precipitación en cada una de las estaciones de la cuenca.

La XXX muestra el diagrama de aportaciones de caudal al río Combeima, la dirección de flujo es de arriba hacia abajo (como lo indica la flecha).

5.1.5 Comportamiento sedimentológico

Para el cálculo de transporte de sedimentos la información necesaria es básica, por un lado se debe contar con la distribución granulométrica de los materiales del lecho y por otro lado con información de las características hidráulicas del flujo.

La capacidad de transporte de un cauce se determina mediante el desarrollo de la curva de calibración de sedimentos, esta curva relaciona la carga total de sedimentos (tanto suspendidos como del lecho) con el caudal líquido. Estas curvas de calibración suelen relacionarse a través de una función del tipo potencial.

Para la elaboración de estas curvas se requiere de información de campo, y registros de cargas de sedimento junto con valores de caudal líquido.

El comportamiento sedimentológico del cauce es representado a partir de las curvas de calibración de caudal sólido vs. caudal líquido y de las curvas de duración de caudales sólidos. Estas curvas son elaboradas tanto para el material de carga de lavado como material del lecho, y graficadas en papel logarítmico y están representadas por una ecuación de la forma general de:

$$Q_{sM} = aQ_L^b$$

La elaboración de la curva de calibración de la carga de lavado (o medida) vs. descarga líquida requiere información de mediciones hechas en el cauce directamente. Esta información es suministrada por el IDEAM a través de un resumen de aforos sólidos en donde se tiene información de nivel de agua, caudal líquido aforado para tal nivel, gasto sólido, concentración media y concentración superficial.

Empleando tal información se obtienen las curvas de calibración de caudal sólido medido, en la Figura 5.11 se muestran las curvas de calibración de caudal sólido suspendido medido vs. caudal líquido aforado. En la gráfica, así mismo, se ubican los puntos empleados para la obtención de dichas curvas, estos puntos corresponden a círculos, los cuales representan los registros de la estación San Vicente, los triángulos a los registros de la estación Montezuma y los pentágonos a los de la estación Yuldaima.

Los diferentes valores de los parámetros de la ecuación de cada una de las curvas se indican en la Tabla 5.10, donde **a** es el coeficiente de la ec. general, **b** es el exponente, **R²** es el coeficiente de determinación de los datos, y **N** es el número de datos empleados para la obtención de las regresiones.

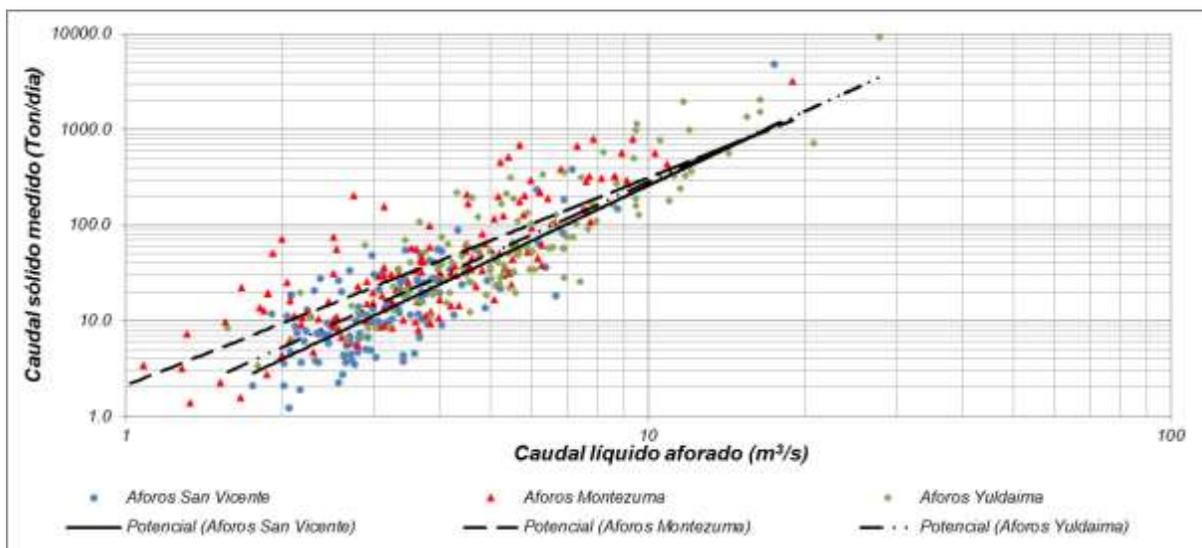


Figura 5.11. Curvas de calibración Q. sólido medido vs. Q. líquido aforado para cada estación hidrométrica

Tabla 5.10, Valores de los parámetros de la regresión de caudal sólidos suspendidos totales

Estación	a	b	R ²	N
San Vicente	0,66	2,59	0,60	128
Montezuma	0,96	2,46	0,75	145
Yuldaima	2,10	2,17	0,68	135

A partir de la curva de calibración de los caudales sólidos y de la CDC de caudales líquidos se obtiene la curva de duración de caudales sólidos suspendidos medidos. Al igual que las curvas de duración de caudales líquidos, la CDC sólidos representa el porcentaje de tiempo en que un caudal sólido dado es igualado o excedido en un periodo de tiempo dado.

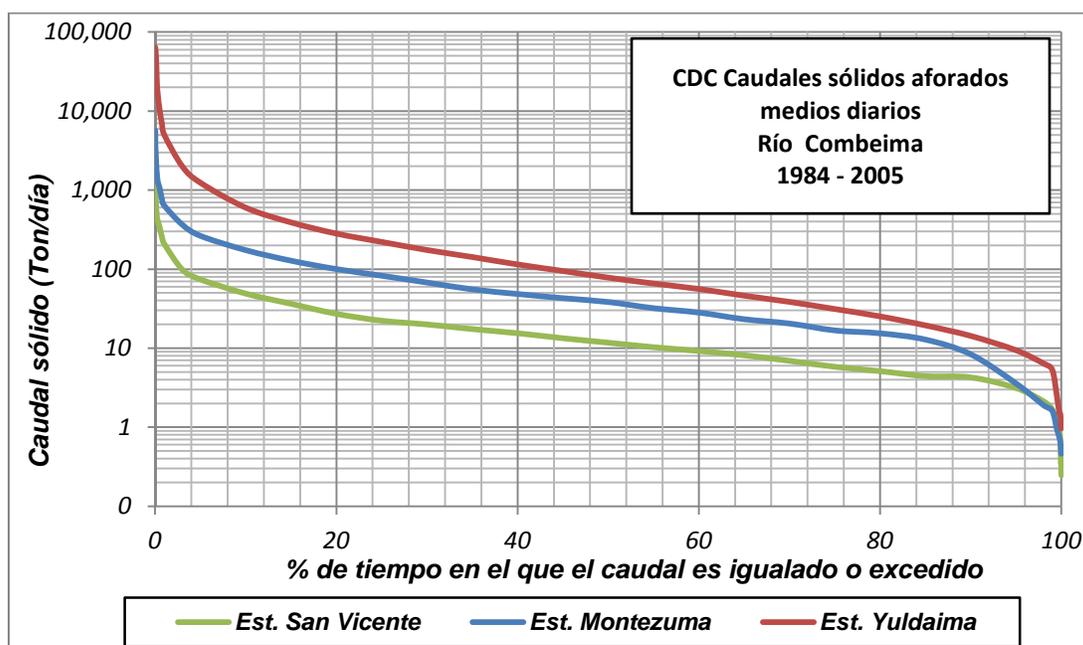


Figura 5.12. Curva de duración de caudales sólidos medidos en las estaciones del río Combeima

5.2 CUENCA DE LA QUEBRADA LA NEGRA

A continuación se realiza una breve descripción de la cuenca de la quebrada la Negra, con fines de obtener información de entrada para la simulación de los eventos de remoción en masa tipo flujo. La descripción de la cuenca se obtiene a partir del trabajo realizado por Balanta (2007). Es preciso establecer que en el presente documento sólo se mencionaran los aspectos más relevantes de dicho documento, los cuales serán empleados para la simulación del evento.

El área de estudio corresponde a la cuenca de la quebrada la Negra, la cual está inscrita en la jurisdicción de los municipios de Utica y Quebrada Negra, en el departamento de Cundinamarca, la Quebrada es afluente del río Negro, el cual, a su vez, es afluente del río Magdalena. El casco urbano de Utica (ubicado en la margen derecha de la quebrada) se localiza sobre las coordenadas 5° 11' 36,28" latitud norte y 74°28'48,25" longitud oeste, de acuerdo con el sistema de coordenadas WGS84 Balanta (2007). La cuenca posee una forma alargada, con

una superficie de 69,22 Km², con una variación altitudinal que va desde la cota 2065 m.s.n.m. hasta la cota 497 m.s.n.m.; su cauce principal tiene una longitud de 17,5 Km. y recibe el aporte hidro-sedimentológico de las quebradas Verbena, La Chorrera, La Platanera, La Jabonera, La Amargosa, El Descanso, La Rivera y la Seca, por la margen izquierda, y por la margen derecha la Q. Lázaro, Seca y la María entre otras.

La quebrada La Negra y sus cauces afluentes presentan características torrenciales, con pendientes de cauce elevadas y fuertes pendientes de ladera; sus lechos se caracterizan por la presencia de materiales granulares gruesos y materiales finos de tonalidad negra proveniente de las laderas, las cuelas presentan un potencial de inestabilidad bastante alto, debido a la alta inclinación del terreno y la intervención del hombre, configura un escenario de amenaza para el casco urbano de Útica.

5.2.1 Características fisiográficas de la cuenca

Las características físicas de una cuenca permiten caracterizar el comportamiento hidrológico de la misma, pues son sus características las que condicionan el régimen de flujo, o dicho de otra manera, existe una estrecha relación entre las características físicas de una hoya hidrográfica con el comportamiento de los caudales que circulan por ella, teniendo especial influencia en los caudales máximos o eventos de crecientes. Así pues, dos cuencas de igual área pero diferentes formas tendrán diferentes hidrógrafas de respuesta.

Una vez establecida la importancia de las características fisiográficas de la cuenca es necesario, entonces, definir los aspectos morfométricos a emplear para la caracterización de la cuenca de la Quebrada La Negra. Los parámetros mencionados se obtienen del trabajo de grado desarrollado por Balanta (2007), cuyo documento realiza una descripción detallada de las características fisiográficas de ésta. Además de las relaciones básicas como el área, perímetro, longitud y ancho de la cuenca, se consideran propiedades como factores de forma, parámetros relativos al relieve, relativos al cauce, además de la estimación de tiempos de concentración..

La cuenca de la Q. La Negra cuenta con un área aproximada de 69,22 Km², un perímetro de 40,40 Km, y una longitud de 5,68 Km.; la longitud del cauce principal es de aproximadamente de 17,52 Km, y su elevación va desde 2065 m.s.n.m hasta los 495 m.s.n.m. donde le entrega sus aguas al río Negro, Estos valores se determinaron con mapas cartográficos con escala de 1:10000. Junto con los parámetros mencionados también se obtuvo la elevación media, pendiente del cauce y tiempo de retardo. En la Tabla 5.11, se indican los valores de los parámetros morfométricos aplicados tanto para el área de drenaje de la quebrada

la Negra como para las subcuentas cuyos cauces principales confluyen en la quebrada.

Además de los parámetros indicados en la tabla, para la cuenca en estudio, también se obtuvo el factor de forma, el coeficiente de compacidad, la relación de elongación, la pendiente media de la cuenca y el tiempo de concentración mediante la aplicación de distintos métodos.

Tabla 5.11. Parámetros morfométricos de las subcuentas de la quebrada La Negra

Cuenca	Vertiente	Área (Km²)	Perímetro (Km)	Elev. Media (m.s.n. m)	Lóngitud máxima de la cuenca (Km)	Pendiente del Cauce (m/Km)	Tiempo de retardo. (horas)
Q. la Negra desde la desembocadura de la Q. el Descanso		7,04	16,72	738,52	5,68	33,35	0,76
El Descanso	Izquierda	2,68	10,52	823,05	3,59	33,96	0,52
Seca	Derecha	10,65	19,76	663,39	5,98	30,89	0,97
San Roque	Derecha	3,05	12,28	834,92	4,24	36,71	0,55
Lázaro	Derecha	7,20	15,32	902,50	5,46	25,66	0,70
Árboleda	Derecha	2,31	10,20	822,11	3,51	31,70	0,48
La Papaya	Izquierda	7,57	19,36	1202,46	7,97	49,59	0,82
Agua clara	Izquierda	6,65	16,48	1129,13	6,09	45,34	0,66
La Platanera	Izquierda	2,81	10,36	1114,45	3,58	43,24	0,44
Los Reyes	Izquierda	3,90	10,96	1448,57	4,02	46,73	0,45
Reyes-Esmeralda	Izquierda	2,36	9,52	1169,00	3,11	45,06	0,41
La Esmeralda	Izquierda	5,85	13,56	1469,14	4,23	56,70	0,41
Verbena	Derecha	7,14	16,28	1734,36	6,01	34,61	0,87

Fuente (Balanta, 2007)

El índice de compacidad, el cual no es más que una relación entre el perímetro de la cuenca respecto el perímetro de un círculo de área igual a la de la cuenca, entre más cercano a 1 sea su valor la forma de la cuenca será más redondeada, y entre más lejano sea de 1 más alargada será; para la Q. La Negra, el valor obtenido de índice de compacidad es de 1,47, indicando que la cuenca es de forma oval oblonga con tendencia a concentrar grandes volúmenes de agua.

El índice de alargamiento $I_a = L_{máx}/B_{máx}$, que relaciona la longitud máxima de la cuenca con su ancho, es igual a 2,10, mostrando así una forma alargada con un cauce principal relativamente largo.

Finalmente el factor de forma, definido como el coeficiente entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud del cauce principal $F_f = B/L_c$, donde $B = A/L_c$ compara la cuenca con un cuadrado con superficie equivalente a la de la cuenca. Para esta cuenca, el factor de forma obtenido es de 0,28 indicando que la cuenca es de forma alargada, menos sujeta a crecientes, y altos tiempos de concentración.

Para describir el relieve de una cuenca se emplean los parámetros de pendiente media de la cuenca y su elevación media. La pendiente media de la cuenca esta definida como el promedio ponderado de las pendientes que se encuentran en el interior de ésta, esta pendiente tiene una relación directa con las velocidades de escurrimiento; el área en estudio tiene una pendiente promedio de 19,16% la cual corresponde a una topografía fuertemente ondulada, con tendencia a la generación de crecientes de tránsito rápido, convirtiéndola en una cuenca tipo torrencial. En la Tabla 5.12, se muestran el porcentaje de la superficie de la cuenca cuyas pendientes superficiales se encuentran dentro del rango especificado.

Tabla 5.12. Distribución porcentual de las pendientes presentes en la Cuenca de la quebrada La Negra

RANGO DE PENDIENTES PRESENTES EN LA CUENCA Q. LA NEGRA.							
0-3 %	3-7 %	7-12 %	12-25%	25-50%	50-75%	>75 %	Media%
24,93	0,33	5,12	35,50	31,64	2,42	0,06	19,16

Como se indica en la tabla anterior, un gran porcentaje del área de la cuenca presenta un terreno fuertemente ondulado, con pendientes entre el 12% y 50%, estas pendientes se localizan en la parte alta de la cuenca, en donde nacen los tributarios que alimentan el cauce principal, mientras que un 25% de la cuenca se caracteriza por tener una topografía plana ubicadas, principalmente, en las zonas bajas de la cuenca. Dadas estas características de pendientes junto con condiciones de suelos, geología y cobertura vegetal, la cuenca esta predispuesta a fenómenos de inestabilidad de laderas.

La elevación media de la cuenca, definida como el promedio ponderado de las elevaciones presentes dentro de la cuenca, se determinó a partir del MDT obteniéndose un valor de 738,52 m.s.n.m.

Además de los parámetros morfométricos relativos al relieve de la cuenca, también se obtuvieron características para el cauce principal, las cuales consisten en la elaboración del perfil longitudinal del cauce, y la estimación de la pendiente media. El perfil longitudinal del cauce de la Quebrada La Negra (Figura 5.13) muestra que en el cauce tiene una forma cóncava, típico de los cauces naturales, en donde se presentan cuatro tramos diferenciados por un cambio de pendiente.

En su parte alta, la Quebrada presenta una pendiente fuerte de 13% aproximadamente, sin embargo, a medida que el cauce avanza hacia aguas abajo, su valor se va atenuando, de manera que en la parte media presenta un valor de 5,4% hasta llegar a un valor de 2,2% en su parte baja, justa antes de que la quebrada entregue sus aguas al río Negro. El cauce va desde la cota 1276 m.s.n.m. hasta los 497 m.s.n.m. con una pendiente media de 4,45% estimada como la diferencia de cotas dividida por la longitud del cauce.

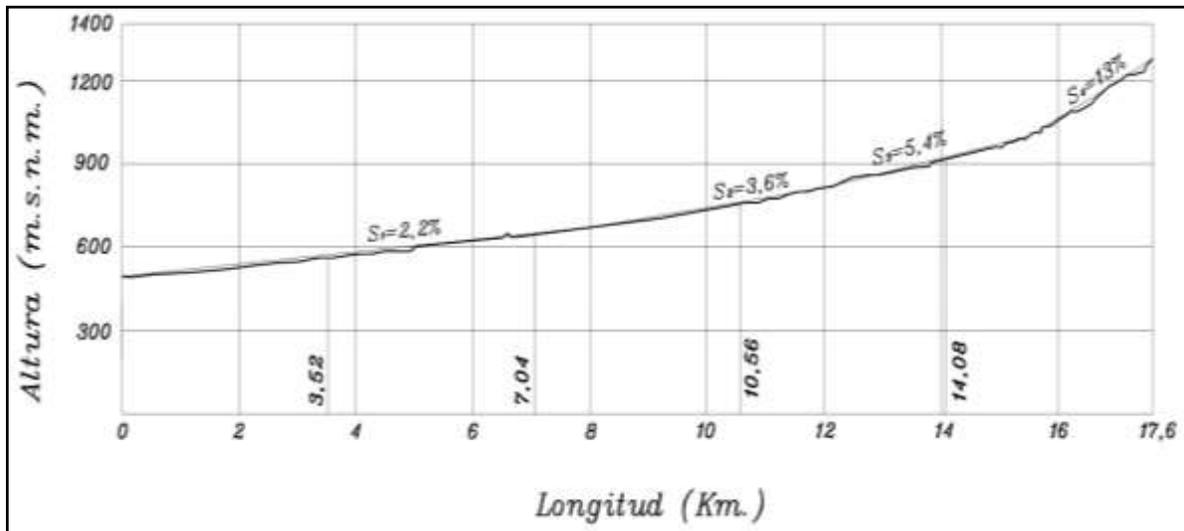


Figura 5.13. Perfil longitudinal de la quebrada La Negra

La quebrada tiene una pendiente media de 3,6% estimada a partir del método de Taylor, el cual consiste en una pendiente ponderada por la longitud. Esta pendiente es menor a 4,45%, correspondiente a la pendiente media obtenida como el cociente entre la diferencia de elevaciones y la longitud del cauce.

Finalmente, para la cuenca de la quebrada La Negra se estimó el tiempo de concentración. El tiempo de concentración se define como el tiempo que le toma a una gota de agua en llegar desde la parte más alejada de la cuenca hasta el punto de concentración, punto, que para este caso, corresponde al punto de confluencia en donde se unen la quebrada con el río Negro.

Este parámetro está relacionado con las características morfométricas de la cuenca, y para su estimación es necesario emplear varios métodos propuestos por diferentes autores, también es posible estimar el tiempo de concentración a partir de registros simultáneos de precipitación y caudal. Para la estimación del tiempo de concentración se emplearon las expresiones propuestas por Témez, Kirpich, Giandiotti y Pérez.

Tabla 5.13. Tiempos de concentración para la cuenca de la Q. La Negra

Expresión	Horas	Minutos
<i>Témez</i>	1,94	117
<i>Kirpich</i>	1,98	119
<i>Giandiotti</i>	2,67	160
<i>Pérez</i>	1,58	95

Fuente (Balanta, 2007)

Los tiempos de concentración calculados con las ecuaciones son similares, siendo el tiempo obtenido con las ecuaciones de Témez y Kirpich muy próximas una de la otra, tomando como tiempo de concentración de la cuenca el promedio de los cuatro tiempos se tiene 2 horas o 120 minutos.

5.2.2 Hidrología

En el cauce de la quebrada La Negra no se encuentra ninguna estación hidrométrica que registre niveles o caudales, debido a las características torrenciales que presenta el cauce. Al carecer de información hidrométrica no se conoce el comportamiento de los caudales en momentos de la crecientes, esta información es sumamente importante para la modelación de flujos.

Ante la carencia de información de caudales y niveles, fue necesario la estimación de los hidrogramas de entrada a los modelos a partir de la aplicación de métodos sintéticos, considerando las condiciones morfométricas de la cuenca y su tipo, uso y cobertura de suelos; además de las características de las tormentas (cantidad de lluvia precipitada, distribución espacial y temporal) para los periodos de retorno a analizar.

La obtención de los hidrogramas sintéticos se realizó en el trabajo de grado de Balanta (2007) empleando el método del hidrograma unitario del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de EE.UU. empleando el método del número de curva para la estimación de la precipitación efectiva. Las tormentas empleadas para la generación de los hidrogramas sintéticos tienen periodos de retorno de 10 y 25 años.

Se realizó una modelación hidrológica empleando el modelo HEC-HMS¹¹, empleando la simulación de un evento de manera semidistribuida, dividiendo la cuenca de la q. La Negra en las subcuencas de sus principales afluentes.

De la aplicación del modelo hidrológico, Balanta (2007) obtuvo los hidrogramas asociados a cada periodo de retorno -10 y 25 años- de cada una de las subcuencas simuladas, al igual que para la cuenca de la quebrada en análisis. Dado que en la zona de estudio no se cuenta con información pluviográfica no se conoce la duración de las tormentas, por lo tanto se empleó una duración de 24 horas, y con esta duración obtener los caudales para las simulaciones.

A partir de las simulaciones y empleando las tormentas con periodos de retorno de 10 y 25 años, se estimaron caudales pico a la salida de la cuenca de la quebrada de 154 m³/s y 187 m³/s para los periodos ya mencionados.

¹¹ Desarrollado por el cuerpo de Ingenieros de la Armada de Estados Unidos.

5.2.3 Granulometrías del lecho de la quebrada

Para la simulación hidráulica y la de avenidas torrenciales de la quebrada la Negra, fue necesario contar con información de la distribución de diámetros de las partículas que componen el lecho del cauce. En el año 2005 se realizó un muestreo del material del lecho del cauce con el fin de conocer la gradación del material que lo constituye, para lo cual se cuenta con 2 muestras tomadas en diferentes puntos del cauce de este material. Las muestras empleadas para el análisis granulométrico se tomaron en cercanía del puente del ferrocarril (muestra N° 1), y cerca de la desembocadura de la quebrada la negra (muestra N° 2).

A partir de la información de la granulometría del lecho se puede obtener un estimativo del coeficiente de rugosidad de Manning a partir de la aplicación de la ecuación de Manning – Strickler tomando como diámetro representativo de las partículas del lecho el D90 (m), empleando la siguiente expresión:

$$n = 0,038(D_{90})^{\frac{1}{6}}$$

De la aplicación de la expresión anterior se obtuvieron coeficientes de rugosidad de Manning de 0,023 y 0,021 para ambas muestras. Estos resultados sugieren que el coeficiente de rugosidad del cauce tiene un valor cercano a 0,022 (corresponde al promedio de los coeficientes obtenidos para ambas muestras). Sin embargo, debe considerarse que, en el caso de cursos naturales, el coeficiente de rugosidad no es constante en el tiempo, sino que este varía en función del caudal que circula por el cauce; motivo por el cual, pueden requerirse, durante las simulaciones valores de resistencia al flujo superiores a los aquí obtenidos. El valor de n de Manning del cauce es considerado como un parámetro a calibrar, para la realización de las simulaciones hidráulicas.

En la Tabla 5.14 se muestran los valores de porcentaje de material proveniente del lecho del río que pasa a través de cada tamiz. Además se muestran los valores de diámetros representativos del material del lecho y el coeficiente de rugosidad de Manning. Además en la Figura 5.14 se muestra la curva de distribución granulométrica de material del lecho de la Quebrada.

Tabla 5.14. Distribución granulométrica del lecho y coeficiente de rugosidad obtenido a partir de la ecuación de Manning - Strickler

Tamiz	Muestra 1		Muestra 2
	Abertura (mm)	%PASA	%PASA
2 1/2"	63,500	100,00	100,00
2"	50,800	100,00	100,00
1 1/2"	38,100	77,00	95,00
1"	25,400	71,25	85,30

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

Tamiz	Muestra 1		Muestra 2
	Abertura (mm)	%PASA	%PASA
3/4"	19,050	65,50	75,60
1/2"	12,700	62,00	70,55
3/8"	9,525	58,50	65,50
N° 4	4,760	43,10	51,40
N° 10	2,000	35,00	40,70
N° 20	0,840	27,80	28,30
N° 40	0,420	20,80	16,70
N° 60	0,250	17,40	9,20
N° 100	0,140	14,00	6,10
N° 200	0,074	12,30	5,20
0.1048	0,074	12,3	5,2
0.0747	0,031	10,5	3,6
0.053	0,016	10,1	2,7
0.0377	0,008	8,2	1,1
0.0267	0,004	6,8	0,3
0.0189	0,002	0	0
Densidad relativa		2.6	2.6
D50 (mm)		7.1	4.4
D80 (mm)		39.1	23.2
D90 (mm)		51.1	32.7
n de Manning		0.023	0.021

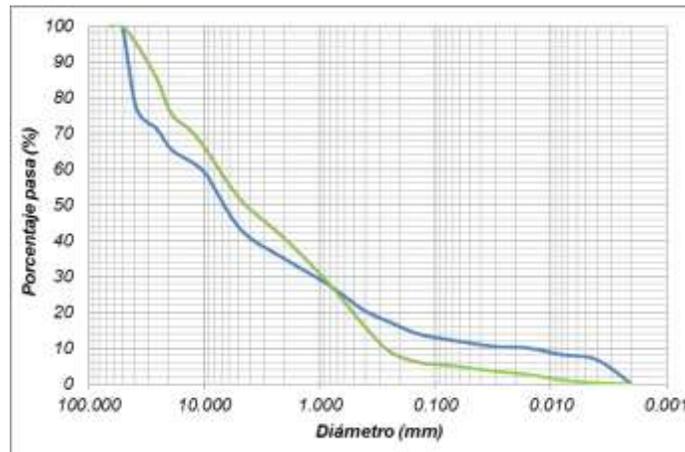


Figura 5.14. Granulometría del material del lecho de la quebrada La Negra

Un aspecto importante, en cuanto a la simulación de flujos hiperconcentrados es el comportamiento de los esfuerzos cortantes producidos por el flujo, para la estimación de dichos esfuerzos cortantes, el modelo hidráulico FLO-2D emplea el modelo reológico cuadrático de O'Brien y Julien (1986). Este modelo reológico

emplea 4 parámetros los cuales pueden ser obtenidos a partir de un ensayo hidrométrico (distribución de tamaños de material fino) de las dos muestras del material del lecho ya mencionadas en el análisis granulométrico.

De los resultados del tamizado de las partículas presentes en el lecho de la quebrada la Negra, se encontró que, el porcentaje de materiales finos variaban en un rango del 5% al 12%. Los resultados de la hidrometría 1 se compararon con los resultados obtenidos por O'Brien.

Tabla 5.15. Datos del material fino en el lecho de la quebrada La Negra en comparación con los datos de Glenwood

Distribución granulométrica de materiales finos	Datos Para La quebrada La Negra (muestra No. 1)	Datos tomados en Glenwood [24]
Porcentaje de finos (%)	5,19	6,80
D ₁₆ (mm)	0,007	0,009
D ₅₀ (mm)	0,016	0,023
D ₈₄ (mm)	0,045	0,050

Esta información se empleará para la estimación de los parámetros correspondientes al modelo reológico de O'Brien y Julien, y con base a ellos, establecer los esfuerzos cortantes del flujo para la modelación matemática de la avalancha.

6 MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LOS EVENTOS DE AGUA CLARA

A partir de la caracterización de las áreas de estudio se identificó la información disponible para la simulación de los eventos de referencia, Como ya se indicó en la metodología, para la aplicación de los criterios de engrosamiento del flujo se requiere de la modelación hidráulica de los eventos de agua clara. En este capítulo se presentan los resultados de esta modelación

Para las simulaciones es necesario calibrar el valor del coeficiente de rugosidad de Manning del cauce (η), una vez calibrado este parámetro hidráulico se realizan los cálculos para los caudales líquidos provenientes del análisis de frecuencias (río Combeima) o del modelo lluvia-escorrentía (quebrada La Negra) y, finalmente, se cuantifica la tasa de sedimentos provenientes del lecho que son transportados por la corriente utilizando el método de Einstein (1950). Se siguió el mismo procedimiento para los ambos cauces.

En el presente capítulo se muestran los resultados de la simulación de los eventos de agua clara para el río Combeima, en primer lugar, y para la Q. La Negra, en segundo lugar.

6.1 RÍO COMBEIMA

El cauce del río Combeima se caracteriza por ser un cauce empinado, con una pendiente promedio de 3,65%, lo que lo clasifica como una cauce torrencial (mayor a 1,5%) de acuerdo con la clasificación de Meunier (1991); el material que compone su lecho esta conformado, principalmente, por materiales granulares correspondiente a arenas de tamaño medio a granos, aunque en las curvas granulométricas del cauce se distingue la presencia de finos y arenas de tamaño fino.

En cuanto al comportamiento de caudales en la cuenca del Combeima, se distingue, por las curvas de duración de caudales, que este cauce recibe un aporte de caudal (en la zona alta) proveniente del deshilo del Nevado, lo que hace que el cauce sea perenne y no intermitente, como suelen ser estos cauces. El caudal medio diario anual multianual del río es de 3,40 m³/s 4,48 m³/s y 7,73 m³/s para las secciones donde se localizan las estaciones de aforo San Vicente, Montezuma y Yuldaima, de los valores de caudales se deduce que el río recibe aportes importantes de cauces afluentes entre la estación Montezuma y Yuldaima, mientras que para el tramo comprendido entre las estaciones San Vicente y Montezuma no.

Para cada punto donde confluye el Combeima con uno de sus afluentes se le asigna un valor de caudal que ingresa al cauce principal, este caudal cambia según el afluente y se obtiene de la modelación hidrológica del río; en la tabla siguiente se indican los valores de descarga líquida, para los periodos de retorno de 10 y 25 años, que le son entregados al Combeima por sus tributarios.

Tabla 6.1. Caudal líquido aportado por cada afluente al río Combeima.

AFLUENTE	Q_{10} (m^3/s)	Q_{25} (m^3/s)
Est. San Vicente	35,2	42,2
La Sierra	1,0	2,23
El Secreto	1,36	3,20
La Plata	8,29	19,36
La Platica	3,10	7,30
El Salto	1,75	3,97
Afluente 3	4,44	7,14
Afluente 4	1,02	2,68
Estación Montezuma	58	67,5

A continuación se muestran los resultados de la calibración y la simulación hidráulica del río Combeima..

6.1.1 Calibración del modelo hidráulico

La estimación del coeficiente de resistencia al flujo (n de Manning) es una de la primeras tareas a realizar en todo proceso de simulación hidráulica. Cuando se habla de cauces naturales, la estimación de este parámetro se hace una tarea compleja, pues entran en consideración aspectos como la turbulencia del flujo, los diámetros representativos de las partículas del lecho, las formas de las secciones transversales del cauce y las formas de fondo del lecho. Además, en cauces torrenciales como el Combeima, la estimación de este coeficiente se dificulta por las bajas profundidades de flujo, y por la presencia de partículas de gran tamaño (bloques y gravas) en su lecho, hecho que se evidencia en las curvas de calibración nivel-caudal, en donde se aprecia profundidades de flujo del orden de centímetros.

La rugosidad del cauce del Combeima puede obtenerse a partir del resumen de aforos líquidos de las estaciones hidrométricas. Para cada estación se realizó la curva que relaciona el valor de n de Mannig vs. Caudal, las cuales se pueden apreciar en las siguientes figuras. Es importante tener en cuenta que estas figuras muestran el efecto combinado de todas las fuentes de resistencia al flujo. Las figuras muestran que el coeficiente de rugosidad disminuye con el aumento de caudal, lo que significa que la rugosidad del lecho es mayor que la rugosidad de

las bancas, produciendo, por ende, que para caudales bajos se tengan mayores valores de rugosidad y para caudales altos se produzca una disminución de la rugosidad. Condición que prevalece para las tres estaciones hidrométricas localizadas en el cauce.

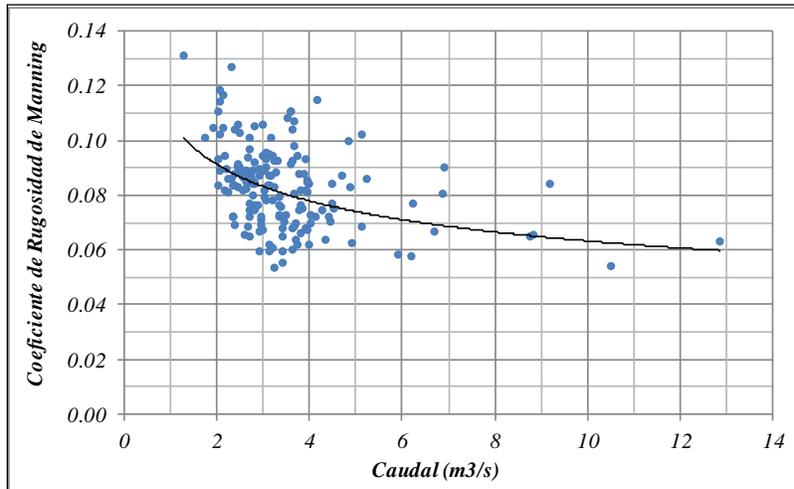


Figura 6.1. Coeficientes de rugosidad de Manning en función del Caudal Est. San Vicente

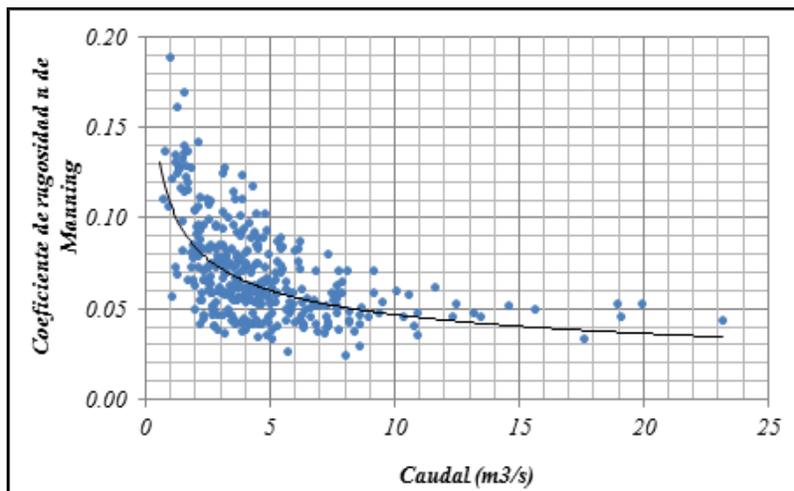


Figura 6.2. Coeficientes de rugosidad de Manning en función del Caudal Est. Montezuma

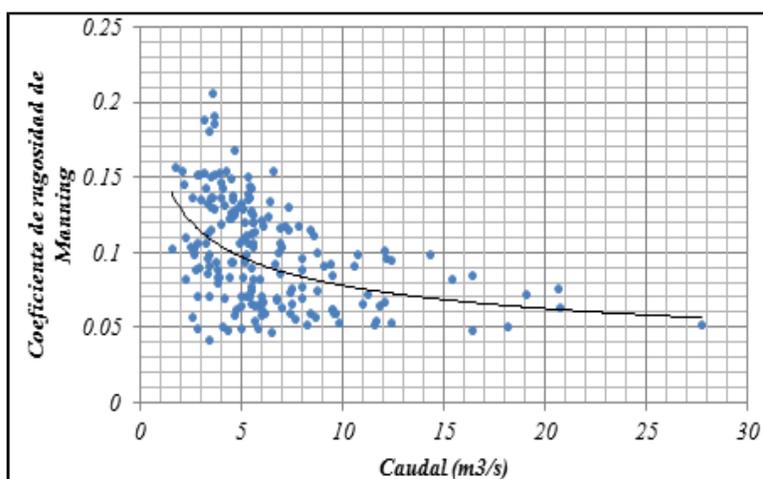


Figura 6.3. Coeficientes de rugosidad de Manning en función del Caudal Est. Yuldaima

De las curvas anteriores se aprecia que el coeficiente de rugosidad tiene valores entre 0,06 y 0,12 para la estación San Vicente, y de 0,05 a 0,15 para las estaciones Montezuma y Yuldaima. De las dos figuras anteriores se puede inferir dos aspectos: el primero, para valores de caudal bajos (de hasta 7 m³/s aproximadamente) se presentan altos valores de resistencia al flujo, los cuales se deben, principalmente, a la oposición al flujo por la presencia de los materiales granulares presentes en el lecho (como bloques) y por la presencia de las formas del lecho de gran-escala como rápidas y pozos, las cuales de alrededor del 90% de la resistencia al flujo (Reid and Hickin, 2008). Y el segundo es, que para todas las curvas de rugosidad vs. caudal el coeficiente de Manning disminuye para valores de caudal alto, generando una tendencia asintótica hacia un valor de rugosidad mínimo n , diferente para cada estación, así, la estación Montezuma el mínimo coeficiente es de 0,03; mientras que la estación Yuldaima es de 0,05. Estos valores de rugosidad fueron empleados en la simulación.

Luego de identificado los valores de rugosidad del cauce se procede ingresando la configuración geométrica del cauce – secciones transversales- al modelo hidráulico HEC-RAS.

En la Figura 6.4 se muestra una vista en planta del modelo hidráulico del río Combeima, en total se ingresaron 35 secciones transversales dentro de las cuales se encuentra las secciones transversales de la estaciones hidrométricas ubicadas sobre el río. A cada sección transversal se le ingreso un coeficiente de rugosidad de Manning inicial de 0,050 para todas las secciones para el canal principal, para para las bancas se definió un coeficiente de rugosidad de 0,04.

Para garantizar la estabilidad numérica del modelo, se interpolaron secciones transversales cada 100 metros, y se definió como condiciones de control la profundidad normal tanto aguas arriba como aguas abajo, suposición formulada ya a que para los extremos del cauce, no se presenta ninguna estructura que afecte

la profundidad de flujo o la velocidad del mismo; además la confluencia con el río Coello se da varios Km. aguas abajo. Para la simulación se seleccionó régimen mixto.

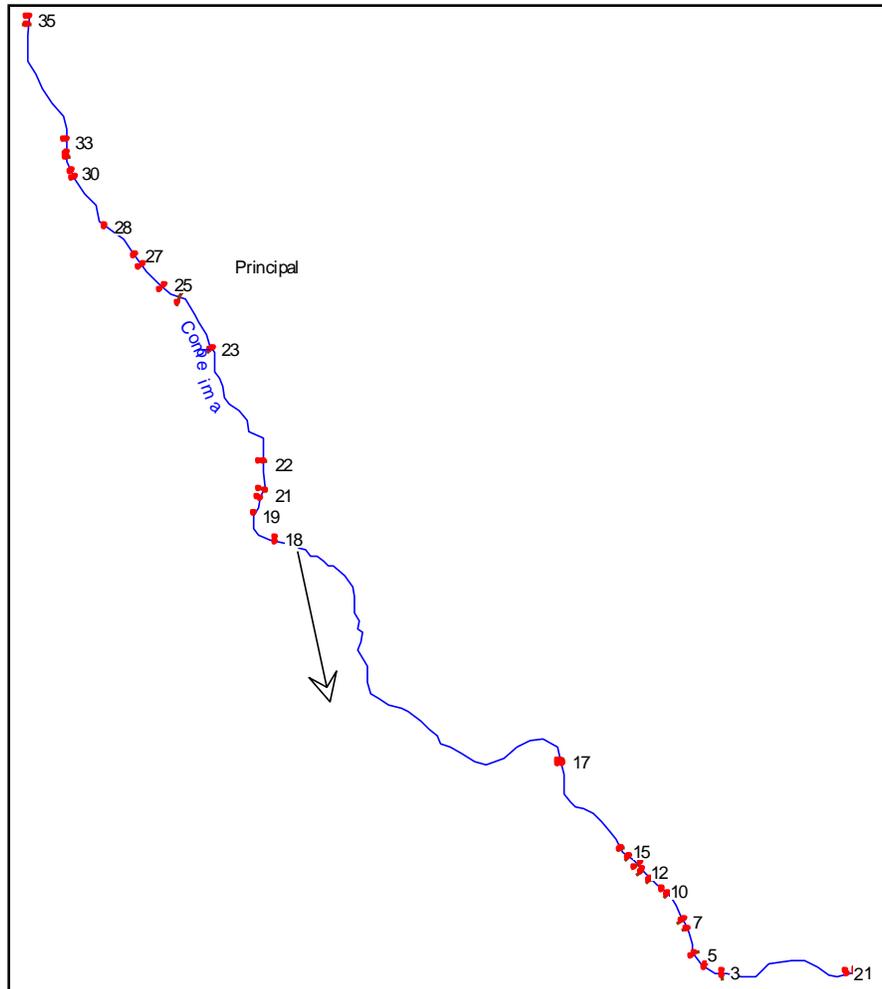


Figura 6.4. Vista en planta del modelo en HEC-RAS del río Combeima

En la hidráulica de ríos y en la morfología, el régimen de flujo es empleado para identificar el comportamiento hidráulico del flujo, o la respuesta morfológica del lecho, este comportamiento es definido en función del número de Froude. En ríos de montaña, el régimen de flujo varía para diferentes niveles.

Para la calibración del modelo hidráulico se empleó la información hidráulica disponible del cauce, empleando el resumen de aforos líquidos, y las curvas de calibración nivel-caudal de cada estación de aforo. Además de las curvas de calibración se tiene curvas que relacionan número de Froude – caudal y rugosidad caudal.

Para la simulación hidráulica empleando Hec-Ras es necesario determinar las condiciones de flujo con la que va a circular el fluido y las condiciones de control del modelo. Siendo el coeficiente de rugosidad de Manning el parámetro hidráulico a calibrar.

La calibración del modelo hidráulico se realiza a partir de un proceso de ensayo y error, en donde, se prueban diferentes coeficientes de rugosidad para diferentes valores de caudal; la bondad de ajuste del modelo calibrado se realiza a través de la comparación de las curvas de calibración nivel-caudal obtenidas a partir de la aplicación del modelo hidráulico respecto a las obtenidas a partir del registro de aforos líquidos de las estaciones ubicadas sobre el Combeima. Otro criterio empleado para juzgar la bondad de ajuste del modelo hidráulico calibrado es el régimen de flujo, representado en el valor de número de Froude.

En el caso de ríos de montaña se aprecian valores de número de Froude inferiores a 1, lo que implica una condición de régimen subcrítico, en donde, únicamente se presentan valores de número de Froude superiores a la unidad en pequeños tramos de los cauce.

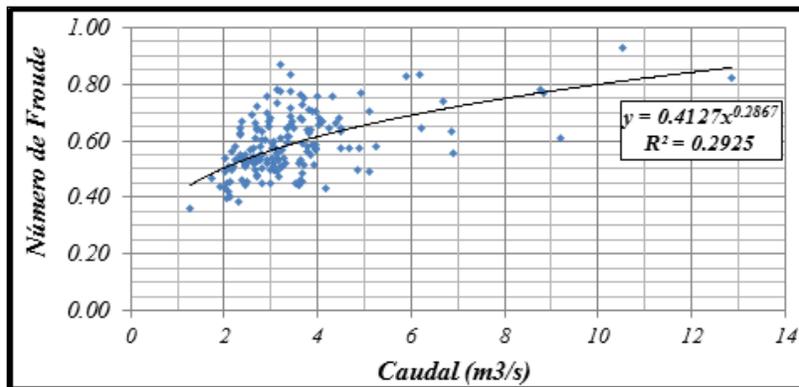


Figura 6.5. Variación del número de Froude con el caudal para la Est. San Vicente

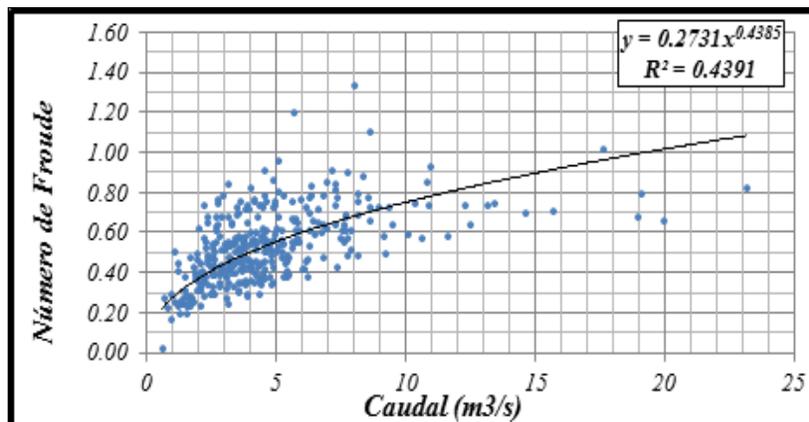


Figura 6.6. Variación del número de Froude con el caudal para la Est. Montezuma

En la Figura 6.5 y la Figura 6.6 se muestran la variación del valor de número de Froude para diferentes valores de caudal en dos de las estaciones hidrométricas localizadas a lo largo del cauce. Como se aprecia en las figuras, para gran parte de los valores de descarga el régimen de flujo es subcrítico. Sin embargo, los caudales empleados en esta simulación son muy superiores a los registrados en la estación, por tal motivo, para estas simulaciones se puede presentar la condición de régimen supercrítico. En las siguientes figuras se muestran los resultados del proceso de calibración.

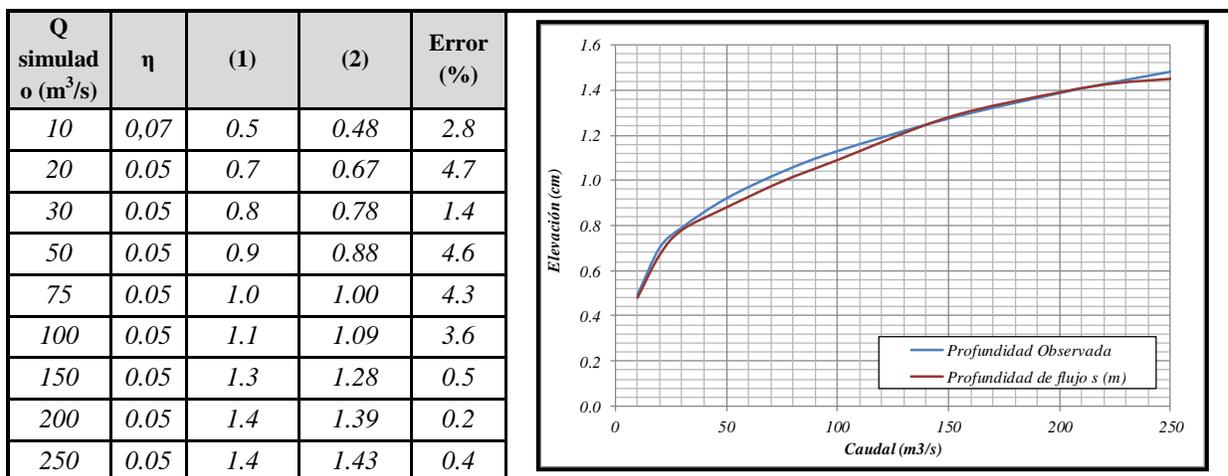
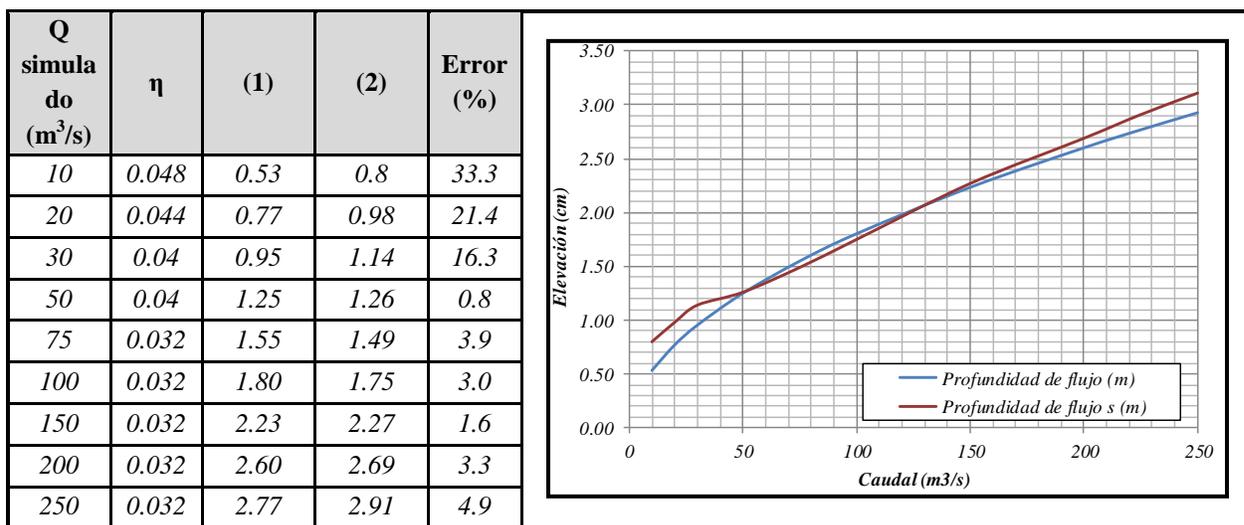


Figura 6.7. Comparación de la curva de calibración Nivel- Caudal obtenida mediante simulaciones y observaciones para la estación San Vicente



(1) - Profundidad de flujo estimada (m).

(2) - Profundidad de flujo simulada (m).

Figura 6.8. Comparación de las curvas de calibración Nivel-Caudal observadas vs simuladas para la estación Montezuma

Dado que el valor de coeficiente de rugosidad suele cambiar con la tasa de flujo, se empleó una herramienta disponible en HEC-RAS que permite modificar el coeficiente de rugosidad asignado a una sección transversal en función del caudal que circula por ésta, ésta modificación se realiza a través del ingreso de unos factores de amplificación de rugosidad, de manera tal que los parámetros a calibrar corresponden a: los factores de amplificación, y a la rugosidad mínima del cauce. Esta herramienta es muy importante en este caso particular, ya que se habla de un cauce torrencial en donde las características de flujo cambiarán drásticamente para diferentes tasas de flujo.

Una vez calibrado la rugosidad del modelo hidráulico se encontró que el coeficiente de resistencia al flujo tiene un valor mínimo de 0,05 para la estación San Vicente y de 0,032 para la estación Montezuma. Al comparar estos valores con los obtenidos mediante la aplicación de la ecuación de Manning – Strickler, los cuales arrojaron valores de 0,011 a 0,02, se observaron valores de rugosidad mucho menores a los obtenidos en la calibración.

6.1.2 Simulación hidráulica de los eventos (agua clara)

Una vez definidos los caudales a emplear y los coeficientes de rugosidad de las secciones se procede a realizar la simulación hidráulica de los eventos de agua clara, De la simulación hidráulica se esperan obtener valores de profundidades de flujo, velocidades, números de Froude y esfuerzos cortantes en cada una de los puntos de control localizados en el cauce y para los caudales líquidos de 10 y 25 años de periodo de retorno. Estos resultados serán empleados, posteriormente, para la calibración de los criterios de engrosamiento y los cálculos hidráulicos del flujo hiperconcentrado.

La simulación se realizó bajo la suposición de flujo permanente gradualmente variado, con régimen de flujo mixto. Como condiciones de frontera se empleó:

- ✓ La condición de frontera aguas arriba fue la opción de nivel de la superficie de agua. Aquí se utilizó la relación nivel-caudal de la estación San Vicente. En función a lo anterior se establecieron un nivel de 1,05 m y 1,13 m. para los caudales de 10 y 25 años de periodo de retorno respectivamente (35,2 m³/s y 42,2 m³/s), lo que equivale a una elevación de 1733,83 m.s.n.m. y 1733,91 m.s.n.m.
- ✓ La condición de frontera aguas abajo fue la profundidad de flujo normal; la selección de esta condición de frontera se debió a que la última sección transversal del modelo se encuentra lo bastante alejada de la confluencia con el río Coello, para sentir la influencia que tiene este río en los niveles de flujo. La pendiente empleada para la estimación de la profundidad normal fue de 1,5%.

A continuación se muestran los resultados de las simulaciones aquí realizadas. En la dos tablas siguientes se encuentran los resúmenes de cálculos hidráulicos realizados con el software Hec-Ras, y posterior a las tablas se encuentran las figuras que muestran la variación de la velocidad de flujo, número de Froude, profundidad hidráulica y esfuerzo cortante a lo largo del canal principal del río Combeima.

Tabla 6.2. Resumen de cálculos hidráulicos para el río Combeima, Tr = 10 años

<i>Est.</i>	<i>Q</i> <i>Total</i> <i>(m³/s)</i>	<i>Esfuerzo</i> <i>cortante</i> <i>N/m²</i>	(1) (m)	(2) (m)	(3) (m)	(4) (m/m)	(5) (m/s)	(6) (m ²)	(7) (m)	(8)	(9) (m)	(10) (m)
19	58	247	1422,95	1423,08	1423,78	0,022	4,0	14,34	11,61	1,16	1,24	1,66
20	58	126	1429,94	1430,17	1430,72	0,020	3,9	14,83	22,55	1,54	0,66	1,37
21	58	242	1433,17	1433,28	1433,73	0,034	3,3	17,52	23,84	1,23	0,73	1,04
22	58	200	1447,18	1447,25	1447,61	0,035	2,9	20,02	34,18	1,21	0,59	0,97
23	58	326	1505,23	1505,41	1506,05	0,036	4,0	14,49	14,66	1,28	0,99	1,29
24	58	295	1538,11	1538,27	1538,81	0,038	3,7	15,66	19,61	1,32	0,8	1,16
25	58	142	1549,48	1549,5	1549,78	0,029	2,4	24,24	47,09	1,06	0,51	1,2
26	57	441	1562,68	1562,96	1563,62	0,079	4,3	13,27	23,05	1,81	0,58	1,13
27	57	247	1570,27	1570,35	1570,88	0,028	3,5	16,53	17,02	1,12	0,97	1,44
28	57	402	1590,05	1590,3	1591,08	0,041	4,5	12,74	11,63	1,37	1,1	1,61
29	57	309	1626,01	1626,19	1626,75	0,038	3,8	14,95	17,61	1,33	0,85	1,11
30	46	210	1629,78	1629,83	1630,23	0,030	3,0	15,61	20,97	1,09	0,74	1,25
31	38	208	1637,78	1637,78	1638,18	0,028	2,8	13,69	17,67	1,01	0,77	1,13
32	34	439	1639,2	1639,46	1639,95	0,082	3,8	8,9	16,08	1,64	0,55	0,93
33	34	267	1649,67	1649,73	1650,19	0,034	3,2	10,72	13,1	1,12	0,82	1,51
34	34	465	1728,79	1729,03	1729,61	0,078	4,0	8,52	13,85	1,63	0,61	0,91
35	34	237	1734,13	1734,14	1734,6	0,029	3,0	11,28	12,31	1,01	0,92	1,35

Tabla 6.3. Resumen de cálculos hidráulicos para el río Combeima, Tr = 25 años

<i>Est.</i>	<i>Q</i> <i>Total</i> <i>(m³/s)</i>	<i>Esfuerzo</i> <i>cortante</i> <i>N/m²</i>	(1) (m)	(2) (m)	(3) (m)	(4) (m/m)	(5) (m/s)	(6) (m ²)	(7) (m)	(8)	(9) (m)	(10) (m)
19	68	247	1422,93	1423,23	1424,11	0,023	4,8	14,13	11,6	1,39	1,22	1,64
20	68	135	1430,02	1430,27	1430,87	0,020	4,1	16,65	23,47	1,55	0,71	1,45
21	68	268	1433,24	1433,37	1433,88	0,035	3,5	19,26	24,06	1,26	0,8	1,11
22	68	216	1447,24	1447,33	1447,72	0,035	3,1	22,22	34,51	1,22	0,64	1,03
23	68	351	1505,34	1505,67	1506,25	0,035	4,2	16,14	14,79	1,29	1,09	1,4
24	68	325	1538,19	1538,39	1538,98	0,039	3,9	17,26	19,91	1,35	0,87	1,24
25	67	153	1549,54	1549,55	1549,86	0,028	2,5	26,68	47,75	1,07	0,56	1,26
26	63	450	1562,73	1563,02	1563,7	0,077	4,4	14,42	24,07	1,8	0,6	1,18
27	63	264	1570,32	1570,42	1570,98	0,029	3,6	17,49	17,16	1,14	1,02	1,49

MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LOS EVENTOS DE AGUA CLARA

Est.	Q Total (m ³ /s)	Esfuerzo cortante N/m ²	(1) (m)	(2) (m)	(3) (m)	(4) (m/m)	(5) (m/s)	(6) (m ²)	(7) (m)	(8) (m)	(9) (m)	(10) (m)
28	63	417	1590,13	1590,39	1591,21	0,040	4,6	13,63	11,63	1,36	1,17	1,69
29	63	325	1626,06	1626,26	1626,86	0,038	4,0	15,93	17,86	1,34	0,89	1,16
30	48	201	1629,81	1629,85	1630,26	0,028	3,0	16,23	21,34	1,08	0,76	1,28
31	45	199	1637,89	1637,89	1638,31	0,025	2,9	15,56	18,62	1,01	0,84	1,24
32	42,2	436	1639,31	1639,56	1640,08	0,082	3,9	10,84	19,63	1,67	0,55	1,04
33	42,2	297	1649,78	1649,88	1650,4	0,035	3,5	12,16	13,57	1,17	0,9	1,62
34	42,2	537	1728,86	1729,21	1729,87	0,084	4,5	9,47	14,27	1,75	0,66	0,98
35	42,2	243	1734,29	1734,29	1734,81	0,026	3,2	13,25	13,07	1,01	1,01	1,51

1: Elevación de la superficie del agua.
 2: Elevación de la superficie crítica.
 3: Elevación de la línea de energía.
 4: Pendiente de la línea de energía.
 5: Velocidad de flujo.
 6: Área de flujo.
 7: Ancho superficial.
 8: Número de Froude.
 9: Profundidad hidráulica.
 10: Profundidad de flujo

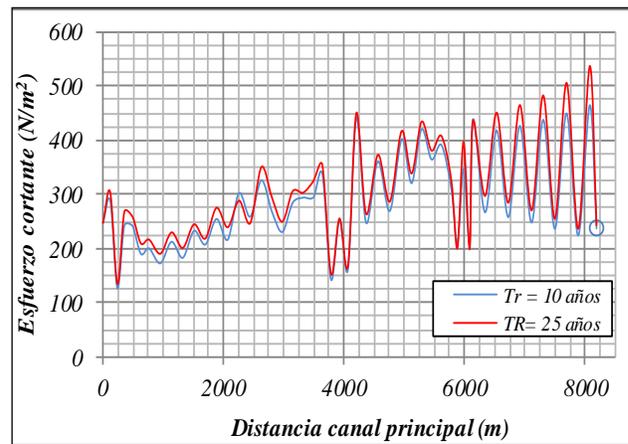
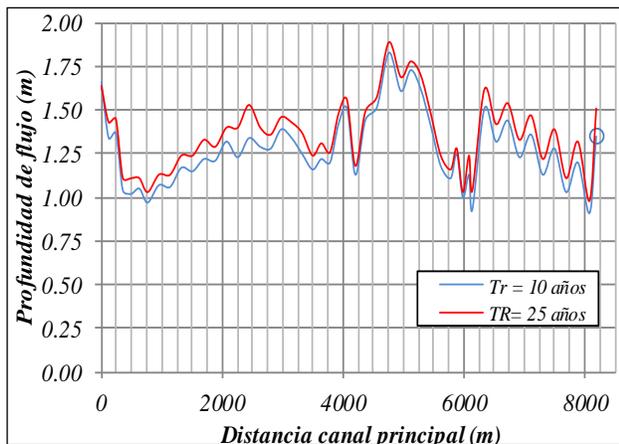
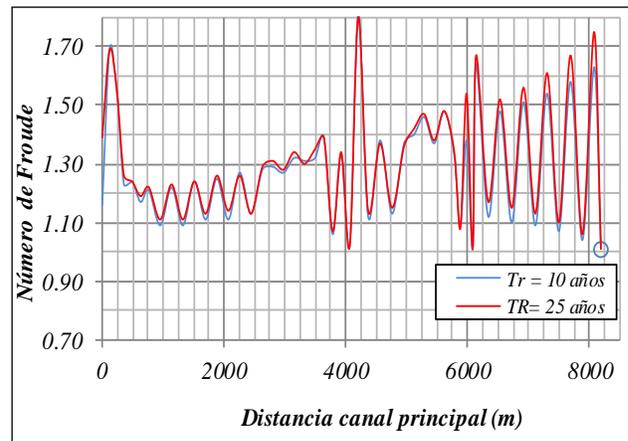
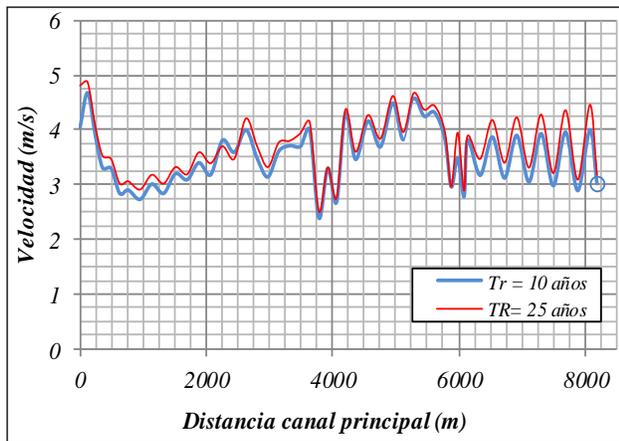


Figura 6.9. Variación de la velocidad de flujo, el número de Froude, profundidad de flujo y esfuerzo cortante a lo largo del canal principal del río Combeima.

Un aspecto importante observado en los resultados corresponde a que la velocidad de flujo, a lo largo de todo el cauce, tiende a permanecer en el rango de velocidades de 2,4 – 4,8 m/s, y, a pesar de que en el tramo comprendido entre la distancia 4000 – 6000 metros medidos desde la sección 19 (Secciones 26-31); tienden a presentarse velocidades mayores que en las secciones aledañas, se aprecia que las velocidades tienden a disminuir conforme se avanza aguas abajo del canal, esta disminución se debe, principalmente a 2 factores: el primero corresponde a una disminución en la pendiente de flujo producto de un cambio en la pendiente del lecho, y, en segundo lugar, a la disminución de la rugosidad en dirección aguas abajo del canal.

Al observar las anteriores gráficas, se aprecia que entre las secciones 26 y 31 (distancias del canal principal de 4000 – 6000 m) se produce, no solo un aumento en las velocidades de flujo, sino en las profundidades de flujo, estos ascensos se deben al hecho que en estas secciones se localiza uno de los principales afluentes al río Combeima (La Q. La Plata).

Una de las principales características que presentan los resultados de las simulaciones hidráulicas de agua clara, es que para todo el cauce, se presenta un régimen de flujo supercrítico, en donde el número de Froude varía entre 1,10 a 1,70. Al igual que la velocidad, este variable hidráulica permanece entre ese rango de valores. Para la sección 19 se observó un súbito incremento en el número de Froude, incremento que se debe por la condición de frontera que se defino en el modelo para aguas abajo.

6.1.3 Transporte de sedimentos

Los cauces torrenciales como el Combeima, arrastran durante las crecidas grandes cantidades de material sólido, las fuentes de esos sólidos se deben principalmente a los distintos procesos de denudación de la superficie terrestre que tienen lugar en la cuenca hidrográfica. Los caudales que tienen importancia en este trabajo son las crecientes correspondientes a los periodos de retorno de 10 y 25 años, estas crecientes se pueden originar altas velocidades de flujo (como se puede apreciar en el resumen de cálculos hidráulicos) y dar origen al transporte de grandes cantidades de sedimentos.

En el lecho del río Combeima hay una amplia variedad de materiales que van desde arcillas a gravas (como se aprecia en la curva granulométrica de materiales del lecho), donde hay predominio de arenas de tamaño medio a gravas.

Para el desarrollo del presente trabajo se utilizó la formulación propuesta por Einstein (1950) para la estimación de la tasa de transporte de sedimentos de material del lecho, se selecciona este método por que el método permite la estimación de los caudales sólidos discriminando entre material sólido

transportado en suspensión y material transportado en arrastre, información importante para la simulación de los eventos de referencia pues darán luces sobre la cantidad de material transportado en el evento, además de ser empleado como información inicial para la calibración de los criterios aquí aplicados para la simulación de la avalancha. De la aplicación del método para la estimación de la tasa de transporte de sedimentos se obtuvieron curvas que relacionan el caudal líquido con el caudal sólido de material del lecho que es transportado por suspensión como por arrastre, y el material total.:

✓ **Estación San Vicente**

En la tabla siguiente se resumen los resultados de la estimación de los gastos de material sólido que son transportados por la corriente en la estación San Vicente.

Tabla 6.4. Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido para la estación San Vicente

Q_L (m^3/s)	Q_{SS} (Ton/d)	Q_{BS} (Ton/d)	Q_T (Ton/d)
0,5509	257	292	548
8,2405	17470	5780	23249
72,0302	187065	20356	207421
102,934	290722	25499	316172
237,89	591585	37949	629534

Para cinco diferentes valores de caudal líquido se estimó la cantidad de material sólido, proveniente del lecho del cauce, que es transportado por la corriente, para cada caudal. El término Q_L hace referencia al caudal líquido empleado para el análisis, y los términos Q_{SS} , Q_{BS} y Q_T significa caudal sólido transportado en suspensión, caudal sólido transportado en arrastre y caudal total transportado (suma del material transportado en arrastre y del que viaja en suspensión). En las figuras siguientes se muestran las gráficas que relacionan el caudal líquido con cada uno de los gastos sólidos.

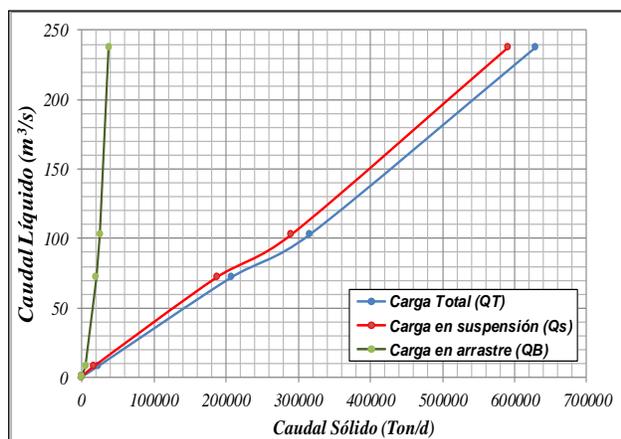


Figura 6.10. Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido estimado a partir del método de Einstein – Est. San Vicente

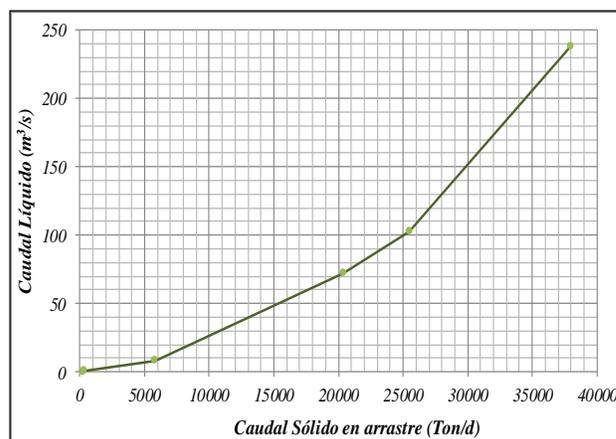


Figura 6.11. Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido transportado por arrastre – Est. San Vicente

Cuando de flujos hiperconcentrados se trata, es importante mostrar los resultados en términos de concentración, esto permite hacerse una idea adecuada de la cantidad de material sólido transportado por la corriente; para este documento se seleccionó la concentración volumétrica, la cual, permite establecer, en porcentaje de volumen, la cantidad de material sólido en función del volumen total de la mezcla agua-sedimento.

A continuación se muestran los resultados de la cantidad de material sólido transportado en relación con el volumen total. Estas estimaciones se realizaron bajo la suposición de que el material sólido tiene una densidad de 2,65 ton/m³.

Tabla 6.5. Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido expresado en concentración volumétrica. Est. San Vicente

Q_L (m ³ /s)	Cv_{SS} (%)	Cv_{BS} (%)	Cv_T (%)
0,0819	2,09	6,47	8,56
0,5509	1,39	1,58	2,96
8,2405	5,98	1,98	7,96
72,0302	7,32	0,80	8,12
102,934	7,92	0,69	8,61

A pesar que el método aquí empleado para la estimación de transporte de sedimentos, no es un método desarrollado para cauces torrenciales, y menos aún para flujos hiperconcentrados, los resultados obtenidos sugieren que se habla de un flujo hiperconcentrado (si se restringe a la definición de flujo hiperconcentrado aquel que transporta más del 5% de sedimentos en volumen), y que, a medida que se produce un aumento en el caudal esta concentración aumenta, aunque claro está que una concentración volumétrica de 12% (para el caudal de 185 m³/s) sugieren que aún las ecuaciones de la hidráulica de agua clara tienen cabida.

De los resultados anteriores se evidencia que el material transportado en arrastre es una ligera porción de todo el material que viaja con el agua, mientras que la mayor porción de sedimento que viaja lo hace en suspensión; esto sugiere que para el caso de un flujo hiperconcentrado, la mayor parte del sedimento viaja en suspensión, y es este sedimento el que tienen influencia directa en el aumento de la profundidad del flujo, mientras que lo que viaja en arrastre no tiene efecto en la profundidad del flujo.

Para los caudales empleados en la simulación hidráulica, se obtuvieron los siguientes valores de transporte de sedimentos:

Tabla 6.6. Valores de transporte de sedimentos empleados para la simulación hidráulica

Tr	Q_L (m^3/s)	Q_{SS} (Ton/d)	$C_{v_{SS}}$ (%)	Q_{BS} (Ton/d)	$C_{v_{BS}}$ (%)	Q_T (Ton/d)	C_{v_T} (%)
10	58	150000	7,27	16500	0,800	170000	8,248
25	68	180000	7,49	19800	0,824	200000	8,331

Para un caudal de $58 m^3/s$ se espera que tenga una concentración volumétrica de sedimentos de 8,25%, mientras que para $68 m^3/s$ la concentración sea de 8,33 %.

✓ **Estación Montezuma.**

En la tabla siguiente se resumen los resultados de la estimación de los gastos de material sólido que son transportados por la corriente en la estación Montezuma.

Tabla 6.7. Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido en la estación Montezuma

Q_L (m^3/s)	Q_{SS} (Ton/d)	Q_{BS} (Ton/d)	Q_T (Ton/d)
0,7529	1234	607	1841
3,1152	4122	2529	6651
13,6071	31065	13066	44131
61,3515	179331	38018	217349
163,3855	466544	73471	540015
512,1632	1191148	90133	1281281

Para cinco diferentes valores de caudal líquido se estimó la cantidad de material sólido, proveniente del lecho del cauce, que es transportado por la corriente, para cada caudal. El término Q_L hace referencia al caudal líquido empleado para el análisis, y los términos Q_{SS} , Q_{BS} y Q_T significa caudal sólido transportado en suspensión, caudal sólido transportado en arrastre y caudal total transportado (suma del material transportado en arrastre y del que viaja en suspensión). En las figuras siguientes se muestran las gráficas que relacionan el caudal líquido con cada uno de los gastos sólidos.

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

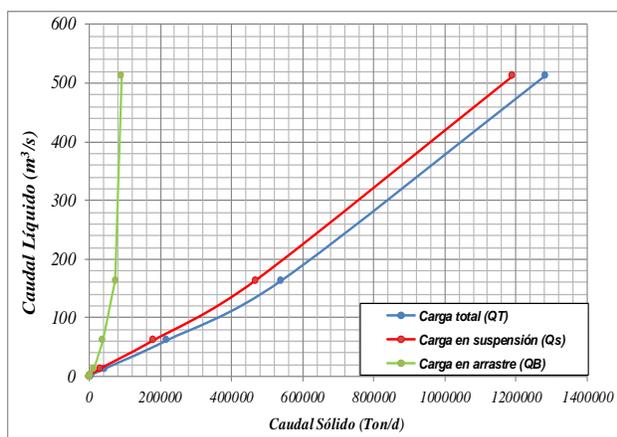


Figura 6.12. Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido estimado a partir del método de Einstein - Montezuma

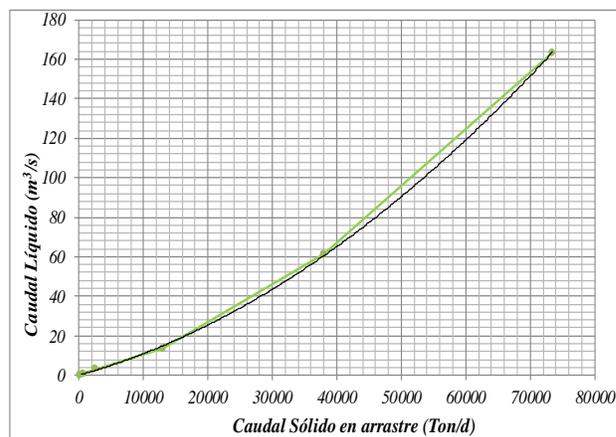


Figura 6.13. Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido transportado por arrastre - Montezuma

Cuando de flujos hiperconcentrados se trata, es importante mostrar los resultados en términos de concentración, esto permite hacerse una idea adecuada de la cantidad de material sólido transportado por la corriente; para este documento se seleccionó la concentración volumétrica, la cual, permite establecer, en porcentaje de volumen, la cantidad de material sólido en función del volumen total de la mezcla agua-sedimento.

A continuación se muestran los resultados de la cantidad de material sólido transportado en relación con el volumen total. Estas estimaciones se realizaron bajo la suposición de que el material sólido tiene una densidad de 2,65 ton/m³.

Tabla 6.8. Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido expresado en concentración volumétrica - Est. San Vicente

Q_L (m ³ /s)	Cv_{SS} (%)	Cv_{BS} (%)	Cv_T (%)
0,7529	4,68	2,30	6,98
3,1152	3,81	2,34	6,15
13,6071	6,37	2,68	9,05
61,3515	8,09	1,71	9,80
163,3855	7,95	1,25	9,20
512,1632	7,62	3,50	11,13

A pesar que el método aquí empleado para la estimación de transporte de sedimentos, no es un método desarrollado para cauces torrenciales, y menos aún para flujos hiperconcentrados, los resultados obtenidos sugieren que se habla de un flujo hiperconcentrado (si se restringe a la definición de flujo hiperconcentrado aquel que transporta más del 5% de sedimentos en volumen), y que, a medida que se produce un aumento en el caudal esta concentración aumenta, aunque

claro está que una concentración volumétrica de 9% (para el caudal de 163 m³/s) sugieren que aún las ecuaciones de la hidráulica de agua clara tienen cabida.

De los resultados anteriores se evidencia que el materias transportando en arrastre es una ligera porción de todo el material que viaja con el agua, mientras que la mayor porción de sedimento que viaja lo hace en suspensión. Esto sugiere, que, para el caso de un flujo hiperconcentrado, la mayor parte del sedimento viaja en suspensión, y es este sedimento el que tiene influencia directa en el aumento de la profundidad del flujo; mientras que lo que viaja en arrastre no tiene efecto en la profundidad del flujo, esto, debido a que es poco lo que es transportado en arrastre, comparado con lo que es transportado en suspensión.

Ahora, para los caudales empleados en la simulación hidráulica, se obtuvieron los siguientes valores de transporte de sedimentos:

Tabla 6.9. Valores de trasporte de sedimentos empleados para la simulación hidráulica

<i>Tr</i>	<i>QL</i> (m ³ /s)	<i>QSS</i> (Ton/d)	<i>CvSS</i> (%)	<i>QBS</i> (Ton/d)	<i>CvBS</i> (%)	<i>QT</i> (Ton/d)	<i>CvT</i> (%)
10	58	160000	7,53	40000	1,50	200000	9,034
25	68	200000	8,19	44000	2,80	240000	10,993

Para un caudal de 58 m³/s se espera que tenga una concentración volumétrica de sedimentos de 9%, mientras que para 68 m³/s la concentración sea de 11 %.

6.2 QUEBRADA LA NEGRA

El cauce de la Quebrada la Negra, es un cauce con pendientes superiores al 1%, lo cual lo caracteriza como un cauce torrencial. Para el año 2005 se levantaron 12 secciones transversales a lo largo del cauce, separados en promedio una distancia de 215 m. en un tramo de 2.60 Km. próximos a la desembocadura de la quebrada en el río Negro.

Para la simulación hidráulica de este cauce se realizó un esquema en planta en HEC –RAS el cual se puede apreciar en la Figura 6.14, con base en este esquema, se ubicaron y definieron las características geométricas e hidráulicas de la quebrada, utilizando además, información geométrica levantada topográficamente en campo, de doce secciones transversales localizadas a lo largo de la quebrada, cuya ubicación se muestra en el perfil longitudinal del cauce (Figura 6.15).

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

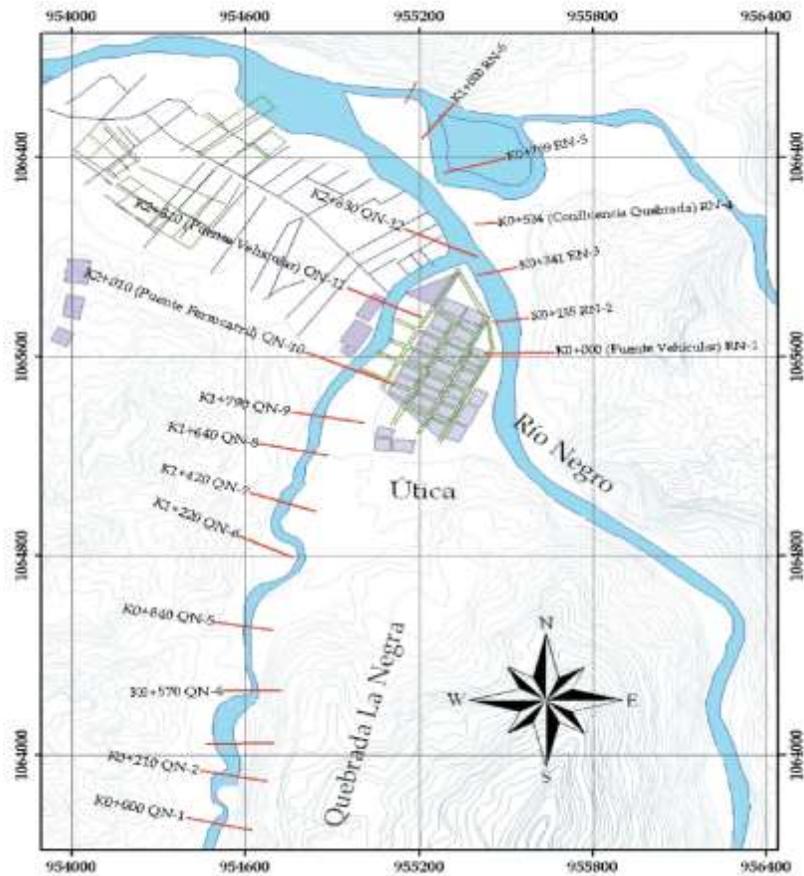


Figura 6.14. Esquema en planta de la Q. La Negra elaborado en el modelo Hec Ras.

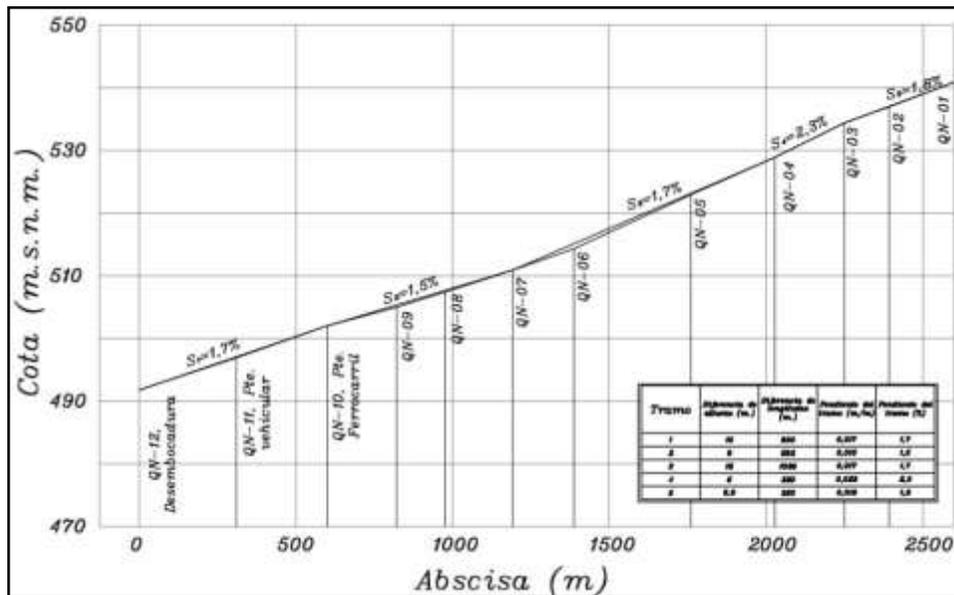


Figura 6.15. Perfil longitudinal del cauce de la Q. La Negra y localización de las secciones transversales

6.2.1 Obtención de caudales líquidos

En relación a los niveles y caudales de la quebrada la Negra no se tiene ningún tipo de información proveniente de estaciones de aforo de caudales o niveles, puesto que, sobre la quebrada, no se localiza ningún dispositivo de aforo.

Sin embargo, en el río Negro, se localizan dos estaciones limnigráficas, una localizada aguas arriba del casco urbano Útica (estación Tobia) y otra localizada aguas abajo del casco urbano (estación Guadero) ubicado en Villeta – Cundinamarca. La información suministrada por estas estaciones de aforo es empleada para el análisis de la confluencia entre la quebrada y el río.

Tabla 6.10. Estaciones limnigráficas del río Negro empleadas en el análisis hidráulico

Código	Tipo	Nombre	Municipio	Caudal Medio anual (m ³ /s)	Coord.	Elevación m.s.n.m.
2306706	LG	TOBIA	NIMAIMA	33,93	0508N7427W	620
2306705	LG	GUADUERO	GUADUAS	59,60	0512N7434W	410

Fuente: (Balanta, 2007)

Dado que en la quebrada La Negra no se conoce el comportamiento de los caudales en épocas de crecientes, información importante para la simulación de avenidas torrenciales, ya que los modelos hidráulicos a emplear requieren de un hidrograma (de caudal o de nivel) como condición de entrada. Por la importancia de un hidrograma, Balanta (2007), estimó hidrogramas sintéticos de crecientes empleando la información de la cuenca (áreas de drenaje, tiempos de concentración, tipo de suelo, coberturas y usos de suelo) e información de precipitación registrada en la cuenca.

A partir de la simulación hidrológica de la cuenca de la quebrada la Negra en la investigación realizada por Balanta, se obtuvieron los caudales de crecientes para periodos de retorno de 10 y 25 años a la salida de la cuenca, obteniendo valores de caudal de 154 m³/s y de 185 m³/s para ambos periodos de retorno respectivamente; ambos caudales máximos se presentan a las 10 horas de haber iniciado la hidrógrafa.

6.2.2 Calibración del modelo hidráulico

Para la quebrada la Negra, de igual forma que se realizó para el río Combeima es necesario emplear un coeficiente de rugosidad que represente adecuadamente la resistencia al flujo en el cauce. Como es bien sabido, este coeficiente de rugosidad tendrá influencia directa en los resultados de las simulaciones, pues afectarán los valores de profundidad de flujo, velocidad, fuerza tractiva y número de Froude variables hidráulicas de gran importancia para los propósitos del

presente trabajo; además de afectar la tasa de sedimentos a ser transportados por la corriente.

Así como se realizó para el río Combeima, el coeficiente de rugosidad de Manning es un parámetro hidráulico a calibrar en el modelo Hec Ras, esto con el fin de tener un buen desempeño del modelo al momento de realizar las simulaciones, tanto para agua clara, como para el flujo hiperconcentrado, además de afectar la tasa de sedimentos a ser transportados por la corriente. La calibración se realiza comparando valores de curvas de calibración nivel-caudal de diferentes estaciones localizadas a lo largo del cauce respecto a las obtenidas a partir de las simulaciones hidráulicas hechas en Hec-Ras.

Sin embargo, como ya se mencionó, para la quebrada la negra no se tiene información sobre el comportamiento de caudales, puesto que sobre el cauce no se localiza ninguna estación de aforo; dada esta limitante fue necesario emplear un método alternativo para obtener la curva de calibración nivel – caudal de las secciones de interés. Se empleó el método desarrollado por Einstein para el cálculo de las tasas de transporte de sedimento en el cauce, dado que en dicho método es requisito elaborar las curvas de calibración para las secciones de análisis. Para cada curva se consideró los resultado de velocidad de flujo y número de Froude.

Se definieron como secciones de análisis y de punto de control las secciones QN-01, QN-08 y QN-12, la selección de estas secciones se debió principalmente a que, tanto la 1 como la 12, corresponden a las secciones levantadas en campo extremas; la selección de la sección 8 se debe a que en el perfil longitudinal del cauce se aprecia un cambio en la pendiente longitudinal del cauce. A continuación se muestran las curvas de calibración nivel – caudal estimadas a partir de la aplicación del método de Einstein.

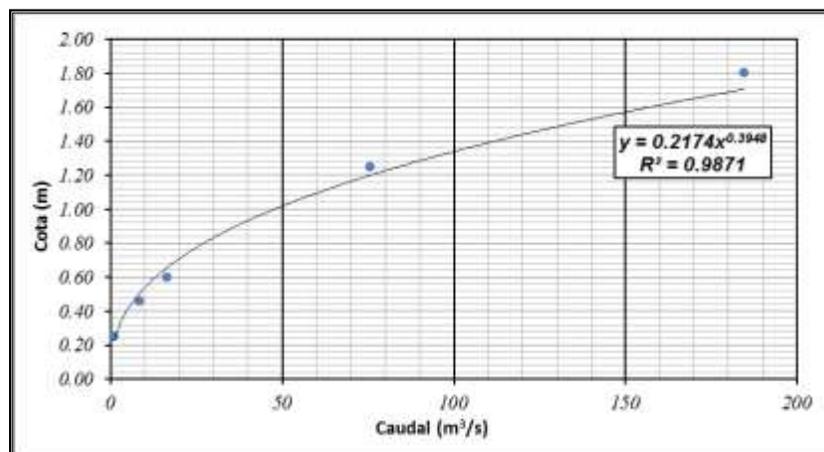


Figura 6.16 Curva de calibración nivel - caudal estimada por el método de Einstein para la sección QN-01

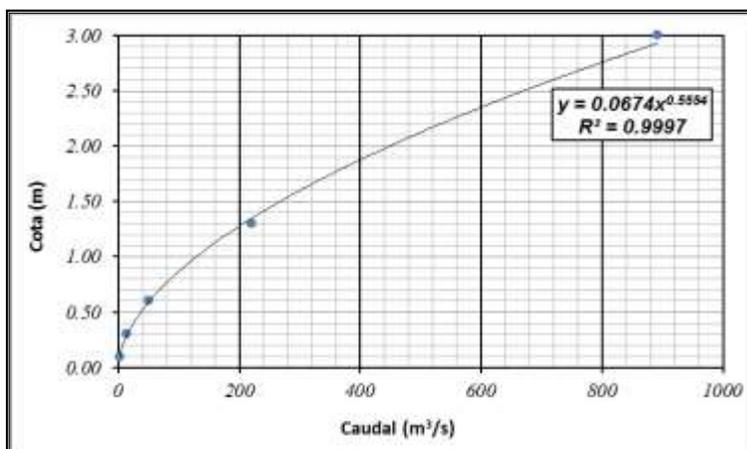


Figura 6.17. Curva de calibración nivel - caudal estimada por el método de Einstein para la sección QN-08

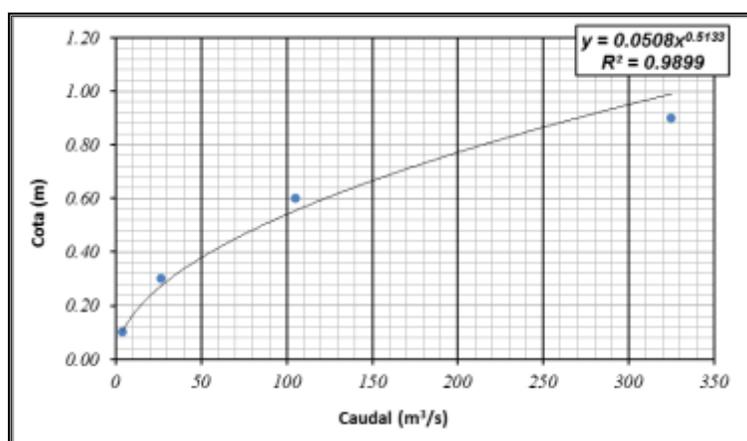


Figura 6.18, Curva de calibración nivel - caudal estimada por el método de Einstein para la sección QN-12

Junto con las curvas de calibración nivel – caudal obtenidas, el método de Einstein permite, también, obtener un estimativo de los valores de coeficientes de rugosidad de Manning, para la simulación de este cauce se estableció un n de Manning de 0,03 para representar la resistencia al flujo por las bancas. De igual manera que para el río Combeima, el coeficiente de resistencia al flujo varía en función del caudal que circula por la sección, de forma tal que a medida que se presenta un aumento en la descarga líquida la resistencia al flujo es menor. Este hecho tiene gran influencia al momento de las simulaciones hidráulicas, por tal motivo, para cada sección se estableció una variación del coeficiente de Manning en función del caudal, dicha variación se obtuvo a partir de las estimaciones hechas de la aplicación del método de Einstein. En las siguientes figuras se muestra la variación del coeficiente de resistencia al flujo en función de la descarga líquida para cada sección de análisis.

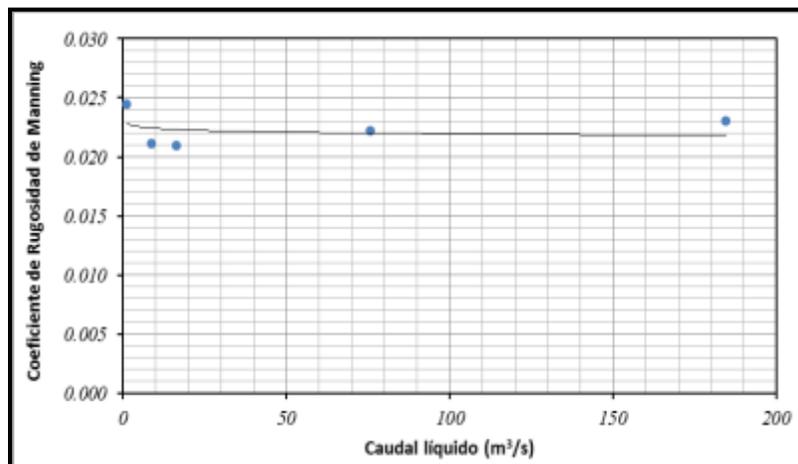


Figura 6.19. Variación del coeficiente de resistencia al flujo (n de Manning) en función del caudal líquido para la sección QN-01

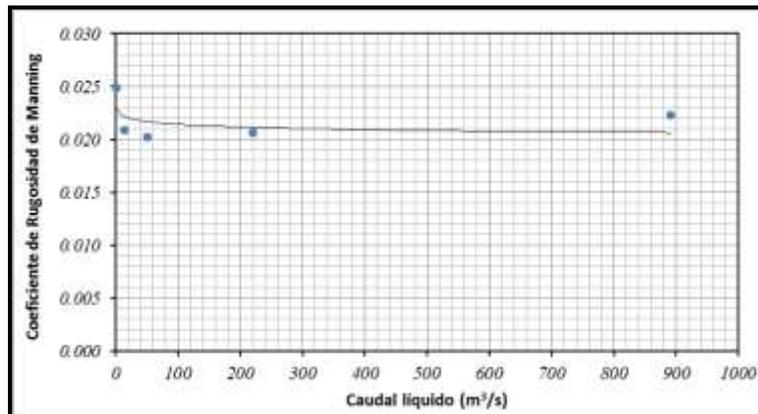


Figura 6.20. Variación del coeficiente de resistencia al flujo (n de Manning) en función del caudal líquido para la sección QN-08

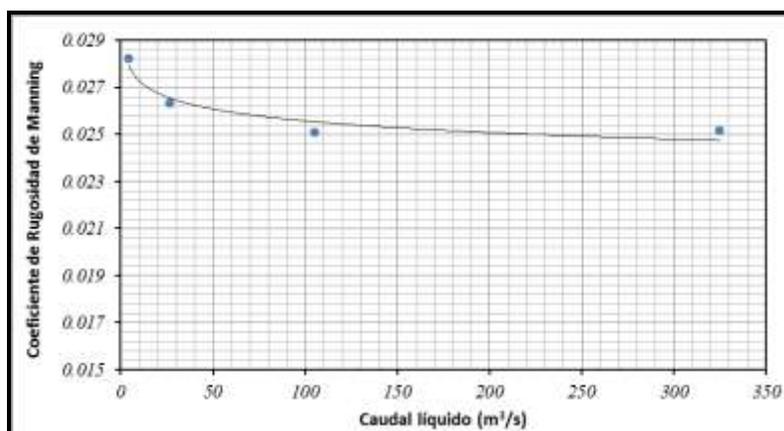


Figura 6.21. Variación del coeficiente de resistencia al flujo (n de Manning) en función del caudal líquido para la sección QN-12

De las curvas anteriores se aprecia que el valor de n no tiene una variación significativa en función del caudal para la sección QN-01 ni para la QN-08, pero sí para la última. En términos generales, se establece que el coeficiente de resistencia al flujo tiene un valor de 0,023 para las primeras dos secciones, mientras que para la tercera su valor varía de 0,03 a un valor mínimo de 0,025, indicando que este es el menor valor de rugosidad que presenta el cauce en esta sección.

Los valores de rugosidad obtenidos en estas curvas son similares a los calculados con la ecuación de Manning –Strickler¹² empleando como diámetro representativo la partícula D_{90} de la curva granulométrica, los cuales arrojaron valores de 0,022 y 0,025, para las muestras EM-01 y EM-02 respectivamente. A pesar de la semejanza de estos valores, que sugieren que la rugosidad obtenida con la ecuación empírica es un buen estimativo de la rugosidad del cauce, hay que recordar que la rugosidad obtenida con el método de Einstein es una rugosidad compuesta (involucra las formas del lecho, la resistencia al flujo por el material del lecho y la resistencia al flujo por las bancas), mientras que la rugosidad de Manning-Strickler es una rugosidad únicamente por el material del lecho. Sin embargo, y a pesar de esta limitante, debe considerarse que esta expresión empírica arroja un buen estimativo de la resistencia al flujo en este cauce.

Una vez identificado el valor de coeficiente de rugosidad a emplear para la calibración del modelo hidráulico y para la simulación del evento de referencia, se procede a calibrar el modelo. Como se mencionó anteriormente, esta calibración se realiza comparando las curvas de calibración estimadas a partir del método de Einstein con las simuladas en el modelo Hec-Ras. Para las simulaciones se estableció un rango de caudales que van desde 2 m³/s hasta 200 m³/s, la selección de estos valores fue arbitraria y se incluyeron los caudales de 10 y 25 años de periodo de retorno.

A través del ensayo y error se calibró la rugosidad del modelo hidráulico, se inició con un valor de rugosidad de 0,022 para toda la longitud del cauce, a través de la comparación visual y del cálculo de la diferencia porcentual entre los valores de nivel simulados y los estimados. El proceso de calibración se detuvo una vez se alcanzará una diferencia igual o inferior al 5% entre niveles para todos los caudales simulados. A continuación se muestran los resultados de la calibración junto con las respectivas gráficas de comparación.

¹² Ver capítulo descripción del área de estudio, granulometría del lecho de la Quebrada la Negra.

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

Tabla 6.11. Resultados de calibración del modelo hidráulico sección QN-01

Q simulado (m ³ /s)	η	(1)	(2)	Error (%)
10	0,022	0,5	0,53	1,8
20	0,022	0,7	0,73	2,8
30	0,022	0,8	0,80	4,1
50	0,022	1,0	1,03	1,1
75	0,022	1,2	1,23	2,8
100	0,022	1,3	1,33	0,7
150	0,022	1,6	1,53	2,7
185	0,022	1,7	1,73	1,3
200	0,022	1,8	1,73	1,8

(3) - Profundidad de flujo estimada (m).

(4) - Profundidad de flujo simulada (m).

Tabla 6.12. Resultados de calibración del modelo hidráulico sección QN-08

Q simulado (m ³ /s)	η	(1)	(2)	Error (%)
10	0,028	1,0	0,24	0,26
20	0,028	1,0	0,36	0,38
30	0,026	1,0	0,45	0,45
50	0,026	1,0	0,59	0,62
75	0,026	1,0	0,74	0,75
100	0,022	1,1	0,87	0,86
150	0,022	1,1	1,09	1,07
185	0,022	1,1	1,22	1,20
200	0,022	1,1	1,28	1,26

(1) - Profundidad de flujo estimada (m).

(2) - Profundidad de flujo simulada (m).

Tabla 6.13 Resultados de calibración del modelo hidráulico sección QN-12

Q simulado (m ³ /s)	η	(1)	(2)	Error (%)
10	0,3	12,0	0,17	0,18
20	0,28	11,2	0,24	0,22
30	0,27	10,8	0,29	0,31
50	0,25	10,0	0,38	0,36
75	0,25	10,0	0,47	0,45
100	0,25	10,0	0,54	0,52
150	0,25	10,0	0,67	0,63
185	0,25	10,0	0,74	0,72
200	0,25	10,0	0,77	0,75

(1) - Profundidad de flujo estimada (m).

(2) - Profundidad de flujo simulada (m).

Como resultado de la calibración del coeficiente de rugosidad se identificaron los valores de n de Manning a emplear para la simulación, estos valores fueron de 0,022 para la primera sección y 0,025 para las otras dos secciones; con la característica que para QN-08 y QN-12 tienen un valor de rugosidad que varía en función del caudal.

6.2.3 Simulación hidráulica de los eventos (agua clara)

Una vez identificado el valor de rugosidad de n de Manning se procede a simular el cauce para obtener las características del flujo para los caudales de 10 y 25 años de periodo de retorno.

Se realiza la simulación hidráulica con el propósito de obtener valores de profundidad de flujo, velocidad de flujo, esfuerzo tractivo y número de Froude en cada una de los puntos de control localizados en el cauce y para ambos caudales líquidos. Estos resultados serán empleados, posteriormente, para la calibración de los criterios de engrosamiento y los cálculos hidráulicos del flujo hiperconcentrado.

La simulación se realizó bajo la suposición de flujo permanente gradualmente variado, con régimen de flujo mixto, el cual requiere dos condiciones de frontera para la simulación, una aguas arriba y la otro aguas abajo. Como condiciones de frontera se empleó:

- ✓ Como condición de frontera aguas arriba se empleó el nivel de la superficie de agua, en el cual se relaciona diferentes niveles de superficie de la lámina de agua con el caudal de flujo empleado en la simulación. Aquí se utilizó la relación nivel-caudal de la primera sección. En virtud a lo anterior, se ha establecido un nivel de 1,53 m y 1,73 m. para los caudales de 10 y 25 años de periodo de retorno respectivamente ($154 \text{ m}^3/\text{s}$ y $185 \text{ m}^3/\text{s}$), lo que equivale a una elevación de 542.4 m.s.n.m. y 542.6 m.s.n.m.
- ✓ Como condición de frontera aguas abajo se empleó, al igual que para la condición anterior, la elevación de la superficie del agua, la selección de esta condición de frontera se debió, principalmente, a que la quebrada la Negra le entrega sus aguas al río Negro, en donde el nivel de la lámina de agua en el río tendrá influencia en la elevación de la lámina de agua de la quebrada. Dada esta condición la elevación empleada como condición de control, y de acuerdo con la suposición de Balanta en su trabajo, fue de 491 m.s.n.m.; esta elevación se obtuvo a partir de la simulación hidráulica del río Negro en flujo permanente y gradualmente variado, empleando un caudal de $34 \text{ m}^3/\text{s}$ (correspondiente al caudal medio diario del río registrado en la estación Tobias) y un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,03.

Junto con la definición de las condiciones de frontera, se debe contar con unas secciones de análisis ubicadas a lo largo del cauce a analizar, ahora, dada la dificultad para el levantamiento de secciones en campo, es necesario emplear una herramienta del modelo Hec Ras que permite interpolar linealmente las secciones transversales de un cauce.

Para la quebrada la Negra las secciones se encuentran distanciadas aproximadamente cada 200 metros, se realizaron interpolaciones entre secciones distanciadas cada 50 m.

A continuación se resumen los resultados obtenidos de la simulación hidráulica para la quebrada la Negra empleando los caudales con periodos de recurrencia de 10 y 25 años. Cada uno de los resúmenes esta acompañado de las gráficas que indican la variación de la velocidad del flujo, la fuerza tractiva, profundidad hidráulica y número de Froude con la longitud del canal respectivamente.

Para las presentes simulaciones se empleó, únicamente, el valor de caudal máximo obtenido del estudio hidrológico a la salida de la cuenca de la quebrada la Negra, considerando que, desde el inicio, el cauce transporta dicho caudal y no recibe aportes de otras quebradas; cabe anotar que, en su curso, la quebrada efectivamente recibe aportes de áreas de drenaje de menor tamaño, esta suposición se realizó para facilitar el proceso de calibración de los criterios de engrosamiento e indicar los resultados en términos del caudal máximo de flujo con cierta frecuencia de recurrencia.

Tabla 6.14. Resultados de cálculos hidráulicos para la quebrada la Negra para caudales de simulación con periodos de retorno de 10 y 25 años

<i>Q_{Tr} = 10 años</i>												
<i>Estación</i>	<i>Q Total</i>	<i>Esfuerzo cortante</i>	<i>(1)</i>	<i>(2)</i>	<i>(3)</i>	<i>(4)</i>	<i>(5)</i>	<i>(6)</i>	<i>(7)</i>	<i>(8)</i>	<i>(9)</i>	<i>(10)</i>
	<i>(m³/s)</i>	<i>N/m²</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m/m)</i>	<i>(m/s)</i>	<i>(m²)</i>	<i>(m)</i>		<i>(m)</i>	<i>(m)</i>
<i>QN-12</i>	154	66,86	492,59	492,95	493,82	0,0134	4,91	31,34	61,72	2,2	0,51	0,82
<i>QN-11</i>	154	181,21	498,18	498,38	499,03	0,0192	4,09	37,63	37,71	1,31	1	1,29
<i>QN-10</i>	154	268,75	502,86	503,21	504,25	0,0213	5,23	29,46	20,37	1,39	1,45	1,58
<i>QN-09</i>	154	211,68	506,79	507,06	507,87	0,0180	4,59	33,58	27,28	1,32	1,23	1,79
<i>QN-08</i>	154	212,68	508,73	508,99	509,77	0,0196	4,54	33,95	30,16	1,36	1,13	1,34
<i>QN-07</i>	154	214,19	512,48	512,73	513,55	0,0190	4,58	33,61	27,71	1,33	1,21	1,57
<i>QN-06</i>	154	220,25	516,24	516,54	517,33	0,0201	4,63	33,29	28,59	1,37	1,16	1,92
<i>QN-05</i>	154	225,14	524,56	524,85	525,6	0,0248	4,53	33,98	35,62	1,48	0,95	1,61
<i>QN-04</i>	154	218,78	530,52	530,8	531,59	0,0208	4,58	33,63	30,76	1,4	1,09	1,61
<i>QN-03</i>	154	136,54	535,87	535,98	536,47	0,0173	3,45	44,68	55,04	1,22	0,81	1,47
<i>QN-02</i>	154	173,89	538,59	538,77	539,38	0,0203	3,94	39,04	43,55	1,33	0,9	1,66
<i>QN-01</i>	154	577,62	542,4	543,18	545,04	0,0672	7,19	21,41	23,61	2,41	0,91	1,53
<i>Q_{Tr} = 25 años</i>												
<i>QN-12</i>	185	73,42	492,66	493,06	494,06	0,0132	5,24	35,28	62,33	2,22	0,57	0,89
<i>QN-11</i>	185	191,13	498,32	498,53	499,26	0,0178	4,29	43,09	37,81	1,28	1,14	1,43
<i>QN-10</i>	185	285,86	503,06	503,46	504,6	0,0202	5,5	33,66	20,43	1,37	1,65	1,78
<i>QN-09</i>	185	237,33	506,94	507,25	508,18	0,0184	4,93	37,51	27,62	1,35	1,36	1,94
<i>QN-08</i>	185	233,28	508,87	509,18	510,06	0,0194	4,83	38,29	30,67	1,38	1,25	1,48
<i>QN-07</i>	185	233,86	512,63	512,93	513,84	0,0186	4,87	37,95	27,94	1,34	1,36	1,72
<i>QN-06</i>	185	231,97	516,43	516,72	517,6	0,0200	4,79	38,61	31,33	1,38	1,23	2,11
<i>QN-05</i>	185	245,84	524,68	525,01	525,86	0,0243	4,82	38,38	36,15	1,49	1,06	1,73
<i>QN-04</i>	185	240,26	530,66	530,98	531,88	0,0205	4,88	37,89	31,15	1,41	1,22	1,75
<i>QN-03</i>	185	151,58	535,96	536,11	536,66	0,0176	3,69	50,19	56,53	1,25	0,89	1,56
<i>QN-02</i>	185	193,65	538,69	539	539,6	0,0204	4,23	43,71	44,05	1,36	0,99	1,76
<i>QN-01</i>	185	530,41	542,6	543,4	545,1	0,0560	7,01	26,4	26,36	2,23	1	1,73

1: Elevación de la superficie del agua.

2: Elevación de la superficie crítica.

3: Elevación de la línea de energía.

4: Pendiente de la línea de energía.

5: Velocidad de flujo.

6: Área de flujo.

7: Ancho superficial.

8: Número de Froude.

9: Profundidad hidráulica.

10: Profundidad de flujo

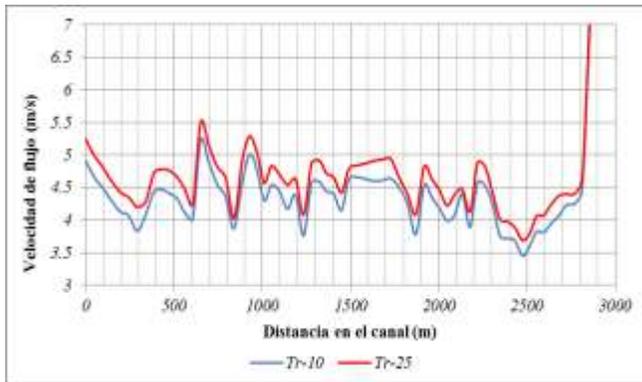


Figura 6.22 Variación de la velocidad de flujo a lo largo de la Q. La Negra.

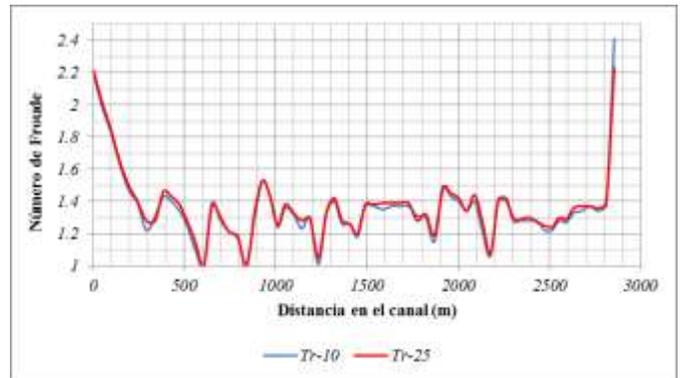


Figura 6.23 Variación del número de Froude a lo largo de la Q. La Negra.

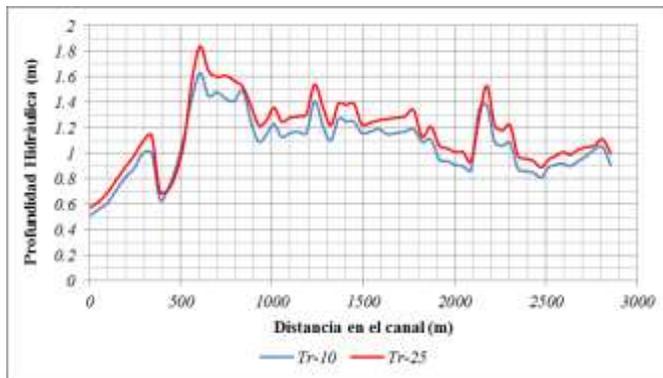


Figura 6.24 Variación de la profundidad hidráulica a lo largo de la Q. La Negra

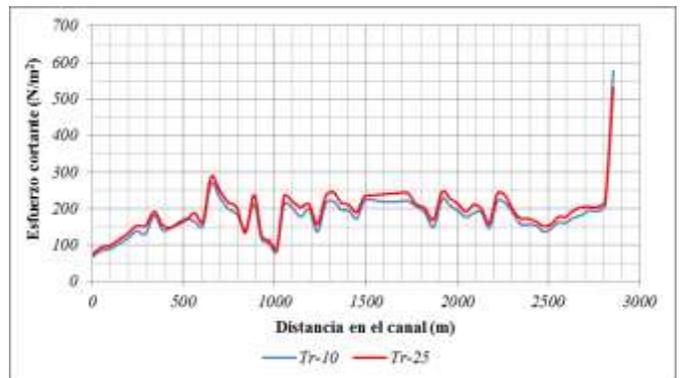


Figura 6.25 Variación del esfuerzo cortante a lo largo de la Q. La Negra

A partir de los resultados obtenidos de las simulaciones hidráulicas se observa que para ambos caudales los resultados de velocidad, número de Froude, profundidad hidráulica y esfuerzo cortante son similares, y no existe una gran variación entre estos; Esto se debe, principalmente, a que la geometría de las secciones que componen el cauce son, principalmente muy anchas, al ser secciones anchas un ligero aumento en la profundidad de flujo se ve reflejado en un aumento considerable en el caudal de flujo. Esta condición se evidencia con las curvas de calibración nivel – caudal, en donde un aumento de 20 cm. de la profundidad de flujo, se reproduce en un considerable aumento en la descarga líquida.

Al observar la variación del número de Froude a lo largo del cauce se aprecia que el régimen de flujo, para los caudales simulados, está en régimen de flujo supercrítico. Este parámetro hidráulico, de acuerdo a los resultados, varía en un rango de 1.0 a 1.5, estos resultados son congruentes con lo estipulado en la literatura, donde se estipula, que para cauces torrenciales, el número de Froude oscile entre estos valores.

Sin embargo, para al inicio y final del cauce se presenta un aumento del número de Froude, esta condición se debe a la condición de frontera empleadas en el modelo.

Las velocidades de flujo en el cauce varían en un rango entre 3 a 5,5 m/s, presentándose las mayores velocidades en la parte alta del cauce, siendo las secciones 3 (QN-10) la zona donde se presentan mayores velocidades de flujo (a excepción de la sección QN-12, zona donde la quebrada le entrega sus aguas al río Negro) este aumento en la velocidad en la sección QN-10, se debe al cambio de pendiente que presenta el cauce en este punto, pues a partir de este lugar, la pendiente longitudinal pasa de tener un valor de 1,5% a 1,75%, lo que se ve reflejado en los resultados de las simulaciones.

En general, el cauce de la quebrada la Negra es un cauce que presenta características torrenciales, en donde, su pendiente longitudinal es el agente que tiene mayor influencia en la generación de flujos hiperconcentrados dado que, en estos cauces, y ante eventos hidrológicos extremos, las crecientes alcanzan grandes velocidades y bajas profundidades de flujo. En el caso de la quebrada la Negra se habla de una pendiente longitudinal promedio de 3,6%. Y, donde crecientes con frecuencias de ocurrencia de 10 años y 25 años, tendrán velocidades de flujo (hablando en términos de agua clara) de 3,5 a 5,5 m/s.

Los resultados obtenidos en esta simulaciones serán empleados para las simulación del flujo hiperconcentrado ocurrido en Noviembre de 1988.

6.2.4 Transporte de sedimentos.

Como se mencionó anteriormente, el transporte de sedimentos es un cálculo indispensable al momento de hablar de cauces torrenciales. En este documento se estimó el gasto sólido que es transportado por el cauce para diferentes valores de caudal líquido. En esta sección, se muestran los resultados obtenidos de la estimación de las tasas de transporte sólido en el cauce de la quebrada la Negra.

Al igual que para el cauce del río Combeima, para esta quebrada se empleó el método de Einstein (1950) para la cuantificación del material sólido que es transportado en el cauce, para diferentes condiciones de caudal líquido.

De la aplicación de las ecuaciones de transporte de sedimentos se obtiene una curva de calibración caudal líquido – caudal sólido. Sin embargo, la selección del método de Einstein se debe a que este método permite discriminar la cantidad de material transportada en función del mecanismo de transporte (por suspensión o por arrastre), información importante para la simulación de los eventos de referencia, pues darán luces sobre la cantidad de material transportado en el

evento, además de ser empleado como información inicial para la calibración de los criterios aquí aplicados para la simulación de la avalancha.

De la aplicación del método para la estimación de la tasa de transporte de sedimentos se obtuvieron curvas que relacionan el caudal líquido con el caudal sólido de material del lecho que es transportado por suspensión como por arrastre, y el material total.:

En la tabla siguiente se resumen los resultados de la estimación de los gastos de material sólido que son transportados por la corriente.

Tabla 6.15. Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido Q. La Negra QN-01

Q_L (m^3/s)	Q_{SS} (Ton/d)	Q_{BS} (Ton/d)	Q_T (Ton/d)
1,1200	1289	214	1504
8,6400	18065	5416	23480
16,4100	53239	14678	67917
75,7600	279878	39481	319358
184,6000	582779	58621	582779

Para cinco diferentes valores de caudal líquido se estimó la cantidad de material sólido, proveniente del lecho del cauce, que es transportado por la corriente, para cada caudal. El término Q_L hace referencia al caudal líquido empleado para el análisis, y los términos Q_{SS} , Q_{BS} y Q_T significa caudal sólido transportado en suspensión, caudal sólido transportado en arrastre y caudal total transportado (suma del material transportado en arrastre y del que viaja en suspensión). En las figuras siguientes se muestran las gráficas que relacionan el caudal líquido con cada uno de los gastos sólidos.

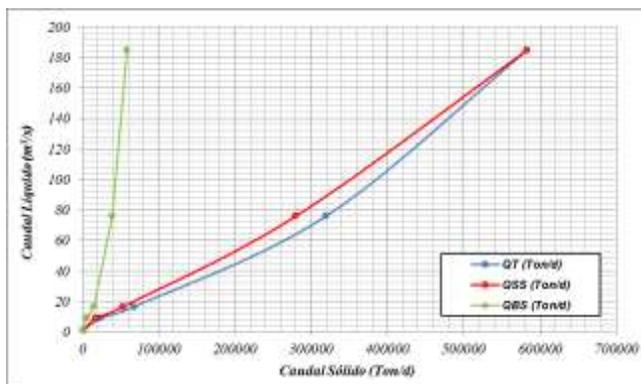


Figura 6.26. Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido estimado a partir del método de Einstein QN-01.

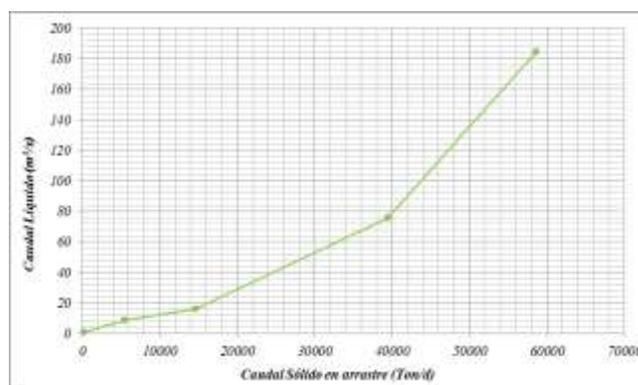


Figura 6.27 Curva de calibración Caudal líquido vs Caudal sólido transportado por arrastre QN-01

Cuando de flujos hiperconcentrados se trata, es importante mostrar los resultados en términos de concentración, esto permite hacerse una idea adecuada de la cantidad de material sólido transportado por la corriente; para este documento se seleccionó la concentración volumétrica, la cual, permite establecer, en porcentaje de volumen, la cantidad de material sólido en función del volumen total de la mezcla agua-sedimento.

A continuación se muestran los resultados de la cantidad de material sólido transportado en relación con el volumen total. Estas estimaciones se realizaron bajo la suposición de que el material sólido tiene una densidad de 2,65 ton/m³.

Tabla 6.16. Resultados de la aplicación del método de Einstein para la estimación de las tasas de transporte sólido expresado en concentración volumétrica. La Negra QN-01

Q_L (m ³ /s)	$C_{v_{SS}}$ (%)	$C_{v_{BS}}$ (%)	C_{v_T} (%)
1,1200	3,4106	0,5837	3,9552
8,6400	6,0263	1,8863	7,6940
16,4100	9,0502	2,6701	11,2642
75,7600	10,1776	1,5732	11,4489
184,6000	12,8281	0,9646	13,7927

A pesar que el método aquí empleado para la estimación de transporte de sedimentos, no es un método desarrollado para cauces torrenciales, y menos aún para flujos hiperconcentrados, los resultados obtenidos sugieren que se habla de un flujo hiperconcentrado (si se restringe a la definición de flujo hiperconcentrado aquel que transporta más del 5% de sedimentos en volumen), y que, a medida que se produce un aumento en el caudal esta concentración aumenta, aunque claro está que una concentración volumétrica de 12% (para el caudal de 185 m³/s) sugieren que aún las ecuaciones de la hidráulica de agua clara tienen cabida.

De los resultados anteriores se evidencia que el materias transportando en arrastre es una ligera porción de todo el material que viaja con el agua, mientras que la mayor porción de sedimento que viaja lo hace en suspensión. Esto sugiere, que, para el caso de un flujo hiperconcentrado, la mayor parte del sedimento viaja en suspensión, y es este sedimento el que tienen influencia directa en el aumento de la profundidad del flujo; mientras que lo que viaja en arrastre no tiene efecto en la profundidad del flujo, esto, debido a que es poco lo que es transportado en arrastre, comparado con lo que es transportado en suspensión.

Ahora, para los caudales empleados en la simulación hidráulica, se obtuvieron los siguientes valores de transporte de sedimentos:

Tabla 6.17. Resultados del análisis de transporte de sedimentos para la sección QN-01

<i>Tr</i>	Q_L (m^3/s)	Q_{SS} (Ton/d)	Cv_{SS} (%)	Q_{BS} (Ton/d)	Cv_{BS} (%)	Q_T (Ton/d)	Cv_T (%)
10	154	487268	8,8462	52347	1,0318	539615	9,7043
25	185	582779	12,8281	58621	0,9646	582779	13,7927

Para un caudal de 154 m³/s se espera que tenga una concentración volumétrica de sedimentos de 9,7%, mientras que para 185 m³/s la concentración sea de 13,7 %.

7 MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LOS EVENTOS DE REFERENCIA.

Una de las principales tareas para el desarrollo del presente trabajo corresponde a la aplicación de los modelos hidráulicos HEC-RAS acoplado con tres criterios de engrosamiento para la simulación de los eventos de referencia, empleando la información disponible. En el presente capítulo se mostrará la aplicación de los modelos mencionados, utilizando, como eventos de calibración, el evento ocurrido el 6 y 7 de Junio de 2009 en el río Combeima, en primer lugar; y el presentado el mes de Noviembre de 1988 en la quebrada la Negra en Útica. La información de entrada a los modelos, pertenecientes a los eventos de calibración son: secciones transversales, caudales de simulación, granulometrías del lecho y niveles de los eventos de referencia. Además, para el empleo del modelo Hec – Ras debe conocerse de antemano alturas y velocidades de flujo de la porción líquida de los eventos de referencia (es decir, simulación hidráulica de los eventos de referencia, empleando, únicamente, el caudal líquido).

Ya que el propósito de este documento es analizar el desempeño de diferentes criterios de engrosamiento analizando su capacidad para reproducir la información de un evento conocido, y dado que la información de los eventos de remoción en masa tipo flujo es escasa para Colombia, se hizo necesario realizar las simulaciones de los eventos en un paquete computacional aceptado por la comunidad científica, y a partir de los resultados obtenidos de este software, ya calibrado, comparar los resultados con los obtenidos con los criterios de engrosamiento, el software seleccionado corresponde al FLO-2D, paquete computacional ampliamente utilizado para la simulación de estos fenómenos naturales. En consecuencia, en primer lugar se aplicaron los criterios de engrosamiento y se calibraron sus respectivos parámetros; y posteriormente se compararon los resultados con los obtenidos con el programa FLO-2D, ya calibrado.

En el presente capítulo se muestran los resultados de la aplicación de los modelos Flod-2D y Hec – Ras acoplado con diferentes criterios de engrosamiento del flujo para la simulación de flujos hiperconcentrados en las dos zonas de estudio; para lo cual se empleó la información obtenida en la descripción de las zonas de estudio, las simulaciones hidráulicas de la porción líquida de la mezcla agua-sedimento y las alturas de flujo que alcanzó el evento en diferentes secciones de control.

En primera instancia se somete a calibración los parámetros hidráulicos relativos a cada modelo. La calibración consiste en identificar los valores de los parámetros empleados por cada modelo hidráulicos, de manera tal, que al simular los eventos, los resultados se aproximen a los valores obtenidos en las visitas de campo. La calibración se realizará a través de ensayo y error. –o back analysis- el cual consiste en ensayar diferentes valores de los parámetros (valores seleccionados

arbitrariamente) obtener el resultado y estimar el error, según el error porcentual se decide si se selecciona otro valor para el parámetro o se acepta el valor previamente asignado (si el error porcentual es menor al 5%).

Para el modelo FLO-2D, se calibrarán los valores de α_1 , α_2 , β_1 , β_2 , referentes a los parámetros relacionados con los esfuerzos cortantes del modelo reológico empleado por el software, además de calibrar el parámetro relativo a la rugosidad del cauce y la concentración volumétrica de sedimentos presentes en la mezcla. Para la aplicación del modelo Hec – Ras se parte de los resultados de las simulaciones de agua clara y de un valor conocido del parámetro relativo a la resistencia al flujo (n de Manning), y se somete a calibración la concentración volumétrica de los sedimentos presentes en la mezcla agua-sedimento, y otros parámetros relativos al criterio de engrosamiento empleado para las simulaciones.

Para el desarrollo del presente trabajo se emplearon las propuestas de O'Brien, Takahashi y la ecuación de transporte con arrastre de Garcia Nájera como criterios de engrosamiento, Para todas las propuestas se calibra, únicamente, el valor de concentración volumétrica de sedimentos.

A continuación se muestran los resultados de la calibración y simulación de los eventos de referencia del río Combeima y de la Quebrada la Negra.

7.1 MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL EVENTO DEL RÍO COMBEIMA

En esta sección se presentan los resultados de la simulación hidráulica del río Combeima en el tramo que va desde las Juntas – centro poblado cerca del volcán del Nevado del Tolima- hasta la zona donde se localiza la bocatoma del acueducto de Ibagué. Para el evento de referencia se estimó las alturas y las velocidades de flujo con el empleo de cada modelo. El evento de referencia que se pretende simular corresponde al fenómeno ocurrido el mes de Junio de 2009, utilizando como criterio de comparación la profundidad que alcanzó el flujo en la sección de la Bocatoma del acueducto, de acuerdo con las mediciones hechas en campo, para este evento, el flujo alcanzo, en esta sección una profundidad de flujo de 3 m. A continuación se muestran los resultados de la aplicación de estos modelos.

7.1.1 Calibración y simulación empleando FLO-2D.

Para la simulación hidráulica del río Combeima empleando el modelo FLO-2D se necesita un MDT de la zona de interés. El modelo digital abarca la zona de la cuenca del río Combeima. En la figura siguiente se muestra el esquema del modelo digital empleado para las simulaciones del cauce.

Al igual que para las simulaciones hidráulicas de agua clara, el modelo requiere de la definición de unas condiciones de frontera, tanto aguas arriba como aguas abajo, la definición de estas condiciones de frontera son fundamentales para el buen desempeño del modelo hidráulico.

- ✓ Como condición de frontera aguas arriba se definió un hidrograma de caudal líquido, se emplearon 2 hidrogramas, uno para un periodo de retorno de 10 años y otro para un periodo de retorno de 25 años. Adicional al hidrograma de caudales se definió un hidrograma de concentraciones volumétricas de sólidos lo que representa la variación de la concentración de sedimentos en función del tiempo. El valor de la concentración máxima es un parámetro a calibrar, y, por tanto, el caudal máximo alcanzado por el flujo corresponde a la suma entre el caudal líquido y el caudal sólido, donde el caudal sólido para cada intervalo de tiempo corresponde al producto de la concentración de sólidos por el caudal líquido para el mismo periodo de tiempo.

Dado que el cauce del río Combeima recibe los aportes de varios cauces a lo largo de su curso, se empleó los hidrogramas de caudal de cada subcuenca que le entrega sus aguas al río como condición de frontera aguas arriba al modelo. Cada uno de los hidrogramas se obtuvieron a partir del estudio hidrológico realizado por el SGC, resumidos en el informe de amenazas por fenómenos de remoción en masa tipo flujo. En la figura siguiente se muestra los hidrogramas de caudal y concentración volumétrica de sedimentos para la estación San Vicente.

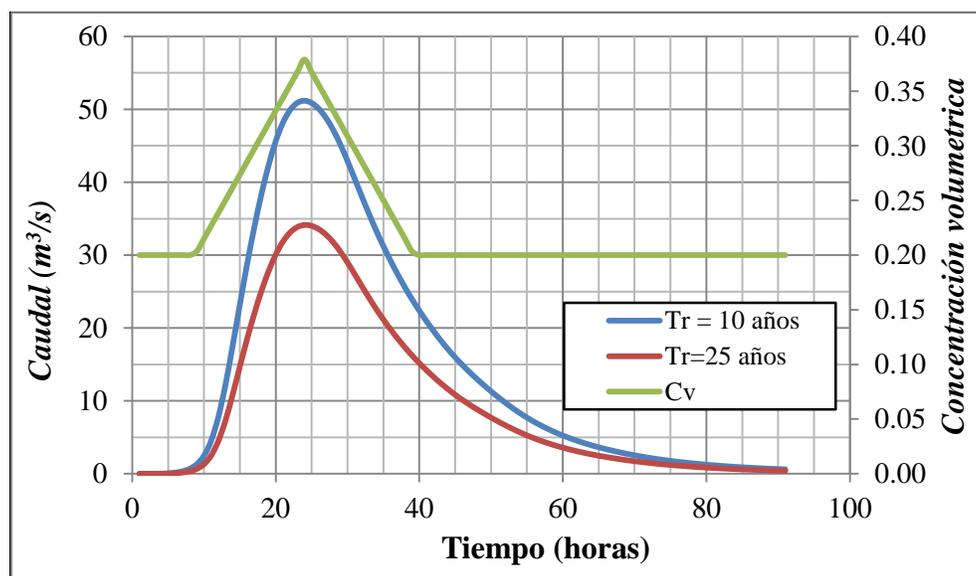


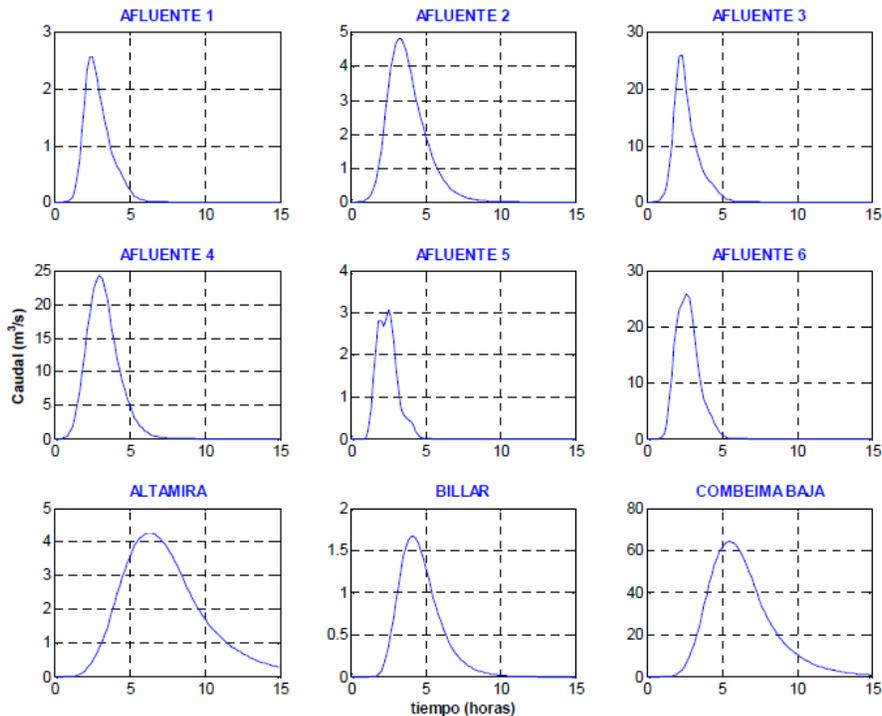
Figura 7.1. Crecientes para diferentes periodos de retorno Est. San Vicente

Los valores de caudales pico obtenidos para cada uno de los periodos de retorno de 10 y 25 fueron de 35,2 m³/s, 50,1 m³/s respectivamente, estos caudales

consideran los aportes líquidos de las quebradas ubicadas aguas arriba de la estación. Comparando estos valores de caudal con los obtenidos a partir del análisis de frecuencias se tiene que los valores de caudal son similares para los dos periodos de retorno.

Para la calibración del modelo hidráulico se empleó los hidrogramas de caudal de cada uno de los afluentes para el periodo de retorno de 10 años, la selección de este caudal se debe a que, de acuerdo con el análisis de frecuencias, es el caudal máximo más próximo al máximo caudal registrado para el mes en el que tuvo lugar el fenómeno.

En las figuras siguientes se muestran los hidrogramas de caudal para cada uno de los afluentes al río Combeima, se encuentran los hidrogramas para los periodos de retorno de 10 y 25 años, estos hidrogramas se ingresaron al modelo FLO-2D y se realizó la simulación con estos caudales.



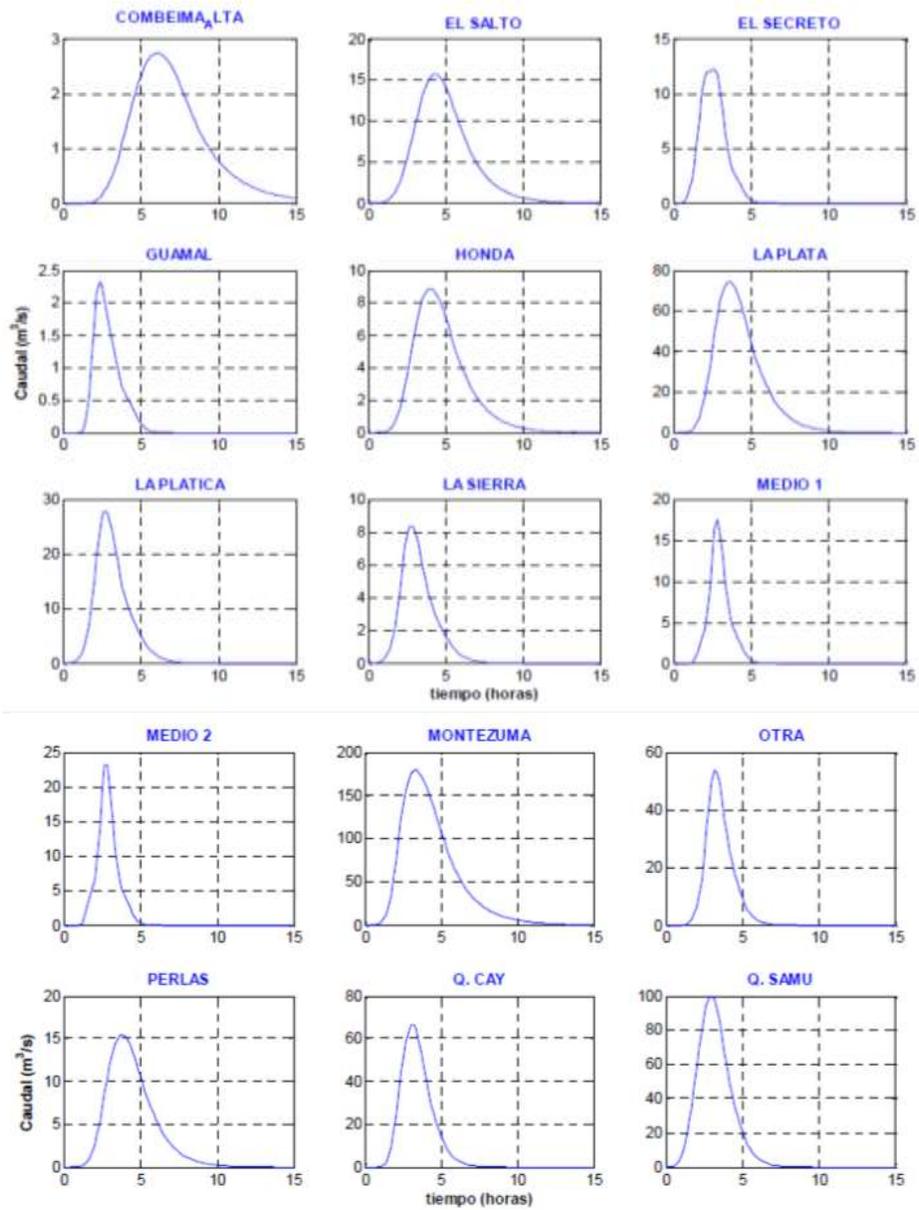
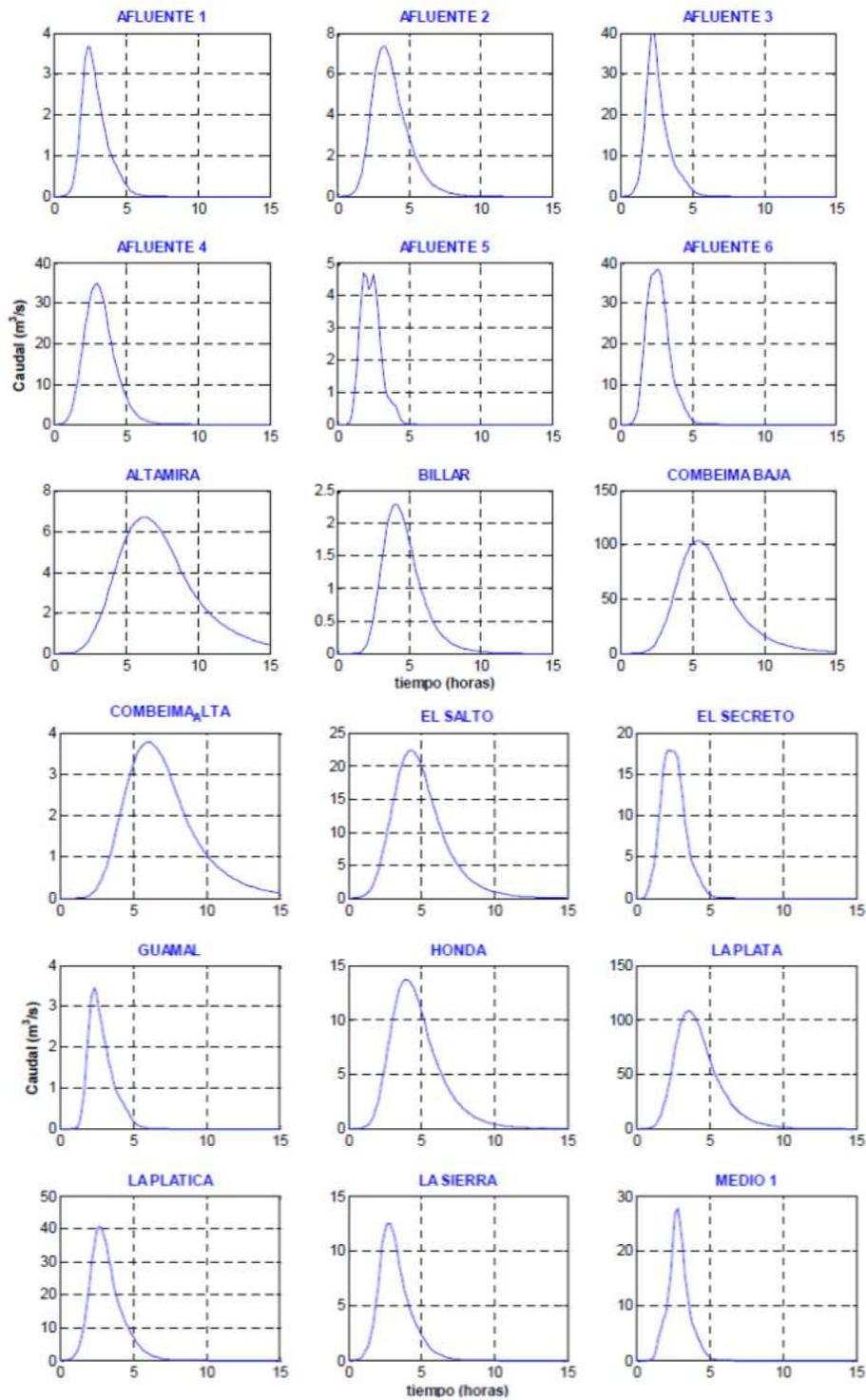


Figura 7.2. Hidrogramas de caudal de 10 años de periodos de retorno de cada uno de los afluentes del río Combeima ingresados al modelo hidráulico FLO-2D

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.



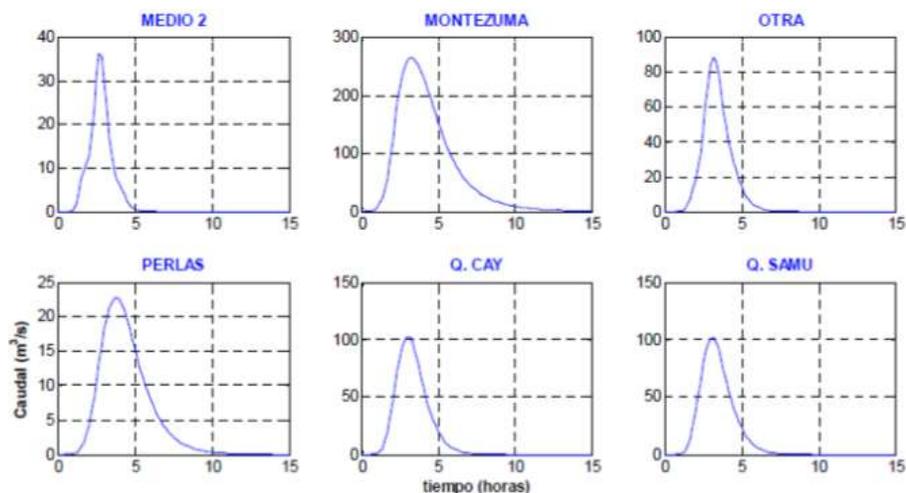


Figura 7.3. Hidrogramas de caudal de 25 años de periodos de retorno de cada uno de los afluentes del río Combeima ingresados al modelo hidráulico FLO-2D

Para la condición de frontera aguas abajo, al igual que para la simulación de agua clara, se considera que río entrega sus aguas al río Coello; sin embargo, el lugar de confluencia está considerablemente alejado del lugar donde se localiza la última sección transversal del cauce por lo cual se considera, que en esta sección el flujo no siente los efectos de remanso generados por la confluencia con el otro cauce. En consecuencia, se tomó como condición de contorno aguas abajo la profundidad normal del flujo, definiendo como pendiente de flujo una pendiente de 0,017 m/m, correspondiente a la pendiente del lecho del cauce.

Para la calibración del modelo se empleó información tomada en campo de los niveles máximos que había alcanzado el evento, la determinación de dichos niveles se realizó a través de una visita de campo, realizada por profesionales del SGC, días después de la ocurrencia del evento. Con la información de niveles en diferentes secciones del cauce se calibró el modelo hidráulico.

Tabla 7.1. Ancho y Nivel máximo alcanzado por el flujo hiperconcentrado ocurrido en la cuenca del río Combeima obtenidos a partir de visita de campo

SECCIÓN	SECTOR	Diferencia de altura	AP	APC
JG-1	Las Juntas	4,5	60	60
JG-2	Vega Larga	3,0	25	25
JG-3	Vía Juntas	2,0	45	45
JG-4	Puente La Cascada	7,0	40	40
JG-5	Villa Restrepo_1	2,0	26	31
JG-6	Villa Restrepo_2	2,0	10	45
JG-7	Villa Restrepo_3	1,5	17	23
JG-8	Pico de Oro_1	3,4	15	15
JG-9	Pico de Oro_2	2,0	35	35

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

SECCIÓN	SECTOR	Diferencia de altura	AP	APC
JG-10	Pico de Oro_3	-	19	19
JG-11	Pastales	1,5	11	22
JG-12	50 m aguas abajo de JG-11	1,5	35	35
JG-13	Punto Control	1,0	25	25
JG-14	Vereda La María - Pte Perú	1,5	50	50
JG-15	Dique Acueducto	1,5	32	42
JG-16	Acueducto aguas arriba bocatoma	2,0	19	47

Donde el término AP hace referencia al ancho promedio del flujo para el día de la visita en campo, y APC es el ancho promedio del flujo para el día de la creciente.

Para la calibración del modelo hidráulico fue necesario definir un punto de control, el cual era empleado como nivel de referencia, definiendo para tal fin, la bocatoma del acueducto de Ibagué, utilizando la elevación de la lámina de agua como criterio de comparación. Los parámetros a calibrar corresponden al coeficiente de rugosidad de Manning, los términos α_1 , β_1 , α_2 y β_2 correspondientes al modelo reológico empleado por el software para la simulación de flujos hiperconcentrados y la máxima concentración de sólidos. Una vez definidas las condiciones de frontera y los hidrogramas empleados para las simulaciones, se realiza la calibración del modelo hidráulico hasta obtener el conjunto de valores de los parámetros del modelo que, en conjunto, tienen la capacidad de reproducir las mediciones hechas en campo.

De los resultados obtenidos en la calibración se estimó el valor de rugosidad de Manning, concentración máxima y valores de los parámetros α_1 , β_1 , α_2 y β_2 , encontrando que la concentración máxima de sólidos es de 0,40, α_1 de 0,0648 poises, $\beta_1 = 16,9$, $\alpha_2 = 0,0765$ dinas/cm², $\beta_2 = 6,2$ y el coeficiente de rugosidad de Manning fue de 0,048, arrojando para este conjunto de datos, un error en la profundidad de flujo de 0%. Estos parámetros fueron empleados para las simulación con los hidrogramas de Tr de 25 años, para un caudal total máximo simulado de 91,7 m³/s y de 113,3 m³/s para la sección de referencia. A continuación se muestran los resultados de la aplicación del modelo FLO-2D para la simulación del evento de referencia del río Combeima.

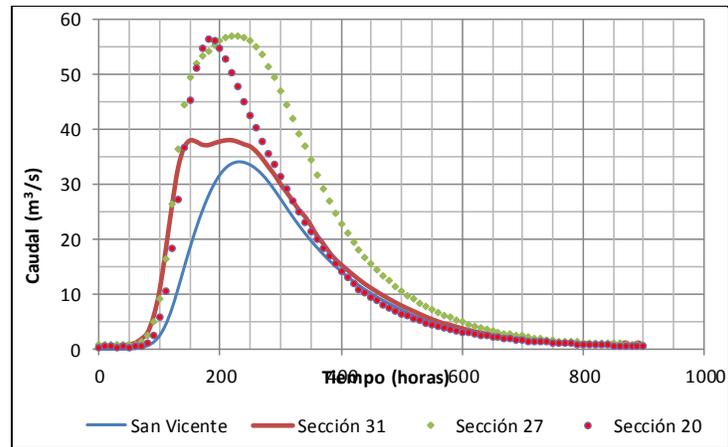


Figura 7.4. Resultados FLO-2D para Tr 10 años, variación del caudal para diferentes secciones de flujo

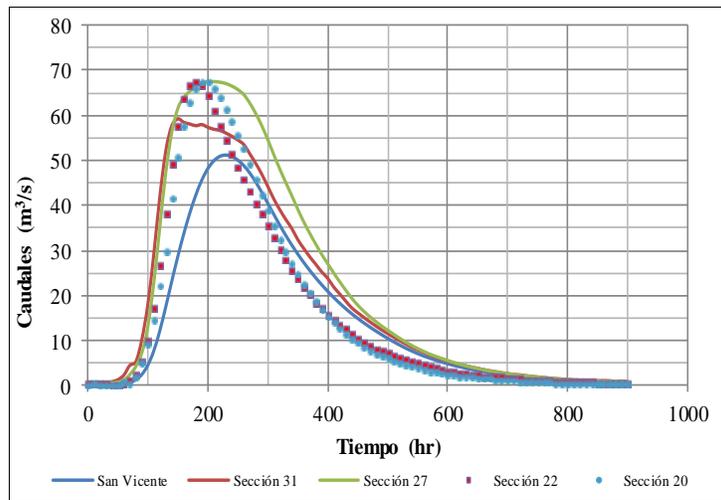


Figura 7.5. Resultados FLO-2D para Tr 25 años, variación del caudal para diferentes secciones de flujo

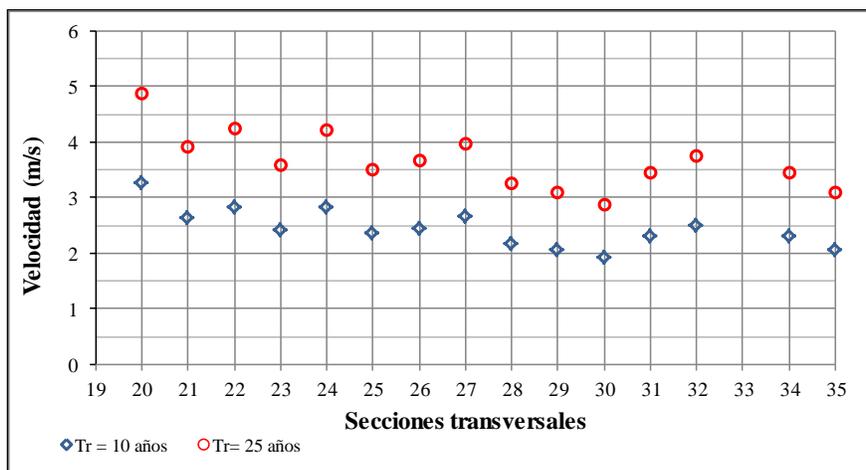


Figura 7.6. Resultados de velocidades de flujo obtenidos del modelo FLO-2D para Tr de 10 y 25 años.

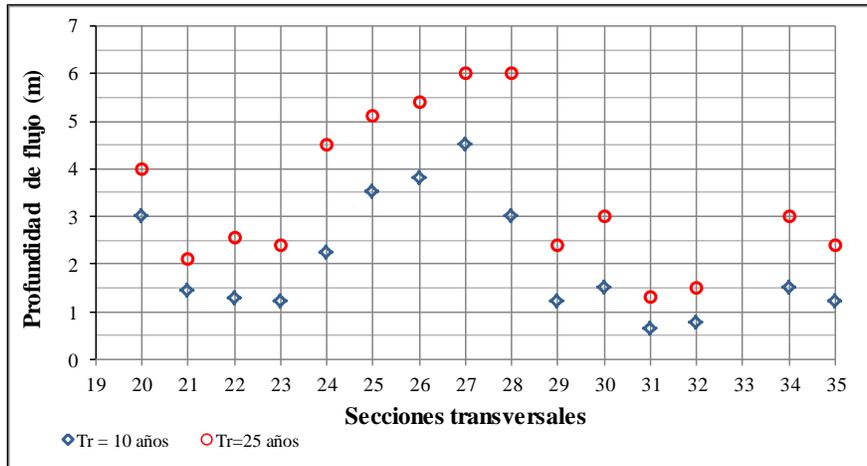


Figura 7.7. Resultados de profundidades de flujo obtenidos del modelo FLO-2D para Tr de 10 y 25 años.

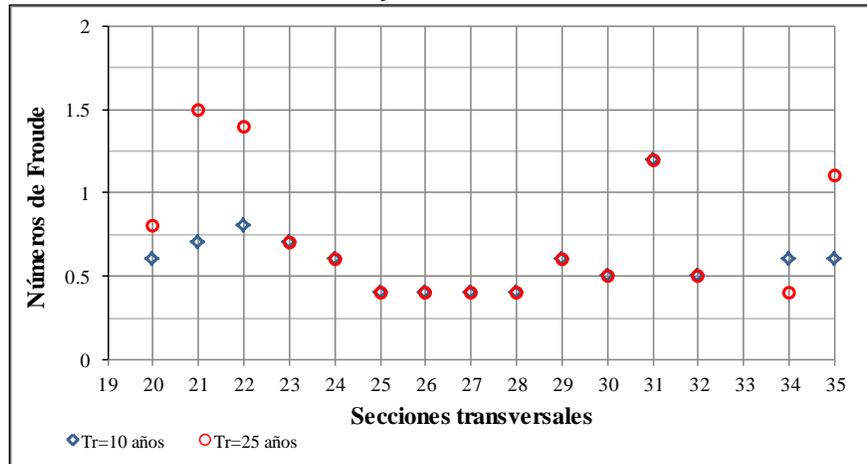


Figura 7.8. Resultados de Números de Froude obtenidos del modelo FLO-2D, Tr de 10 y 25 años.

De los resultados obtenidos en FLO-2D se aprecia que, para ambos periodos de retorno, la velocidad tiende a tener el mismo valor de velocidad, a lo largo de todo el cauce; para el periodo de retorno de 10 años la velocidad, es aproximadamente, 2,5 m/s, y para el periodo de retorno de 25 años es aproximadamente 3,5 m/s. Sin embargo, para el Tr más bajo no se aprecia una variación considerable de las velocidades de flujo a lo largo de las secciones transversales, mientras que para el Tr mayor si se aprecia una mayor variación en la velocidad.

En la sección 20 (donde se localiza la bocatoma del acueducto de Ibagué), se identificó una velocidad de flujo de 3,3 m/s, y una profundidad de flujo de 3 m.

De la simulación hidráulica se encontró, que el régimen de flujo a lo largo del cauce es subcrítico, presentándose flujo crítico únicamente en las secciones 21 y 22.

7.1.2 Calibración y simulación empleando criterios de engrosamiento en HEC-RAS.

Una vez calibrado y simulado el flujo hiperconcentrado en FLO-2D se procede a simular este fenómeno mediante la aplicación de los criterios de engrosamiento y el modelo unidimensional Hec-Ras. En el presente trabajo se aplicaron 3 criterios de engrosamiento del flujo, se calibro cada criterio y se realizó una simulación con el mismo empleando caudales con periodos de retorno de 25 años.

La información de entrada y las condiciones de control son las mismas que para las simulaciones hidráulicas, las simulaciones se realizaron bajo la suposición de flujo permanente, empleando los valores máximos de caudal para los periodos de retorno de 10 y 25 años, equivalentes a caudales de $55 \text{ m}^3/\text{s}$ y $68 \text{ m}^3/\text{s}$, obtenidos a partir del análisis de frecuencias de la estación Montezuma.

Los criterios de engrosamiento aplicados corresponden a la estimación del caudal total de la mezcla agua sedimentos empleando el método de O'Brien y Julien (1985) y el método de Takahashi (1992); de igual forma se aplica el método para la simulación de flujos hiperconcentrados propuesta por Gracia Nájera, al método propuesto por él se le conoce como la ecuación de arrastre con transporte de fondo. La descripción de cada uno de los métodos se esboza en el marco conceptual.

Para los métodos de engrosamiento de O'Brien y Takahashi se calibro únicamente el valor de concentración volumétrica de sedimentos (C_v); aunque el método de Takahashi involucra otros parámetros el creador de este método sugiere valores típicos de estos parámetros. A continuación se muestran las tablas de resultados de la calibración de los métodos de Takahashi y O'Brien.

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

Tabla 7.2. Resultados de la calibración del método de O'Brien y Julien

Secciones Hec	Estación	Mediciones		Resultados					Diferencia (%)	
		Profundidad	Ancho del flujo	Cv (%)	BF	QT	Profundidad	Ancho del flujo	profundidad	ancho
35	JG-2	3,0	25	80,00	5,0000	170,50	3,05	26,25	1,7	5,0
34	JG-3	2,0	45	90,00	10,0000	341,00	1,78	23,83	11,0	47,0
33	JG-4	7,0	40	90,00	10,0000	340,00	3,7	27,43	47,1	31,4
32	JG-5	2,0	26	88,00	8,3333	283,33	2,02	28,07	1,0	8,0
31	JG-6	2,0	10	70,00	3,3333	126,67	2,07	26,65	3,5	156,3
30	JG-7	1,5	17	50,00	2,0000	92,36	1,64	22,23	9,3	30,0
29	JG-8	3,4	15	80,00	5,0000	286,15	3,16	28,71	7,1	91,4
28	JG-9	2,0	35	55,00	2,2222	127,18	1,96	11,63	2,0	66,8
26	JG-10	-	19	55,00	2,2222	126,67	1,44	26,95		41,8
25	JG-11	1,5	11	55,00	2,2222	128,89	1,58	51,81	5,3	371,0
24	JG-12	1,5	35	35,00	1,5385	89,23	1,48	21,8	1,3	37,7
23	JG-13	1,5	25	35,00	1,5385	89,23	1,73	24,8	15,3	0,8
22.5*	JG-14	1,5	50	35,00	1,5385	89,23	1,37	28,9	8,7	42,2
22	JG-15	1,5	32	60,00	2,5000	145,00	1,48	36,82	1,3	16,2
21	JG-16	2,0	19	65,00	2,8571	165,71	1,9	45,54	5,0	139,7
20	JG-17	2,5	15	75,00	4,0000	232,00	2,49	27,21	0,4	81,4
19	JG-18	3,0	18	73,00	3,7037	214,81	3,08	13,18	2,7	26,8

MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LOS EVENTOS DE REFERENCIA

Tabla 7.3. Resultados de la calibración del método de Takahashi

Mediciones			Resultados								Diferencia (%)	
Seccion es Hec	Profundidad	Ancho del flujo	Cv (%)	BF (Takahashi)	Qw (m ³ /s)	Qf (m ³ /s)	Qs (m ³ /s)	QT (m ³ /s)	Profundidad	Ancho del flujo	profundidad	ancho
35	3,0	25	78,00	5,0753	34,100	120,90	52,1680	173,07	3,07	26,45	2,3	5,8
34	2,0	45	82,00	6,3271	34,100	155,34	60,4099	215,75	2,08	28,38	4,0	36,9
33	7,0	40	91,00	23,6280	34,000	343,77	459,5740	803,35	5,5	35,19	21,4	12,0
32	2,0	26	89,00	12,4378	34,000	275,09	147,7930	422,88	2,02	28,07	1,0	8,0
31	2,0	10	67,00	3,3106	38,000	77,151	48,6499	125,80	2,08	26,88	4,0	158,5
30	1,5	17	10,00	1,1552	46,180	5,1311	48,2162	53,35	1,47	24,73	2,0	44,6
29	3,4	15	80,00	5,6089	57,230	228,92	92,0751	321,00	3,36	29,93	1,2	99,5
28	2,0	35	57,00	2,4982	57,230	75,863	67,1104	142,97	2,09	11,63	4,5	66,8
26	-	19	57,00	2,4860	57,000	75,551	66,1449	141,70	1,5	27,27		43,5
25	1,5	11	36,00	1,6451	58,000	32,625	62,7912	95,42	1,44	50,08	4,0	355,3
24	1,5	35	33,00	1,5710	58,000	28,567	62,5509	91,12	1,49	21,88	0,7	37,5
23	1,5	25	20,00	1,3054	58,000	14,500	61,2118	75,71	1,62	24,68	8,0	1,3
22.5*	1,5	50	0,00	1,0326	58,000	0,0000	59,8902	59,89	1,27	28,32	15,3	43,4
22	1,5	32	55,00	2,3612	58,000	70,888	66,0606	136,95	1,44	36,62	4,0	15,5
21	2,0	19	65,00	3,0695	58,000	107,71	70,3154	178,03	1,96	45,63	2,0	140,2
20	2,5	15	65,00	3,0695	58,000	107,74	70,3154	178,03	2,11	25,63	15,6	70,9
19	3,0	18	72,00	3,0695	58,000	149,14	75,4356	224,58	2,76	12,8	8,0	28,9

El parámetro a calibrar en los 3 criterios corresponde a la concentración volumétrica de sedimentos del flujo. Sin embargo, para el método de García Nájera se empleó un factor de mayoración, cuyo propósito es, simplemente, afectar la capacidad de las tasas de transporte de sólidos estimadas a partir del método de transporte de sedimentos de Einstein, este factor de ponderación tiene un valor superior a la unidad y representa el número de veces que se incrementa la tasa de transporte sólido ante un flujo hiperconcentrado.

Tabla 7.4. Resultados de la calibración de la ecuación de transporte con arrastre

<i>n</i>	<i>Ql</i>	<i>Qs</i>	<i>FM</i>	<i>Qt</i>	<i>CV</i>	<i>us</i>	<i>h</i>	<i>hs</i>	<i>va</i>	<i>Css</i>	<i>v</i>	<i>Y'</i>	<i>Fr</i>
	m3/s	m3/s		m3/s	(%)	(m/s)	(m)	(m)	(m/s)	(%)	(m/s)	(m)	
0.03	55,1	6,13	5,8	90,654	39,219	2,32	1,66	2,11	1,973	2	2,5885	3,3079	0,45
0.03	55,1	6,13	5,6	89,428	38,386	2,34	1,66	2,10	1,992	2	2,6314	3,2264	0,46
0.03	55,1	6,13	5	85,75	35,743	2,41	1,66	2,08	2,055	2	2,7740	2,9828	0,51
0.03	55,1	6,13	5,2	86,976	36,649	2,39	1,66	2,09	2,033	2	2,7240	3,0638	0,49

De los resultados anteriores se encontró que, para que un flujo de agua clara, con suposición de flujo permanente gradualmente variado sea capaz de reproducir la altura de la lámina de la superficie de flujo de una mezcla de agua –sedimento debe aumentar su caudal un 73% según el método de O'Brien y Julien y un 72 % de acuerdo con el método de Takahashi, en el caso del evento ocurrido en junio de 2009 en el río Combeima.. Para el caso del método de la ecuación de transporte con arrastre, la concentración volumétrica de sedimentos fue de 36,6% valor muy similar a calibrada con el software FLO-2D, que corresponde a un 40%. A continuación se muestran los resultados de la aplicación de los criterios de engrosamiento.

De la calibración del criterio de la ec.. de transporte con arrastre es posible obtener un coeficiente de rugosidad, para la velocidad de flujo final, empleando la eq. de Manning, haciendo la salvedad que esta ec. no aplica para flujos hiperconcentrados, para el caso del río Combeima el coeficiente de rugosidad obtenido fue de 0,109, que es 3,3 veces mayor al empleado en las simulaciones hidráulicas de agua clara. Una vez calibrados los criterios de engrosamiento se procede a simular el evento de referencia

Tabla 7.5. Cuadro de resultados de la simulación para Tr de 10 años aplicando los métodos de Takahashi y O'Brien.

<i>Est.</i>	<i>Q</i> <i>Total</i> <i>(m³/s)</i>	<i>Esfuerzo</i> <i>cortante</i> <i>N/m²</i>	(1) <i>(m)</i>	(2) <i>(m)</i>	(3) <i>(m)</i>	(4) <i>(m/m)</i>	(5) <i>(m/s)</i>	(6) <i>(m²)</i>	(7) <i>(m)</i>	(8)	(9) <i>(m)</i>	(10) <i>(m)</i>
19	214,88	348,88	1424,42	1424,96	1426,64	0,018041	6,60	32,55	13,21	1,34	2,46	1,79
20	214,88	201,08	1430,89	1431,36	1432,49	0,014755	5,60	38,35	26,49	1,49	1,45	2,95
21	214,88	347,55	1434,21	1434,40	1435,12	0,032773	4,24	50,70	45,79	1,29	1,11	1,63
22	214,88	374,58	1447,95	1448,18	1448,96	0,032821	4,45	48,24	40,26	1,30	1,20	1,99
23	214,88	479,62	1506,39	1506,76	1507,75	0,036518	5,16	41,65	29,06	1,38	1,43	2,26
24	214,88	225,79	1539,30	1539,39	1539,84	0,028413	3,26	66,00	80,51	1,15	0,82	3,55
25	214,88	204,27	1550,26	1550,26	1550,78	0,021489	3,19	67,35	68,28	1,03	0,99	1,81
26	214,88	720,38	1563,47	1564,06	1565,42	0,063016	6,18	34,78	29,45	1,82	1,18	2,11
27	214,88	588,89	1571,34	1571,84	1573,12	0,036786	5,91	36,36	19,79	1,39	1,84	2,77
28	214,88	677,13	1591,77	1592,22	1593,96	0,034260	6,56	32,74	11,63	1,25	2,82	2,87
29	214,88	603,02	1627,07	1627,60	1628,85	0,040136	5,92	36,32	22,89	1,50	1,59	2,48
30	214,88	416,13	1630,92	1631,31	1632,28	0,027760	5,18	41,89	26,07	1,25	1,61	1,71
31	214,88	218,58	1639,33	1639,38	1640,20	0,015988	4,18	53,85	37,26	0,97	1,45	2,96
32	214,88	765,11	1640,20	1640,82	1642,27	0,066758	6,37	33,73	27,80	1,85	1,21	2,37
33	214,88	633,80	1651,12	1651,70	1652,98	0,043432	6,04	35,60	22,84	1,54	1,56	1,68
34	214,88	1093,72	1729,82	1730,68	1732,69	0,104137	7,51	28,63	26,29	2,30	1,09	2,08
35	214,88	248,13	1736,16	1736,16	1737,05	0,016693	4,18	52,08	32,29	0,97	1,61	1,71

1- Elevación de la superficie del agua.

2- Elevación de la superficie crítica.

3- Elevación de la línea de energía.

4 - Pendiente de la línea de energía.

5 - Velocidad de flujo.

6 - Área de flujo.

7- Ancho superficial.

8 - Número de Froude.

9 - Profundidad hidráulica.

10 - Profundidad de flujo

Tabla 7.6. Cuadro de resultados de la simulación para Tr de 25 años aplicando los métodos de Takahashi y O'Brien

<i>Est.</i>	<i>Q</i> <i>Total</i> <i>(m³/s)</i>	<i>Esfuerzo</i> <i>cortante</i> <i>N/m²</i>	(1) <i>(m)</i>	(2) <i>(m)</i>	(3) <i>(m)</i>	(4) <i>(m/m)</i>	(5) <i>(m/s)</i>	(6) <i>(m²)</i>	(7) <i>(m)</i>	(8)	(9) <i>(m)</i>	(10) <i>(m)</i>
19	252,00	358,86	1424,76	1425,39	1427,11	0,017010	6,79	37,10	13,41	1,30	2,77	1,94
20	252,00	209,32	1431,08	1431,58	1432,79	0,014012	5,80	43,42	27,28	1,47	1,59	3,27
21	252,00	383,00	1434,32	1434,54	1435,36	0,033020	4,52	55,80	45,95	1,31	1,21	1,77
22	252,00	404,78	1448,08	1448,36	1449,20	0,032543	4,70	53,65	41,02	1,31	1,31	2,17
23	252,00	510,06	1506,57	1506,97	1508,04	0,036292	5,38	46,83	30,51	1,39	1,53	2,4
24	252,00	238,30	1539,40	1539,50	1539,98	0,028211	3,38	74,58	85,57	1,16	0,87	3,89
25	252,00	228,29	1550,35	1550,37	1550,95	0,022057	3,42	73,66	68,52	1,05	1,07	1,98
26	252,00	771,99	1563,61	1564,26	1565,75	0,061998	6,49	38,84	30,16	1,83	1,29	2,29
27	252,00	653,48	1571,53	1572,10	1573,55	0,038137	6,30	40,03	20,26	1,43	1,98	3,03

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

Est.	Q Total (m ³ /s)	Esfuerzo cortante N/m ²	(1) (m)	(2) (m)	(3) (m)	(4) (m/m)	(5) (m/s)	(6) (m ²)	(7) (m)	(8)	(9) (m)	(10) (m)
28	252,00	704,74	1592,15	1592,58	1594,49	0,032900	6,79	37,14	11,63	1,21	3,19	3,12
29	252,00	638,94	1627,26	1627,85	1629,20	0,039678	6,16	40,90	24,02	1,51	1,70	2,67
30	252,00	456,82	1631,09	1631,56	1632,62	0,027977	5,50	46,48	26,36	1,27	1,76	1,85
31	252,00	206,77	1639,58	1639,63	1640,47	0,014269	4,25	63,56	41,51	0,93	1,53	3,24
32	252,00	823,90	1640,33	1641,03	1642,63	0,065690	6,71	37,55	28,19	1,86	1,33	2,53
33	252,00	681,37	1651,30	1651,93	1653,34	0,043844	6,32	39,84	23,97	1,57	1,66	1,79
34	252,00	1166,05	1729,95	1730,87	1733,06	0,105938	7,81	32,26	28,28	2,33	1,14	2,22
35	252,00	258,07	1736,38	1736,38	1737,34	0,015784	4,35	59,47	33,51	0,96	1,77	1,82

1- Elevación de la superficie del agua.

2- Elevación de la superficie crítica.

3- Elevación de la línea de energía.

4 - Pendiente de la línea de energía.

5 - Velocidad de flujo.

6 - Área de flujo.

7- Ancho superficial.

8 - Número de Froude.

9 - Profundidad hidráulica.

10 - Profundidad de flujo

A continuación se muestran los resultados de la aplicación de la ecuación de transporte con arrastre para la estimación de las alturas y velocidades de flujo de flujos torrenciales. Como punto de partida se debe contar con los resultados de cálculo en agua clara.

Tabla 7.7. Cuadro de resultados de la simulación para Tr de 10 años aplicando la ecuación de transporte con arrastre

Estación	Ql	Qs	FM	Qt	CV	us	h	hs	va	Css	v	Y'	Fr
	m3/s	m3/s		m3/s	(%)	(m/s)	(m)	(m)	(m/s)	(%)	(m/s)	(m)	
San vicente	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	1,79	1,35	1,70	1,52	2,00	2,29	2,29	0,48
34	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	2,37	0,91	1,14	2,11	2,00	2,11	1,94	0,48
33	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	1,88	1,51	1,90	1,61	2,00	2,20	2,51	0,44
32	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	2,26	0,93	1,17	2,01	2,00	2,01	1,90	0,47
31	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	1,65	1,13	1,42	1,38	2,00	2,11	1,88	0,49
30	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	1,75	1,25	1,57	1,47	2,00	2,11	1,91	0,49
29	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	1,75	1,25	1,57	1,47	2,00	2,11	1,91	0,49
28	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	2,66	1,61	2,02	2,35	2,00	2,66	2,66	0,52
27	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	2,66	1,44	1,81	2,27	2,00	3,13	2,00	0,71
26	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	2,55	1,13	1,42	2,27	2,00	2,13	2,07	0,47
25	34,10	3,68	5,30	53,60	36,39	1,42	1,20	1,51	1,14	2,00	1,77	1,57	0,45
24	58,00	6,13	5,30	90,49	35,90	2,20	1,16	1,45	1,91	2,00	2,29	2,26	0,49
23	58,00	6,13	5,30	90,49	35,90	2,38	1,29	1,62	2,08	2,00	2,53	2,53	0,51
22	58,00	6,13	5,30	90,49	35,90	1,73	0,97	1,22	1,44	2,00	1,93	1,74	0,47

<i>Estación</i>	<i>Ql</i>	<i>Qs</i>	<i>FM</i>	<i>Qt</i>	<i>CV</i>	<i>us</i>	<i>h</i>	<i>hs</i>	<i>va</i>	<i>Css</i>	<i>v</i>	<i>Y'</i>	<i>Fr</i>
	m3/s	m3/s		m3/s	(%)	(m/s)	(m)	(m)	(m/s)	(%)	(m/s)	(m)	
21	58,00	6,13	5,30	90,49	35,90	1,97	1,04	1,30	1,68	2,00	2,17	1,98	0,49
20	58,00	6,13	5,20	86,98	36,65	2,39	1,66	2,09	2,03	2,00	2,72	3,06	0,50
Montezuma	58,00	6,13	5,50	91,72	36,76	2,38	1,66	2,09	2,03	2,00	2,72	3,14	0,49

Tabla 7.8. Cuadro de resultados de la simulación para Tr de 25 años aplicando la ecuación de transporte con arrastre

<i>Estación</i>	<i>Ql</i>	<i>Qs</i>	<i>FM</i>	<i>Qt</i>	<i>CV</i>	<i>us</i>	<i>h</i>	<i>hs</i>	<i>va</i>	<i>Css</i>	<i>v</i>	<i>Y'</i>	<i>Fr</i>
	m3/s	m3/s		m3/s	(%)	(m/s)	(m)	(m)	(m/s)	(%)	(m/s)	(m)	
San vicente	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	1,79	1,58	1,98	1,78	2,34	2,68	2,68	0,57
34	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	2,37	1,06	1,34	2,47	2,34	2,47	2,27	0,57
33	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	1,88	1,77	2,22	1,88	2,34	2,58	2,93	0,52
32	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	2,26	1,09	1,37	2,35	2,34	2,35	2,23	0,54
31	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	1,65	1,32	1,66	1,62	2,34	2,47	2,20	0,58
30	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	1,75	1,46	1,84	1,72	2,34	2,47	2,24	0,57
29	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	1,75	1,46	1,84	1,72	2,34	2,47	2,24	0,57
38	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	2,66	1,88	2,37	2,75	2,34	3,12	3,12	0,61
27	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	2,66	1,68	2,12	2,65	2,34	3,66	2,34	0,83
26	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	2,55	1,32	1,66	2,65	2,34	2,49	2,42	0,55
25	42,2	4,29	5,30	80,41	36,39	1,42	1,40	1,76	1,33	2,34	2,07	1,83	0,53
24	42,2	4,29	5,30	135,73	35,90	2,20	1,36	1,70	2,23	2,34	2,68	2,64	0,57
23	68	7,36	5,30	135,73	35,90	2,38	1,51	1,89	2,43	2,34	2,96	2,96	0,59
22	68	7,36	5,30	135,73	35,90	1,73	1,13	1,42	1,69	2,34	2,26	2,03	0,55
21	68	7,36	5,30	135,73	35,90	1,97	1,22	1,52	1,96	2,34	2,54	2,32	0,58
20	68	7,36	5,20	130,46	36,65	2,39	1,94	2,44	2,38	2,34	3,19	3,58	0,58
Montezuma	68	7,36	5,50	137,57	36,76	2,38	1,94	2,44	2,38	2,34	3,18	3,67	0,57

7.2 MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL EVENTO DE LA QUEBRADA LA NEGRA

Del trabajo desarrollado por Balanta (Balanta, 2007) en su obra Modelación Matemática de Flujos De Avalanchas, trabajo desarrollado para optar al título de Magister en ingeniería y dirigido por el MSC. Ing, Carlos Eduardo Cubillos profesor asociado de la Universidad Nacional de Colombia; se obtuvo la información necesaria para la simulación del evento ocurrido en el municipio de Cundinamarca mediante la aplicación de los criterios de engrosamiento. Igualmente, en este

trabajo, se muestran en forma detallada los resultados de la aplicación del Modelo Flo-2D para la simulación del evento ocurrido en la Q. La Negra.

Al igual que para el río Combeima, los modelos hidráulicos aquí empleados fueron sometidos a calibración. El evento que tuvo lugar en el mes de Noviembre de 1988 en el municipio de Cundinamarca fue empleado para la calibración, para dicho evento se cuenta con información del nivel alcanzado por el flujo en la sección transversal QN-10.

7.2.1 Calibración y simulación empleando FLO-2D:

En la investigación realizada por Balanta, en su documento ya citado, se calibro un modelo unidimensional para la simulación de flujos de lodos (MUFLA) y los resultados de la calibración se ingresaron al modelo FLO-2D y los resultados de ambos modelos fueron similares, y se concluyó que, para ese evento, los parámetros calibrados eran capaces de reproducir las condiciones de flujo del fenómeno a modelar.

Como todo modelo hidráulico, este modelo requiere de condiciones de frontera, tanto aguas arriba como aguas abajo, que permitan la correcta simulación del flujo y unos resultados adecuados y congruentes, las condiciones de frontera empleadas para este modelo fueron:

- ✓ Como condición de frontera aguas arriba se definió un hidrograma de caudal líquido, se emplearon 2 hidrogramas, uno para un periodo de retorno de 10 años y otro para un periodo de retorno de 25 años. Adicional al hidrograma de caudales se definió un hidrograma de concentraciones volumétricas de sólidos lo que representa la variación de la concentración de sedimentos en función del tiempo. El valor de la concentración máxima es un parámetro a calibrar, y, por tanto, el caudal máximo alcanzado por el flujo corresponde a la suma entre el caudal líquido y el caudal sólido, donde el caudal sólido para cada intervalo de tiempo corresponde al producto de la concentración de sólidos por el caudal líquido para el mismo periodo de tiempo.

El caudal seleccionado para la calibración del modelo corresponde al hidrograma de caudal obtenido a partir de un evento de una lluvia diaria con un periodo de retorno de 10 años, puesto que corresponde aproximadamente al tiempo ocurrido entre el evento del 17 de noviembre de 1988 y el evento de mayo de 1990.

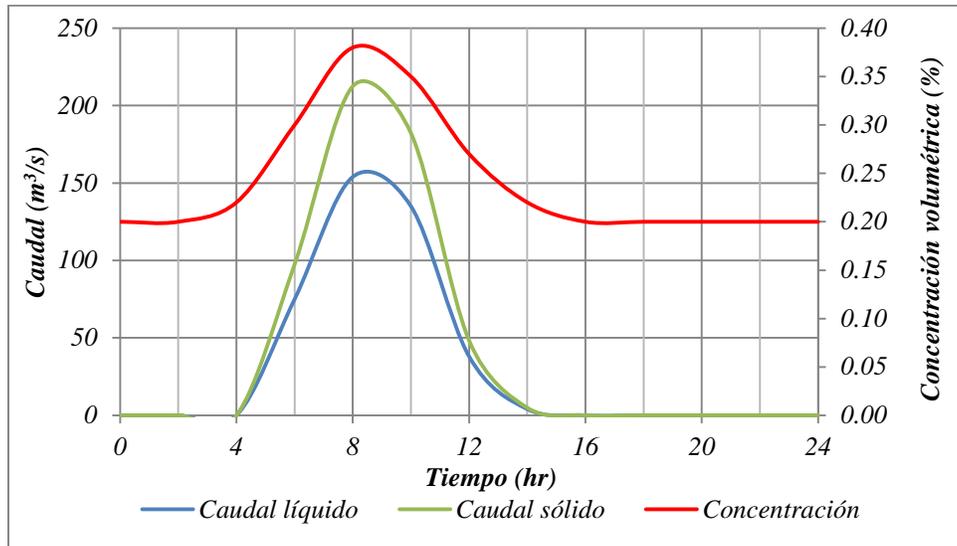


Figura 7.9. Hidrograma de caudales con periodos de retorno de 10 años e hidrograma de concentraciones volumétricas de sólidos.

Para la simulación del evento y aplicación de los parámetros calibrados se seleccionó el hidrograma generado a partir de una lluvia con un día de duración con un periodo de retorno de 25 años. A continuación se muestra los hidrogramas, tanto de caudal líquido, como el de sólidos y el hidrograma de concentraciones, aclarando, que para esta simulación, la concentración máxima es un parámetro ya conocido, pues fue calibrado en la simulación anterior.

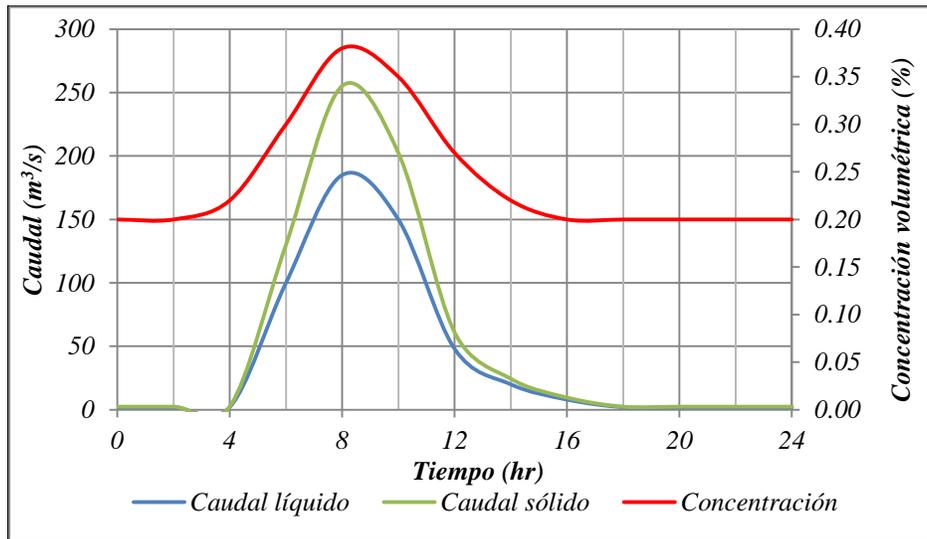


Figura 7.10. Hidrograma de caudales con periodos de retorno de 10 años e hidrograma de concentraciones volumétricas de sólidos

Esta información corresponde a la condición de frontera aguas arriba.

- ✓ Para la condición de frontera aguas abajo, al igual que para la simulación de agua clara, se considera que la quebrada entrega sus aguas al río Negro. Por tanto, como condición de frontera aguas abajo se emplea un nivel conocido, dicho nivel corresponde a la elevación de la lámina de agua que tendrá el río Negro; dado que para el día del evento no se conoce la altura de la lámina de agua del río, se realizó una simulación hidráulica para este río, empleando un caudal de $34 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal medio diario anual del río en la estación Tobias), un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,03 y se simuló bajo la suposición de flujo permanente gradualmente variado, en el programa Hec-Ras. De acuerdo a los resultados de esta simulación se obtuvo un valor de nivel de lámina de agua de 491 m.s.n.m.

El valor de referencia para calibrar el modelo corresponde a la profundidad de flujo en la sección QN-10, esta profundidad de flujo es de 5,12 m y una elevación de 506,12 m.s.n.m.

Una vez definidas las condiciones de frontera y los hidrogramas empleados para las simulaciones, se realiza la calibración del modelo hidráulico hasta obtener el conjunto de valores de los parámetros del modelo que, en conjunto, reprodujeran las mediciones hechas en campo. En la investigación de Balanta (2007) se muestran en detalle los valores de los parámetros seleccionados para realizar la simulación, sus resultados y el error en porcentaje entre la profundidad de flujo en la sección QN-10 obtenida en la simulación con la observada en campo.

De los resultados obtenidos en la calibración, se estimó el valor de rugosidad de Manning, concentración máxima y valores de los parámetros α_1 , β_1 , α_2 y β_2 . Y se encontró 2 combinaciones de parámetros que arrojan una profundidad de flujo igual a la medida en campo. Los valores aquí empleados para la comparación son: Concentración máxima de 0,40, α_1 de 0,00283 poises, $\beta_1=27$, $\alpha_2=0,0345 \text{ dinas/cm}^2$ y $\beta_2 = 20,1$; este conjunto de valores arrojó un error en la profundidad de flujo de 0%. Estos parámetros fueron empleados para las simulaciones de Tr de 25 años y un coeficiente de rugosidad de 0,035.

Una vez identificados aquellos valores de cada uno de los parámetros que arroja la mejor capacidad para reproducir la profundidad de flujo en la sección QN-10 se procede a realizar las simulaciones de los eventos de flujos hiperconcentrados, obteniendo los resultados que se muestran a continuación.

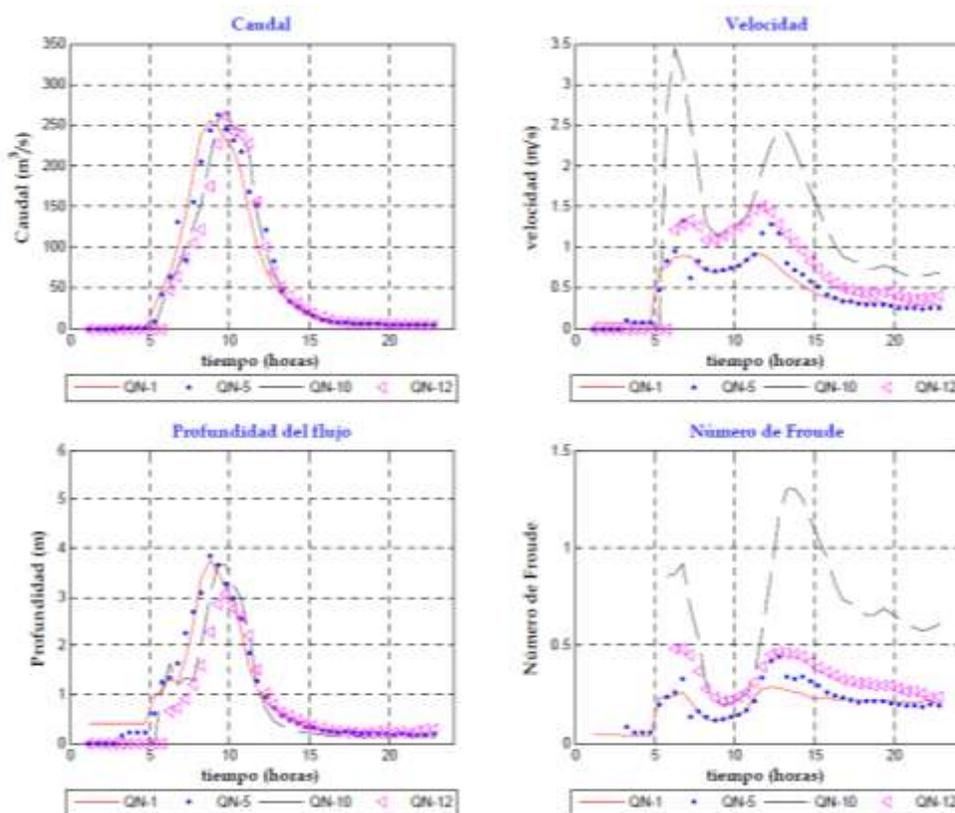


Figura 7.11, Resultados FLO-2D Tr 10 años, variación del caudal, velocidad, profundidad de flujo y número de Froude con respecto al tiempo.

En las figura anteriores se muestran los resultados de la simulación hidráulica realizada en FLO-2D para los caudales de 10 de periodo de retorno, estos resultados fueron obtenidos por Balanta (2007) en su investigación. Se muestran los resultados de velocidad de flujo, caudal de flujo y profundidad de flujo y su variación respecto al tiempo para algunas secciones transversales.

De los resultados de la simulación se muestra que, para casi todo el canal, durante el tiempo de simulación, el régimen de flujo es subcrítico, contrario a lo que se espera de un flujo hiperconcentrado, la condición de régimen rápido se da únicamente en las secciones QN-6 y QN-10, zonas donde se presentan valores de Froude superiores a la unidad, para esta última el valor fue de 0,3, mientras que para las otras secciones el valor fue inferior a 0,6.

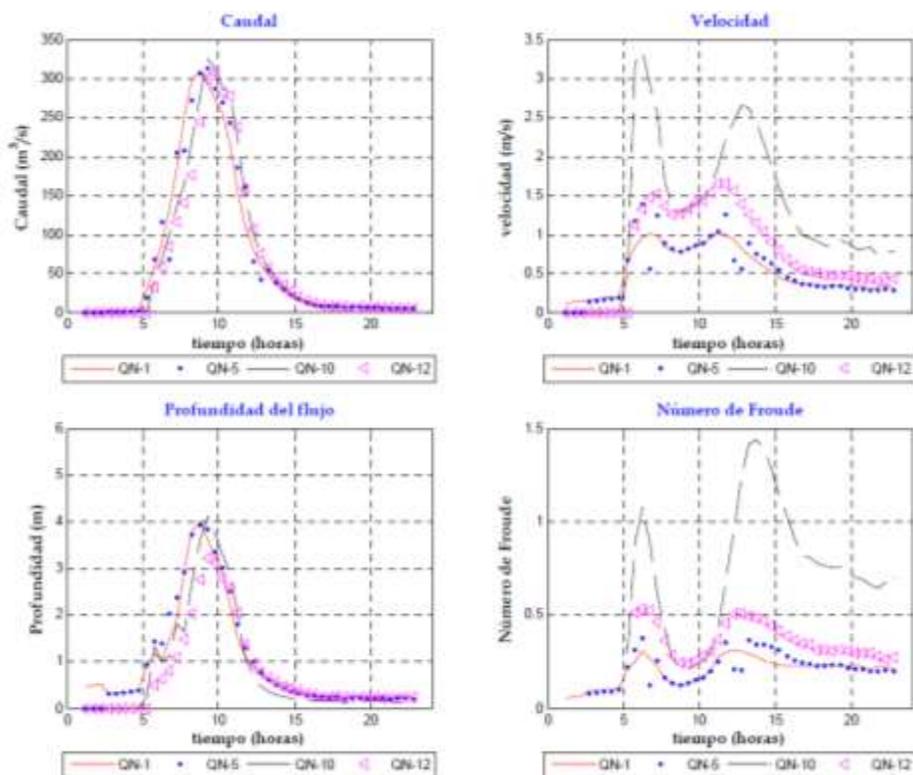


Figura 7.12. Resultados FLO-2D Tr 25 años, variación del caudal, velocidad, profundidad de flujo y número de Froude con respecto al tiempo

A pesar de que el flujo se caracteriza por tener un régimen de flujo lento, las velocidades alcanzadas por la mezcla agua-sedimento no dejan de ser importantes, donde el menor valor de velocidad reportado fue de 1.0 m/s y el máximo (para la sección 10) fue de 3,3 m/s. Aunque en comparación con los resultados de velocidad obtenidos para la simulación de agua clara, estos valores son muy inferiores; ya que en dichas simulaciones para la sección QN-10, el valor de velocidad obtenida fue de 5,23 m/s (empleando únicamente un valor de caudal de 154 m³/s que corresponde a la porción de la mezcla, únicamente). La velocidad máxima encontrada fue de 8,25 m/s registrada en la sección QN-06, mientras que para las otras secciones se obtuvieron valores entre 0,84 a 3,5 m/s. La máxima profundidad de flujo se presentó en la sección QN-07 con un valor de 5 m. en las otras secciones transversales las profundidades varían entre entre 3 y 4,8 m.

En las figura anteriores se muestran los resultados de la simulación hidráulica realizada en FLO-2D para los caudales de 25 años de periodo de retorno, estos resultados fueron obtenidos por Balanta (2007) en su investigación. Se muestran los resultados de velocidad de flujo, caudal de flujo y profundidad de flujo y su variación respecto al tiempo para algunas secciones transversales.

El caudal líquido tiende a presentar los mismos valores a lo largo del cauce, siendo el momento de ocurrencia la único cambio que se presenta entre sección y sección, aunque este valor no cambia significativamente de una sección a otra. El valor de caudal máximo, obtenido de las simulaciones fueron de 257 m³/s presentándose aproximadamente a las 1,05 horas para 10 años y de 311 m³/s para el de 25 años.

Con base a los resultados obtenidos y la integración de la curva de variación de caudal sólido en función del tiempo, se determinó que el volumen de material sólido que ingresa a la sección QN-01 es de aproximadamente 5,5 millones de m³ de material, de los cuales atraviesan la sección QN-12 un total de 5,20 millones de m³ de material, estos valores son un indicativo de que el modelo es estable, por presentarse el principio de conservación de masa. El número de Froude a lo largo del cauce presenta valores máximos entre 0,2 y 1,45, siendo valores superiores a 1 en las secciones QN-06 y QN-10, AL igual que para las simulaciones anteriores, para las demás secciones, el flujo tiene un régimen subcrítico.

En la sección QN-1 se presenta una velocidad máxima de 1.0 m/s, valor menor que en las secciones localizadas en la parte baja del tramo estudiado, siendo las velocidades máximas en las secciones QN-10, QN-11 y QN-12 de 3.36, 1.59 y 1.6 m/s respectivamente. De igual forma, para estas secciones, las profundidades máximas fueron de 4.10, 4.20 y 3.20 m respectivamente. La profundidad máxima en el canal fue de 5.3 m, y se presentó en la sección transversal QN-7. El tiempo de viaje de la onda de creciente para esta simulación, fue de 1.15 horas, valor un poco mayor al del escenario anterior.

7.2.2 Calibración y simulación empleando criterios de engrosamiento en HEC-RAS

Una vez calibrado y simulado el flujo hiperconcentrado en FLO-2D se procede a simular este fenómeno mediante la aplicación de los criterios de engrosamiento. En el presente trabajo se aplicaron 3 criterios de engrosamiento del flujo, se calibro cada modelo y se realizó una simulación con el mismo empleando caudales con periodos de retorno de 25 años.

La información de entrada y las condiciones de control son las mismas que para las simulaciones hidráulicas, las simulaciones se realizaron bajo la suposición de flujo permanente, empleando los valores máximos de caudal para los periodos de retorno de 10 y 25 años.

De igual manera se aplicaron los criterios de engrosamiento del flujo es la Q. La Negra, a diferencia del río Combeima, para esta quebrada solo se tenía información de la altura de la lámina de agua de un flujo hiperconcentrado en la sección QN-10. Motivo por el cual esta sección se empleó para la calibración de

los criterios. El parámetro a calibrar en los 3 criterios corresponde a la concentración volumétrica de sedimentos del flujo. Sin embargo, para el método de García Nájera se empleó un factor de mayoración, cuyo propósito es, simplemente, afectar la capacidad de las tasas de transporte de sólidos estimadas a partir del método de transporte de sedimentos de Einstein, este factor de ponderación tiene un valor superior a la unidad y representa el número de veces que se incrementa la tasa de transporte sólido ante un flujo hiperconcentrado.

Del proceso de calibración se encontró que la concentración volumétrica de sólidos para los criterios de engrosamiento de O'Brien y Takahashi es de 88%. Resultado mucho mayor a lo obtenido de la calibración del modelo hidráulico FLO-2D. Mientras que, de la ecuación de transporte y arrastre se encontró que el Cv capaz de reproducir la altura de la lámina de agua en la sección QN-10 es 36%, un valor muy similar al obtenido con FLO-2D. En la siguiente tabla se resumen algunos de los resultados obtenidos del proceso de calibración.

Tabla 7.9. Cuadro de resultados de la calibración de la ecuación de transporte con arrastre para la quebrada La Negra

<i>n</i>	<i>Ql</i>	<i>Qs</i>	<i>FM</i>	<i>Qt</i>	<i>CV</i>	<i>us</i>	<i>h</i>	<i>hs</i>	<i>va</i>	<i>Css</i>	<i>v</i>	<i>Y'</i>	<i>Fr</i>
	m3/s	m3/s		m3/s	(%)	(m/s)	(m)	(m)	(m/s)	(%)	(m/s)	(m)	
0,023	154	16,5	3	203,5	24,32	3,62	1,58	1,87	3,10	2,00	4,05	3,18	0,73
0,023	154	16,5	4	220	30,00	3,35	1,58	1,93	2,88	2,00	3,56	3,99	0,57
0,023	154	16,5	5	236,5	34,88	3,16	1,58	1,97	2,71	2,00	3,20	4,84	0,47
0,023	154	16,5	6	253	39,13	3,00	1,58	2,01	2,58	2,00	2,93	5,71	0,39
0,023	154	16,5	5,7	248,05	37,92	3,04	1,58	2,00	2,61	2,00	3,01	5,45	0,41
0,023	154	16,5	5,4	243,1	36,65	3,09	1,58	1,99	2,65	2,00	3,09	5,18	0,43

De la calibración del criterio de la ecuación de transporte con arrastre, es posible obtener un coeficiente de rugosidad para la velocidad de flujo final, empleando la ecuación de Manning, haciendo la salvedad que esta ecuación no aplica para flujos hiperconcentrados. Para el caso de la quebrada La Negra, el coeficiente de rugosidad obtenido fue de 0,126, que es 5,5 veces mayor al empleado en las simulaciones hidráulicas de agua clara. Una vez calibrados los criterios de engrosamiento se procede a simular el evento de referencia.

Tabla 7.10. Resultado de la aplicación de los criterios de engrosamiento de O'Brien y Julien, y Takahashi para la quebrada la Negra, Tr = 10 años

<i>Estación</i>	<i>Q</i> <i>Total</i>	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
-----------------	--------------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------

MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LOS EVENTOS DE REFERENCIA

	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	(-)	(m)	(m)
QN-12	1400,00	494,24	495,13	497,24	0,005690	8,10	188,23	105,90	1,80	1,78	2,47
QN-11	1400,00	500,86	500,86	502,23	0,007481	5,73	277,75	97,07	0,96	2,86	3,97
QN-10	1400,00	506,42	507,47	509,94	0,016116	9,31	189,17	77,93	1,37	2,43	5,14
QN-09	1400,00	509,67	511,02	514,12	0,018609	9,90	159,35	55,73	1,59	2,86	4,67
QN-08	1400,00	511,58	512,88	515,89	0,020038	9,52	160,76	62,82	1,64	2,56	4,19
QN-07	1400,00	516,09	517,20	520,06	0,015021	9,01	163,56	47,37	1,41	3,45	5,18
QN-06	1400,00	519,74	520,74	523,35	0,019283	8,41	166,37	55,49	1,55	3,00	5,42
QN-05	1400,00	527,28	528,62	531,37	0,019346	9,21	165,47	67,47	1,59	2,45	4,33
QN-04	1400,00	533,68	534,67	536,82	0,016311	7,88	183,02	81,77	1,44	2,24	4,77
QN-03	1400,00	538,03	538,92	541,23	0,017925	7,93	177,21	63,43	1,50	2,79	3,63
QN-02	1400,00	540,28	541,81	545,62	0,041378	10,29	137,88	64,11	2,20	2,15	3,35
QN-01	1400,00	542,40	546,90	760,26	5,559703	65,39	21,41	23,61	21,92	0,91	1,53

Tabla 7.11. Resumen de cálculos criterios de Engrosamiento O'Brien y Julien, y Takahashi para la quebrada la Negra, Tr = 25 años.

Estación	Q	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
	Total (m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)
QN-12	1541	494,35	495,3	497,54	0,005624	8,35	200,61	105,9	1,81	1,89	2,47
QN-11	1541	501,05	501,05	502,51	0,007438	5,9	295,54	97,07	0,97	3,04	3,97
QN-10	1541	506,57	507,69	510,29	0,016493	9,62	201,06	77,93	1,39	2,58	5,14
QN-09	1541	509,87	511,29	514,57	0,018523	10,21	170,47	55,97	1,6	3,05	4,67
QN-08	1541	511,75	513,12	516,34	0,020341	9,87	171,18	63,28	1,66	2,71	4,19
QN-07	1541	516,33	517,51	520,55	0,015044	9,31	174,93	48,11	1,42	3,64	5,18
QN-06	1541	519,92	521,02	523,82	0,019472	8,75	176,15	55,57	1,57	3,17	5,42
QN-05	1541	527,47	528,93	531,76	0,019169	9,48	178,6	69,99	1,59	2,55	4,33
QN-04	1541	533,85	534,88	537,18	0,016322	8,14	198,11	88,08	1,45	2,25	4,76
QN-03	1541	538,19	539,16	541,66	0,018171	8,27	187,26	63,54	1,53	2,95	3,63
QN-02	1541	540,31	542,05	546,6	0,047892	11,16	139,86	64,14	2,37	2,18	3,35
QN-01	1541	542,4	547,21	806,36	6,735978	11,98	21,41	23,61	2,43	0,91	1,53

1: Elevación de la superficie del agua.

2: Elevación de la superficie crítica.

3: Elevación de la línea de energía.

4: Pendiente de la línea de energía.

5: Velocidad de flujo.

6: Área de flujo.

7: Ancho superficial.

8: Número de Froude.

9: Profundidad hidráulica.

10: Profundidad de flujo

A continuación se muestran los resultados de la aplicación de la ecuación de transporte con arrastre para la estimación de las alturas y velocidades de flujo de flujos torrenciales. Como punto de partida se debe contar con los resultados de cálculo en agua clara

COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE ENGROSAMIENTO DEL FLUJO PARA LA SIMULACIÓN DE AVALANCHAS EN CASOS COLOMBIANOS DE ESTUDIO.

Tabla 7.12. Resultados de la aplicación del criterio de Engrosamiento transporte con arrastre para la quebrada la Negra, Tr = 10 años.

<i>Estación</i>	<i>Ql</i>	<i>Qs</i>	<i>FM</i>	<i>Qt</i>	<i>CV</i>	<i>us</i>	<i>h</i>	<i>hs</i>	<i>va</i>	<i>Css</i>	<i>v</i>	<i>Y'</i>	<i>Fr</i>
	m3/s	m3/s		m3/s	(%)	(m/s)	(m)	(m)	(m/s)	(%)	(m/s)	(m)	
<i>QN-12</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.90	0.82	1.03	2.08	2.00	2.81	1.76	0.68
<i>QN-11</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.42	1.29	1.62	2.00	2.00	2.55	2.72	0.49
<i>QN-10</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	3.09	1.58	1.99	2.65	2.00	3.09	5.18	0.43
<i>QN-9</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.71	1.79	2.25	2.28	2.00	2.55	3.83	0.42
<i>QN-8</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.68	1.34	1.68	2.25	2.00	2.55	3.09	0.46
<i>QN-7</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.71	1.57	1.97	2.28	2.00	2.80	3.30	0.49
<i>QN-6</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.73	1.92	2.41	2.31	2.00	2.78	3.72	0.46
<i>QN-5</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.68	0.95	1.19	2.26	2.00	2.58	2.34	0.54
<i>QN-4</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.71	1.61	2.02	2.28	2.00	2.71	3.29	0.48
<i>QN-3</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.04	1.47	1.85	1.63	2.00	2.28	2.64	0.45
<i>QN-2</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	2.33	1.66	2.09	1.92	2.00	2.43	3.07	0.44
<i>QN-1</i>	154	16.5	5.4	243.1	36.65	4.25	1.53	1.92	3.84	2.00	3.02	3.70	0.50

Tabla 7.13. Resultados de la aplicación del criterio de Engrosamiento transporte con arrastre para la quebrada la Negra, Tr = 25 años.

<i>Estación</i>	<i>Ql</i>	<i>Qs</i>	<i>FM</i>	<i>Qt</i>	<i>CV</i>	<i>us</i>	<i>h</i>	<i>hs</i>	<i>va</i>	<i>Css</i>	<i>v</i>	<i>Y'</i>	<i>Fr</i>
	m3/s	m3/s		m3/s	(%)	(m/s)	(m)	(m)	(m/s)	(%)	(m/s)	(m)	
<i>QN-12</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	3.16	0.89	1.11	2.30	3.00	2.59	2.08	0.57
<i>QN-11</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	2.59	1.43	1.78	2.15	3.00	2.78	2.93	0.52
<i>QN-10</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	3.32	1.78	2.22	2.86	3.00	3.36	3.97	0.54
<i>QN-9</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	2.97	1.94	2.42	2.52	3.00	3.06	3.84	0.50
<i>QN-8</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	2.91	1.48	1.85	2.47	3.00	2.96	3.19	0.53
<i>QN-7</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	2.94	1.72	2.15	2.49	3.00	3.04	3.56	0.51
<i>QN-6</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	2.89	2.11	2.63	2.45	3.00	2.93	3.94	0.47
<i>QN-5</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	2.91	1.73	2.16	2.48	3.00	2.80	3.40	0.49
<i>QN-4</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	2.94	1.75	2.18	2.50	3.00	2.94	3.52	0.50
<i>QN-3</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	2.23	1.56	1.95	1.81	3.00	2.45	2.78	0.47
<i>QN-2</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	2.55	1.76	2.20	2.13	3.00	2.63	3.23	0.47
<i>QN-1</i>	185	17.87	5.8	288.65	35.91	4.23	1.73	2.16	3.80	3.00	3.16	3.92	0.51

7.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS.

A continuación se presenta el análisis de los resultados obtenidos luego de efectuar las simulaciones hidráulicas calibradas para reproducir los eventos de referencia, contrastando los resultados de la simulación en FLO-2D con los obtenidos de la aplicación de los criterios de engrosamiento. Las variables comparativas utilizadas para el contraste son las concentraciones volumétricas de sedimentos, Caudales totales y velocidades de flujo.

Tabla 7.14. Resultados de la calibración de los parámetros del modelo hidráulico FLO-2D y de los criterios de engrosamiento de flujos hiperconcentrados.

MODELO	PARÁMETRO	RÍO COMBEIMA	Q. LA NEGRA
FLO-2D	α_1 (poises)	0,0648	0,00283
	α_2 (dinas/cm ²)	0,0765	0,0345
	β_1 (-)	16,9	27
	β_2 (-)	6,2	21,1
	Cv (%)	40	40
	η (Manning)	0,048	0,035
O'Brien - Juliem y Takahashi	Cv (%)	73	88
	η (Manning)	0,03	0,023
	BF	3,07	9,1
García Nájera	Cv (%)	36,6	36,6
	η (Manning)	0,03	0,023
	BF	5,2	5,4

En Tabla 7.14 se muestran los resultados de la calibración del modelo FLO-2D y de los criterios de engrosamiento utilizados para el presente estudio aplicados a dos eventos de referencia. Existe una notoria diferencia entre las concentraciones volumétricas de sedimentos obtenidas como resultado de la calibración de los métodos de O'Brien y el de Takahashi, respecto a la obtenida en FLO-2D y la de obtenida para la ecuación de transporte con arrastre de García Nájera.

De la tabla anterior y para el caso del río Combeima, los métodos de O'Brien y el de Takahashi arrojaron una concentración de 73%, lo que clasifica al flujo como un deslizamiento, tomando como referencia el criterio definido por los mismos autores (ver tabla 4-2); mientras que las concentraciones de 40%, obtenida con el FLO-2D, y 36%, con la ecuación de transporte con arrastre, clasifica al evento de referencia como un flujo de lodos (según O'Brien y Julien, 1985), y como un flujo de escombros (según Takahashi (1981)).

Análogamente, en el caso de la quebrada La Negra, los métodos de O'Brien y el de Takahashi arrojaron una concentración de 88%, lo que según estos autores, corresponde a un deslizamiento; mientras que una concentración del 40% obtenida con el FLO-2D y 36% con la ecuación de transporte con arrastre, clasifica al evento ocurrido en esta quebrada, como un flujo de lodos, según el criterio de O'Brien y Julien (1985), y como un flujo de escombros según Takahashi (1981).

La diferencia entre las clasificaciones de tipo de flujo obtenidas con cada método, juega un papel fundamental al momento de realizar las simulaciones, debido a que no es lo mismo simular un deslizamiento o un flujo de lodos. Esto sugiere una limitación de los criterios de engrosamiento de O'Brien y Takahashi, pues los resultados de su aplicación difieren con la clasificación que se le asignó al flujo en función de la concentración obtenida con el FLO-2D, por lo tanto, según los resultados obtenidos, estos métodos no son capaces de reproducir, en cuanto a concentración volumétrica se refiere, las condiciones reales de los eventos ocurridos. Respecto al método de Nájera, éste mostró mayores similitudes a los resultados arrojados por el FLO-2D, inclusive, en lo que refiere a la clasificación de los eventos.

Por otra parte, tomando como criterio de comparación el caudal total de flujo (agua más sedimento) obtenido con cada metodología, se encontró, que el valor cuantificado para el modelo FLO-2D que reprodujo las condiciones del evento de referencia del río Combeima en la sección de control (Bocatoma acueducto Ibagué) fue de 91,7 m³/s (empleando el caudal líquido de 55 m³/s y una concentración volumétrica de sedimentos de 0,4), mientras que con la aplicación del método de García Nájera esta variable fue de 94 m³/s, y para los métodos de O'Brien y Takahashi fue de 214 m³/s. Estos caudales sugieren que el método de Nájera arrojó el resultado con mayor similitud al del modelo FLO-2D; mientras que el de O'Brien y el de Takahashi, difieren significativamente, requiriendo de un mayor caudal total para reproducir las mismas profundidades de flujo del evento de referencia. Esta misma situación se presenta en el caso de la quebrada La Negra.

Estas diferencias entre caudales totales y concentraciones volumétricas indica, que para simular un flujo hiperconcentrado como si fuera un flujo de agua clara empleando los métodos de O'Brien y Takahashi, bajo las suposiciones aquí empleadas, y las mismas rugosidades obtenidas de las en las calibraciones de agua clara, es necesario aumentar el caudal líquido en mayor proporción de lo requerido por el modelo FLO-2D y el método de Nájera.

Al comparar las concentraciones volumétricas de sedimentos obtenidas en la calibración de los modelos utilizados, se encuentra, que la principal diferencia entre los métodos de O'Brien y Takahashi respecto al de la ecuación de transporte con arrastre, se debe a que este último, considera que la simple presencia de sedimentos en la mezcla produce una afectación tanto en la velocidad como en la profundidad de flujo de la misma, en donde la velocidad de flujo del evento es inversamente proporcional a la concentración de sedimentos, es decir, considera un fluido monofásico, mientras que los dos primeros consideran un fluido bifásico, estableciendo una relación directamente proporcional entre la velocidad de flujo y la cantidad de sedimentos presentes en la mezcla.

Analizando los valores de coeficiente de rugosidad empleados para las simulaciones hidráulicas de los eventos de referencia, aplicando los criterios de engrosamiento ($n= 0,03$ para el río Combeima y $n= 0,023$ para la quebrada la Negra) se encontró que estos valores son inferiores a los obtenidos de la calibración del modelo FLO-2D ($n= 0,048$ para el Combeima y $n= 0,040$ para la q. La Negra). Esta diferencia puede ser atribuida a que, para la aplicación de los criterios de engrosamiento, la rugosidad del cauce debería involucrar los esfuerzos internos que se producen en una mezcla de agua y sedimento una vez esta fluye, los cuales que no tienen lugar en flujos de agua, esfuerzos que si son considerados por el modelo reológico cuadrático empleado por el FLO-2D.

Del mismo modo, de la aplicación de la ecuación de transporte con arrastre de Nájera, es posible obtener un coeficiente de rugosidad del cauce, que junto con las condiciones de caudales dadas, es capaz de reproducir las velocidades y profundidades de flujo registradas en los eventos de referencia en las secciones de control. Estas rugosidades fueron de $n= 0,109$ y de $n= 0,126$ para el Combeima y para la q. La Negra respectivamente; situación que ratifica la importancia de considerar un incremento en la rugosidad del cauce para simular un flujo hiperconcentrado como un flujo de agua clara.

Considerando la velocidad como variable comparativa, en términos generales para los dos cauces, las velocidades de flujo obtenidas de la aplicación de los criterios de engrosamiento de O'Brien y Takahashi, son superiores a los obtenidos con FLO-2D y el método de García Nájera, esto se atribuye principalmente a dos aspectos: i) no se modificó la rugosidad del cauce por efecto de los sedimentos en la mezcla, y ii) a las altas concentraciones volumétricas de sedimentos obtenidas en la calibración. Adicionalmente es posible advertir, que el método de García Nájera arroja velocidades de flujo cuyo orden de magnitud es similar a las obtenidas en el FLO-2D.

8 CONCLUSIONES

Del análisis de resultados de la aplicación de los criterios de engrosamiento propuestos por O'Brien – Julien, Takahashi y por García Nájera aplicados a dos eventos de referencia correspondientes al Río Combeima en el departamento del Tolima y a la Q. La Negra en el departamento de Cundinamarca, teniendo como referencia lo simulado por un modelo hidráulico diseñado para simular flujos hiperconcentrados como lo es el modelo FLO-2D se han obtenido las conclusiones que a continuación se indican

De la caracterización de los cauces del río Combeima y de la quebrada la Negra, así como de sus respectivas cuencas de drenaje, se confirma que ambos cursos de agua son clasificados como torrenciales; no solo por sus pendientes longitudinales, sino por la composición granulométrica de sus lechos y las características geométricas de sus secciones transversales; adicionalmente, las respuestas hidrológicas de sus cuencas ante eventos extremos de precipitación, producen hidrógrafas de corta duración y de grandes caudales máximos; características típicas de cauces torrenciales.

Dado que el análisis realizado por el SGC y Balanta con FLO-2D para la simulación de avalanchas en el río Combeima y en la q. La Negra respectivamente, representa adecuadamente los eventos como se presentaron, se encontró que de la aplicación de los criterios de engrosamiento de O'Brien y Takahashi, las concentraciones volumétricas de sedimentos resultaron mayores (aproximadamente el doble) a las obtenidas con FLO-2D en ambos casos; mientras que del criterio de Nájera las concentraciones volumétricas obtenidas fueron similares.

Dado que el propósito de ambos modelos de engrosamiento consiste en la determinación de un factor que multiplicado por el caudal líquido, reproduzca una profundidad de flujo igual a la de los eventos de referencia, se encontró que, para los criterios de engrosamiento de O'Brien y Takahashi, el factor de engrosamiento es igual para ambos métodos, lo cual es lógico, porque ambos métodos se enfocan en cuantificar el valor del caudal líquido capaz de reproducir las profundidades de flujo registradas en los eventos. La diferencia entre ambos métodos estriba, en que la definición de ese factor, para el caso de Takahashi se basa en las características del lecho como fuente principal de los materiales que se transportan en el evento, mientras que en el enfoque de O'Brien, se considera únicamente el material transportado en suspensión; lo que permite deducir que el primero de los métodos parecería más adecuado para flujos de escombros mientras que el segundo para avenidas y flujos de lodos.

De acuerdo con los resultados de las simulaciones de los eventos de referencia aplicando los criterios de engrosamiento de O'Brien y de Takahashi, el evento

ocurrido en ambos cauces corresponde a un deslizamiento, mientras que para el método de Nájera y el FLO-2D es un flujo de lodos. La diferencia entre las clasificaciones de tipo de flujo obtenidas con cada método, juega un papel fundamental al momento de realizar las simulaciones, debido a que no es lo mismo simular un deslizamiento o un flujo de lodos. Esto sugiere una limitación de los criterios de engrosamiento de O'Brien y Takahashi, pues los resultados de su aplicación difieren con la clasificación que se le asignó al flujo en función de la concentración obtenida con el FLO-2D, por lo tanto, según los resultados obtenidos, estos métodos no son capaces de reproducir, en cuanto a concentración volumétrica se refiere, las condiciones reales de los eventos ocurridos. Respecto al método de Nájera, éste mostró mayores similitudes a los resultados arrojados por el FLO-2D, inclusive, en lo que refiere a la clasificación de los eventos.

La diferencia entre las clasificaciones de tipo de flujo obtenidas con cada método, juega un papel fundamental al momento de realizar las simulaciones, debido a que no es lo mismo simular un deslizamiento o un flujo de lodos. Esto sugiere una limitación de los criterios de engrosamiento de O'Brien y Takahashi, pues los resultados de su aplicación difieren con la clasificación que se le asignó al flujo en función de la concentración obtenida con el FLO-2D, por lo tanto, según los resultados obtenidos, estos métodos no son capaces de reproducir, en cuanto a concentración volumétrica se refiere, las condiciones reales de los eventos ocurridos. Respecto al método de Nájera, éste mostró mayores similitudes a los resultados arrojados por el FLO-2D, inclusive, en lo que refiere a la clasificación de los eventos.

De la calibración del criterio de engrosamiento del flujo de Nájera se obtuvo un valor de concentración volumétrica de sedimentos de 36% para el río Combeima y para la quebrada la Negra, además se encontró que es necesario afectar las tasas de transporte de sedimentos, estimados con el método de Einstein de 1950, una cantidad de 5,2 veces para el río y de 5,4 veces para la quebrada, esto se debe a que el método de Einstein está pensado para cuantificar las tasas de transporte sólido en flujos de bajas concentraciones (normales) como en el caso de avenidas ordinarias. Lo que quiere decir que, al aplicar el método de transporte de sedimentos de Einstein se estimaron las tasas de transporte de sedimentos de 200.000 ton/día para un caudal de 55 m³/s para el río Combeima, lo cual corresponde a una concentración volumétrica de 10% en volumen, para un flujo hiperconcentrado el caudal sólido transportado, según el método de Nájera, es 1,04 Millones de toneladas/día; por otro lado, para la quebrada la Negra, hablando de un caudal líquido de 154 m³/s el transporte sólido estimado corresponde a 539.615 ton/día, una concentración volumétrica de 9,7%, mientras que para el flujo hiperconcentrado es de 2,91 millones de ton/día para un flujo hiperconcentrado; estos valores, comparativamente entre sí, parecen razonables.

Luego de realizar la calibración de los modelos hidráulicos, tanto para agua clara (modelado en Hec – Ras) como para la mezcla agua – sedimento (modelado en Flo-2D) se encontró que la rugosidad para el río Combeima, en flujo de agua clara es de 0,032, al momento de simular el evento de calibración del flujo hiperconcentrado, la rugosidad, considerada como un parámetro a calibrar, fue de 0,048, un valor mayor a las empleadas en las simulaciones hidráulicas de agua clara; de igual manera ocurrió para la q. la Negra, en la cual se encontró una rugosidad de 0,025 para el cauce, en flujo de agua clara, mientras que para la avalancha el valor de rugosidad calibrado fue de 0,035. De la aplicación de la ec. de transporte con arrastre es posible obtener un coeficiente de rugosidad del flujo, a partir de la velocidad del flujo y de las características geométricas de la sección, para ambos cauces, la rugosidad, si se emplease la ecuación de Manning para simular el flujo, deberían tener valores de 0,109 y 0,126 para el río y para la quebrada respectivamente. Eso permite concluir que, cuando se pretende simular un flujo hiperconcentrado, debe esperarse que las rugosidades del flujo sean superiores a cuando se habla de un flujo de agua clara, y debe ser un parámetro sujeto a calibración.

Como parte de los objetivos de este trabajo, se realizó la comparación de los resultados de las simulaciones realizadas con los criterios de engrosamiento y el modelo FLO-2D aplicados en ambos cauces, analizando únicamente el flujo sobre el canal principal sin considerar las planicies de inundación. Se realizó la comparación entre 3 variables hidráulicas obtenidas de los resultados de las simulaciones, como son la profundidad, la velocidad y el número de Froude del flujo.

De la comparación de las velocidades de flujo obtenidas como resultados de la aplicación del FLO-2D y de los criterios de engrosamiento se encontró que, en términos de la velocidad de flujo, el método de la ecuación de transporte con arrastre arrojó velocidades similares a las obtenidas con el modelo FLO-2D, estimando una diferencia entre éstas de 16% para el río Combeima y de 45% para la quebrada, mientras que los métodos de O'Brien-Julien y Takahashi arrojaron diferencias en la estimación de la velocidad de flujo de 69% para el río y 80% para la quebrada.

Los resultados obtenidos de la aplicación de criterios de engrosamiento, tanto el de O'Brien como el de Takahashi y el de Nájera, se encontró que las profundidades de flujo obtenidas son similares a las obtenidas con FLO-2D; lo cual indica que es posible reproducir las profundidades de un flujo hiperconcentrado simulándolo mediante la suposición de un flujo de agua clara y la aplicación de los criterios de engrosamiento del flujo.

En cuanto a las simulaciones hidráulicas con FLO-2D, los resultados arrojaron que en la mayoría de las secciones transversales de los dos cauces analizados, se presentaba un régimen de flujo subcrítico, ocurriendo flujo supercrítico solo en

pequeños tramos de los mismos. Se considera que la condición de régimen de flujo subcrítico es lógica si se tiene en cuenta que en los fenómenos que se simularon se presentan grandes profundidades de flujo, en donde, tienen lugar esfuerzos cortantes adicionales a los que suelen ocurrir en flujos de agua clara, los cuales ejercen una mayor resistencia al flujo, produciendo un efecto en las profundidades y en las velocidades de flujo, y por ende, en los valores de Número de Froude.

Empleando como variable de comparación el número de Froude obtenido de las simulaciones en FLO-2D, se encontró que los criterios de O'Brien y Takahashi, en ambos cauces, los números de Froude mostraron un régimen de flujo supercrítico, lo cual resulta lógico pues de la aplicación de estos métodos se obtiene un factor de engrosamiento que afectará el caudal de flujo en el cauce, y con el aumento del caudal, se produce un aumento en la velocidad y en la profundidad.

Por otro lado, de la aplicación de la Ec. De Nájera, se obtuvo números de Froude menores a 1, similares a los obtenidos en FLO-2D, indicando una condición de régimen subcrítico, este criterio considera, dentro de sus suposiciones, que la presencia de sedimentos, ya sea transportados por suspensión o por arrastre, producen un efecto en el flujo, haciéndolo más lento a lo que sería si se tratara de un flujo de agua clara, es decir, y como lo describe Nájera, los sedimentos en un flujo de agua, producen, no solo un aumento en la profundidad de flujo, sino que también una disminución en la velocidad, lo cual hace que los números de Froude disminuyan, y sean menores a los obtenidos en las simulaciones de agua clara.

Los resultados obtenidos, permite concluir que, si se pretende aplicar un criterio de engrosamiento para simular flujos hiperconcentrados en Hec – Ras, no solo es suficiente estimar el aumento del caudal de flujo por la presencia de sedimentos en la mezcla, sino que, además debe afectarse la rugosidad del cauce por una rugosidad que represente tanto los efectos de los sedimentos, de las formas del lecho y los esfuerzos cortantes que tienen lugar en el interior de la mezcla por la presencia de sólidos. Es importante tener presente, que aunque el modelo FLO-2D emplea el criterio de O'Brien y Julien para la obtención del caudal total de la mezcla, este modelo acompaña tal criterio con un modelo reológico (el modelo reológico cuadrático de O'Brien-Julien).

Finalmente, del desarrollo del presente trabajo se puede concluir que el criterio de engrosamiento de Nájera, para la simulación de flujos hiperconcentrados, es el criterio que arrojó los mejores resultados, al compararlos con los resultados del FLO-2D, ya que, este método, tuvo la capacidad de reproducir, con un menor grado de error que el arrojado por los otros métodos, la velocidad de flujo, la profundidad de flujo y el número de Froude.

9 REFERENCIAS

- Ashida, K. (1972). Study on hydraulic resistance and bed-load transport rate in alluvial streams. *Journal of Civil Engineering, Jpn Soc Civil Engineers*, 206, 59-69.
- Bagnold, R. A. (1954). **"Experiments on a Gravity-Free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under Shear."**. *The Royal Society*, 225, 49-63.
- Balanta, M. R. (2007). **"MODELACIÓN MATEMÁTICA DE AVALANCHAS, Y VERIFICACIÓN EN EL CASO DE LA QUEBRADA LA NEGRA EN ÚTICA – CUNDINAMARCA"**. (Maestría), Universidad Nacional De Colombia - Sede Bogotá, Bogotá D.C.
- Beverage, J. P., & Culbertson, J. K. (1964). **"Hyperconcentrations of suspended sediment"** *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 117–128.
- Brea, J. D., Busquets, M. S., & Spalletti, P. D. (1999). **GENERACIÓN Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN LA CUENCA BINACIONAL DEL RÍO BERMEJO. IMPACTO EN LA HIDROVÍA. DELTA DEL PANAMÁ Y RÍO DE LA PLATA.** (Vol. 1). BUENOS AIRES.
- Brea, J. D., Spalletti, L., Hopwood, H. J., & Spalletti, P. (2005). **"Conceptos y Aplicaciones sobre flujos densos en la hidráulica de ríos"**. *Ingeniería del Agua*, 12, 1-12.
- Costa, E. J. (1984). **"Physical Geomorphology of Debris Flows"**. Springer, Berlin, 268– 317.
- Coussot, P., & Piau, J. M. (1994). **"On the behavior of fine mud suspensions"**. *Rheologica Acta*, 33(3), 175-184. doi: 10.1007/BF00437302
- Córdoba, J. R., & González, M. S. (2003). **"Estimación de los volúmenes y caudales máximos que produjeron los aludes torrenciales ocurridos en Diciembre de 1999 en cuencas del litoral central del estado de Vargas. Venezuela"**. *Acta científica Venezolana*, 54(001-5504), 33-48.
- García, M. (2006). ASCE Manual of Practice 110 — Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling and Practice *World Environmental and Water Resource Congress 2006* (pp. 889-914). Omaha, Nebraska, United States: American Society of Civil Engineers.
- Hutchinson, J. N. (1988). **"Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology"**. Paper presented at the *Proceedings, Fifth International Symposium on Landslide*.
- Hürlimann, M., Rickenmann, D., Medina, V., & Bateman, A. (2008). *Evaluation of approaches to calculate debris-flow parameters for hazard assessment* *Engineering Geology*, 102, 152–163.
- INGEOMINAS, I. C. d. G. y. M. (2008). ZONIFICACIÓN DE AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA TIPO FLUJO EN LA CUENCA DEL RÍO COMBEIMA - IBAGUÉ - TOLIMA. In A. I. Alvarado (Ed.), *Prevención de desastres glacio-volcánicos e hidro-meteorológicos en las cuencas de los ríos Combeima y Páez, Cordillera Central, Colombia*. Bogotá, Colombia.
- Iverson, R. M. (1997). **"THE PHYSICS OF DEBRIS FLOWS"**. *American Geophysical Union Reviews of Geophysics*, 35, 245-296.
- Julian, P. Y., & León, S. C. (2000). **"Mud floods, Mudflows, Debrisflows: Classification, Rheology and Structural Design"**.
- Julien, P., & Lan, Y. (1991). **"Rheology of Hyperconcentrations"**. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117 (3), 346-353.
- LÓPEZ S, J. L. (2005). estrategias de mitigación y control de inundaciones y aludes torrenciales en el Estado Vargas y en el Valle de Caracas: situación actual y perspectivas futuras. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*, 20, 61-73.
- Martín Vide, J. P. (2006). Encauzamientos: Cálculo. In Omega (Ed.), *Ingeniería de ríos* (pp. 179-180). Barcelona: Edicons UPC.
- MEUNIER, M. (1992). "Expose sur l'hydraulique torrentielle". *Groupe de travail sur les bassins versants de montagne, FAO*, 26.
- Mintegui, A. J. (1993). **"HÓMENAJE AL DR. J.M. GARCIA NÁJERA"**. Paper presented at the, Congreso Forestal Español, Ponencias y comunicaciones Lourizán.
- NRC. (1982). **"Selecting a Methodology for Delineating Mudslide Hazard Areas for the National Flood Insurance Program"** Washington DC.
-

-
- O'Brien, J. S. M. A., & Julien, P. Y. M. A. (1997). **"On the importance of Mudflow Routing"**. *Debris Flow Hazard Mitigation, 1st ASCE*.(Debris-flow hazards mitigation: mechanics, prediction, and assessment International conference), 677-686.
- O'Brien, J. D. (2006). **"FLO-2D user's manual"**. FLO Engineering, Nutrioso, 2006.
- O'Brien, J. S., & Julien, P. Y. (1985). **"Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediments flows."** *Proc. Of the Specialty Conference an Delineation of Landslides, Flash Flood and Debris Flow Hazard in Utah*,, 260-279.
- Pierson, T. (2005). Hyperconcentrated flow — transitional process between water flow and debris flow *Debris-flow Hazards and Related Phenomena* (pp. 159-202): Springer Berlin Heidelberg.
- Pierson, T. C., & Costa, J. E. (1987). **"A rheologic classification of subaerial sediment-water flows."** *Geological Society of America Reviews in Engineering Geology*, 7, 1-12.
- Rickenmann, D. (1991). **"HYPERCONCENTRATED FLOW AND SEDIMENT TRANSPORT AT STEEP SLOPES"**. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(ISSN 0733-9429/91/0011-1419), 1419-1439.
- Sanchez M., M. (2009). **"MODELACIÓN DE FLUJOS DE DERRUBIOS EMPLEANDO EL MÉTODO SPH. APLICACIÓN A CASOS REALES"**. (TESIS DOCTORAL), UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID, MADRID, ESPAÑA.
- Sendra, P. (2002). **"INVESTIGACIÓN CUANTITATIVA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NO COHESIVOS EN AVENIDAS TORRENCIALES: APLICACIÓN AL CASO DEL ARROYO DEL PARTIDO. HUELVA"**. (Doctorado), Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- Simons, D. B., & Richardson, E. V. (1966). **"Resistance to flow in Alluvial Channels"**. *USGS Water Supply Paper*, 422-J, 66.
- Simons, D. B., Richardson, E. V., & Haushild, W. L. (1963). **"Studies of flow in Alluvial Channels, some Effects of fine Sediment on Flow Phenomena"**. *USGS Water Supply Paper*, 1498-G, 46.
- Varnes, D. J. (1978). **"Slope movement types and processes"**. In R. L. Schuster & R. J. Krizek (Eds.), *Landslides Analysis and Control* (Transportation Research Board ed., pp. 11-33). Washington DC.: National Academic of Sciences.
- Wan, Z. (1985). **"Bed Material movement in Hyperconcentrated flow"**. *Journal of hydraulic Engineering*, 111.
- Wan, Z., & Song, T. (1987). **"Effect of fine particles on vertical concentration distribution and transport rate of coarse particle"**. Paper presented at the *Topics in fluvial Hydraulics: Proceedings of the 22nd Congress*, Laussane, Switzerland.
- Wang, Z., & Larsen, P. (1994). **"Turbulent structure of water and clay suspensions with bed load"**. *Journal of Hydraulics Engineering*, 120.
- Wang, Z., Wang, Z., & Julien, P. r. (1984). **"Hyperconcentrated Flow"**. In P. Julien (Ed.), *Hydraulics Eng.* (Vol. 120, pp. 1234).
- Yang, W., & Zhao, W. (1983). **"An experimental study of the resistance to flow with hyperconcentrations in rough flumes"**. Paper presented at the *Proceedings of the 2nd International Symposium on River sedimentation*, Najing, China.
-