ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA.

CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA

Contratista:

CONSORCIO PUENTES DE CÓRDOBA

Contratante:

Consultor:
JUAN FRANCISCO DURANGO GRISALES
Ingeniero Civil
MSc. Recursos Hídricos

OCTUBRE DE 2022

CONTENIDO

1.1.1 ÍNDICE DE FIGURAS IV
2.1.1 ÍNDICE DE TABLAS VII
1. GENERALIDADES 1
2. ALCANCE 2
3. CÓDIGOS Y NORMATIVIDAD APLICABLE 3
4. OBJETIVOS 4
4.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 4
5. CUENCA QUEBRADA SEVERINERA 4
5.1 CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS 4
5.2 ÁREA DE DRENAJE (A) 5
5.3 PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE 7
5.4 CARACTERIZACIÓN MORFOMÉTRICA 8
5.5 CARACTERIZACIÓN DEL RELIEVE 10
5.6 CARACTERIZACIÓN DE LA RED DE DRENAJE 11
5.7 PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO (Tr) 12
5.8 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C) 13
5.9 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc) 15
6. ANÁLISIS HIDROLÓGICO 17
6.1 PRECIPITACIÓN 17
6.2 VALIDACIÓN ESTADÍSTICA 20
6.2.1 DATOS FALTANTES 20
6.3 ANÁLISIS DE DOBLE MASA 20
6.4 MÓDULO PLUVIOMÉTRICO 23
6.5 PRECIPITACIONES ANUALES 23

6.6 VARIABILIDAD TEMPORAL. 27
6.7 PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL 28
6.8 VARIABILIDAD TEMPORAL 29
6.9 ANÁLISIS DE FRECUENCIA: PRECIPITACIÓN 29
6.9.1 ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE AVENIDAS MÁXIMAS 32
6.9.2 DISTRIBUCIÓN GUMBEL 32
6.9.3 DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD PEARSON TIPO III 34
6.9.4 DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD LOG PEARSON TIPO III 35
6.9.5 DISTRIBUCIÓN NORMAL 37
6.9.6 DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE 3 PARÁMETROS 37
6.10 CRITERIO DE INFORMACIÓN DE AKAIKE 39
7. CAUDALES Y ESCORRENTÍA 42
7.1 ESTIMACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO RACIONAL 42
7.2 INTENSIDAD DE DISEÑO 44
7.3 HIETOGRAMA DE DISEÑO 47
7.4 ESTIMACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS. 49
7.4.1 NUMERO DE CURVA 51
7.4.2 CÁLCULO DE CAUDALES DE APORTE POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS 54
8. CAUDAL DE DISEÑO 56
8.1 COEFICIENTE DE MANNING (n) 57
9. MODELO HIDRÁULICO 64
9.1 DISEÑO HIDRÁULICO DEL PUENTE 64
9.2 NIVEL DE AGUAS MÁXIMO 67
10. CONTROL DE EROSIÓN 79

11. ANÁLISIS DE LAS VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES SEGÚN EL MATERIAL DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA. 80
12. SOCAVACIÓN DEL CAUCE 81
12.1 SOCAVACIÓN GENERAL A LARGO PLAZO 84
12.2 SOCAVACIÓN GENERAL POR CONTRACCIÓN 85
12.3 RESULTADOS DEL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN 86
13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 90
14. REFERENCIAS 92

1.1.1 ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Localización del proyecto, quebrada Severinera. Fuente: SIG (2022). 2
Figura 2: Orden de las corrientes de la red de drenaje de la cuenca de la quebrada Severinera (Colombia) modelada utilizando el SIG. Fuente: Elaboración propia (2022). 7
Figura 3: Mapa de distribución de pendientes de la cuenca hidrográfica de la quebrada Severinera, Colombia. Fuente: Elaboración propia (2022)..... 8
Figura 4: Estimación de Lag Time. Fuente: HEC HMS (2022). 17
Figura 5: Polígonos de Thiessen de estaciones cercanas a la cuenca de la quebrada Severinera. Fuente: Elaborado en SIG (2022). 18
Figura 6: Localización de estaciones climatológicas. Fuente: Catalogo Nacional de estaciones de IDEAM (2022)..... 19
Figura 7: Curva masa de la estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022). 22
Figura 8: Histograma de precipitaciones totales anuales, estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022). 28
Figura 9: Precipitaciones mensuales multianuales, estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022). 28
Figura 10:Ajustes de distribución de probabilidad, estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022). 31
Figura 11: Histograma de frecuencias estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022).} 32
Figura 12: Probabilidad de ajuste tipo Gumbell. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022). 34
Figura 13: Probabilidad de ajuste tipo Pearson Type 3. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022). 35
Figura 14: Probabilidad de ajuste tipo LogPearson Type 3. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022). 36
Figura 15: Probabilidad de ajuste tipo GEV. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022). 38
Figura 16: Probabilidad de ajuste tipo LOG Normal. Fuente: Elaboración en

HyFranPlus (2022). 38
Figura 17: Probabilidad de ajuste tipo Gamma. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022). 39
Figura 18: Comparación grafica de funciones de distribución de probabilidad. Fuente: Elaboración propia (2022). 41
Figura 19: Curvas INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA de la estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022). 47
Figura 20: Hietograma de diseño por bloques alternos Tr 50 Años. Fuente: Elaboración propia (2022). 49
Figura 21: Valores del número de curva para zonas urbanas. 52
Figura 22: Valores del número de curva para zonas urbanas. Fuente: Hidrología e hidráulica Aplicada. Bernardo Díaz. 52
Figura 23: Modelo hidrológico lluvia-escorrentía en HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia (2022). 55
Figura 24: Hidrograma unitario - SCS para Tr 50 años. Fuente: Elaborado en HECHS (2022). 56
Figura 25: Topo-batimetría de la quebrada Severinera. Fuente: Equipo de topografía (2022). 66
Figura 26: Geometría de la quebrada Severinera. Fuente: Elaborado con HEC-RAS (2022). 67
Figura 27: Modelación de flujo en las secciones de la quebrada Severinera. Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2022). 68
Figura 28: Modelación de flujo en las secciones de la quebrada Severinera con puente. Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2022). 68
Figura 29: Sección hidráulico de puente con estribos. Fuente: Elaborado en HECRAS (2022). 71
Figura 30: Sección hidráulica de puente AGUAS ABAJO. Fuente: Elaborado en HEC RAS (2022). 72
Figura 31: Modelación de flujo en las secciones de la quebrada Severinera con puente propuesto. Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2022). 74
Figura 32: Perfil hidráulico de la quebrada Severinera con puente. Fuente:

Elaborado en HEC RAS (2022). 75
Figura 33: Distribución de velocidades en el tramo analizado de la quebrada Severinera con puente propuesto. Fuente: Elaborado en HEC RAS (2022). 76
Figura 34: Distribución de velocidades en sección K0+210 del puente. Fuente: e: Elaborado en HEC RAS (2022). 77
Figura 35: Representación esquemática de la evolución en el tiempo de la socavación en una pila de puente, para condiciones de aguas claras y lecho vivo. Fuente: FHWA, (2001). 84
Figura 36: Ecuaciones para el cálculo de la socavación general a largo plazo en cauces naturales. Fuente: Toapaxi (2015). 86
Figura 37: Ecuaciones recomendadas para el cálculo de la socavación local en estrechamientos. Fuente: Toapaxi (2015). 87
Figura 38: Ecuaciones recomendadas para el cálculo de la socavación local en estribos. Fuente: Toapaxi (2015)..... 87
Figura 40 : Diseño estructural de puente. Fuente: Equipo estructural (2022). 90

2.1.1 ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Características de la cuenca de acuerdo con el coeficiente de compacidad. Fuente. GÁMEZ MORALES, William. Texto básico de hidrología (Gámez Morales, 2009). 10
Tabla 2: Características morfométricas de la cuenca Severinera. Fuente: Elaboración propia (2022). 12
Tabla 3: Periodos de retorno especificados por el INVIAS para obras de drenaje. Fuente: INVIAS (2009). 13
Tabla 4: Coeficiente de Escorrentía. Fuente: Manual de drenaje para carreteras, INVIAS (2011). 14
Tabla 5: Estimación del tiempo de concentración para la cuenca Severinera. Fuente: Elaboración propia (2022). 16
Tabla 6: Datos de estación SAN FRANCISCO. Fuente: Catalogo Nacional de estaciones de IDEAM (2022)..... 19
Tabla 7: Análisis de doble masa. Fuente: Elaboración propia (2022). 21
Tabla 8: Módulos pluviométricos de la zona. Fuente: Elaboración propia (2022). 23
Tabla 9: Comportamiento estadístico de la precipitación para la estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022). 24
Tabla 10: Análisis estadístico mensual multianual de la estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022). 26
Tabla 11: Probabilidades para precipitaciones máx en 24 h anuales estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022). 29
Tabla 12: Ajustes de distribución de probabilidad. Fuente: Elaboración propia (2022). 40
Tabla 13: Prueba de criterio de información de Akaike. Fuente: Elaboración propia (2022). 41
Tabla 14: Precitaciones máximas en 24 horas anual multianual. Fuente: Elaboración propia (2022). 45
Tabla 15: Coeficientes para cálculo de curvas IDF sintéticas región Caribe. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados 46
Tabla 16: Intensidades estimadas para la estación SAN FRANCISCO. Fuente:

Elaboración propia (2022). 46
Tabla 17: Hietograma de diseño asociado a la duración de la lluvia Tr 50 Años. Fuente: Elaboración propia (2022). 48
Tabla 18: Condición hidrológica de los suelos. Fuente: Ven Te Chow (1995). 53
Tabla 19: Valores del número de curva para zona del proyecto. Fuente: Elaboración propia (2022). 54
Tabla 20: Corrección del número de curva. Fuente: Elaboración propia (2022). .. 54
Tabla 21: Análisis morfométrico para estimación de caudales en HMS para subcuenca. Fuente: Elaboración propia (2020). 55
Tabla 22: Caudales obtenidos con HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia (2022). 56
Tabla 23: Cálculos de caudales utilizando ecuaciones del SCS. Fuente: Elaboración propia (2022). 57
Tabla 24: Valores base para la n de Manning. Fuente: Arcement y Schneider (1989). 60
Tabla 25: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Grado de irregularidad (n1). Fuente: Arcement y Schneider (1989). 60
Tabla 26: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Variación en la sección transversal del cauce (n2). Fuente: Arcement y Schneider (1989). 61
Tabla 27: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Efecto de obstrucciones (n3). Fuente: Arcement y Schneider (1989). 61
Tabla 28: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Cantidad de vegetación (n4). Fuente: Arcement y Schneider (1989). 61
Tabla 29: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Grado de sinuosidad (m). Fuente: Arcement y Schneider (1989). 62
Tabla 30: Calculo del coeficiente de Manning según Cowan. Fuente: Elaboración propia (2022). 62
Tabla 31: Resumen de parámetros del modelo de la quebrada Severinera en HEC-RAS. Fuente: Elaboración propia (2022). 64
Tabla 32: Resultados de modelación hidráulica de flujo con puente. Fuente: Elaborado con HEC-RAS (2022). 69

Tabla 33: Tabla 38: Resultados hidráulicos para sección de puente. Fuente: Elaborado en HECRAS (2022). 70
Tabla 34: Evento y cota de inundación. Fuente: Elaboración propia (2022). 77
Tabla 35: Resumen de parámetros geométricos de la propuesta de puente vehicular. Fuente: Elaboración propia (2022). 78
Tabla 36: Resumen de resultados del modelo de la quebrada Severinera en HEC-RAS para secciones cercanas al eje propuesto. Fuente: Elaboración propia (2022). 78
Tabla 36: Velocidades medias permisibles en suelos sueltos. Fuente. Hidrología e hidráulica, Ingeniero Bernardo Diaz. 80
Tabla 37: Cálculos de socavación para sección propuesta. Fuente: Elaboración propia (2022). 88

1. GENERALIDADES

De acuerdo con la solicitud presentada por el CONTRATISTA, se realizó el estudio hidrológico e hidráulico para analizar la construcción de un puente sobre la quebrada Severinera.

Actualmente sobre la quebrada Severinera existe un puente el cual colapso por la socavación de los estribos y del caudal que transporta la corriente, ocasionando que las comunidades aledañas queden incomunicadas y presentando alto riesgo para las zonas rurales circundantes.

Frente a tal situación se hace necesario la construcción de una obra hidráulica de mayor envergadura que garantice la comunicación de las comunidades y no se vea afectado frente a avenidas máximas recurrentes al estar presentes fenómenos de variabilidad climática como La Niña; bajo estos aspectos se propone la construcción de un puente de 30 m de luz que permita el transito correcto y evite ser destruido por un caudal súbito.

En este informe se incluyen todos los aspectos tomados en cuenta para la realización del estudio hidrológico, que implica el análisis hidroclimatológicos de la quebrada Severinera y la determinación de los niveles máximo de avenida en la zona del proyecto. Así mismo se evalúa la estructura propuesta mediante el software HEC-RAS, para determinar los niveles máximos que se generan a partir del caudal de diseño en el punto del proyecto, el cual se muestra en la Figura 1.

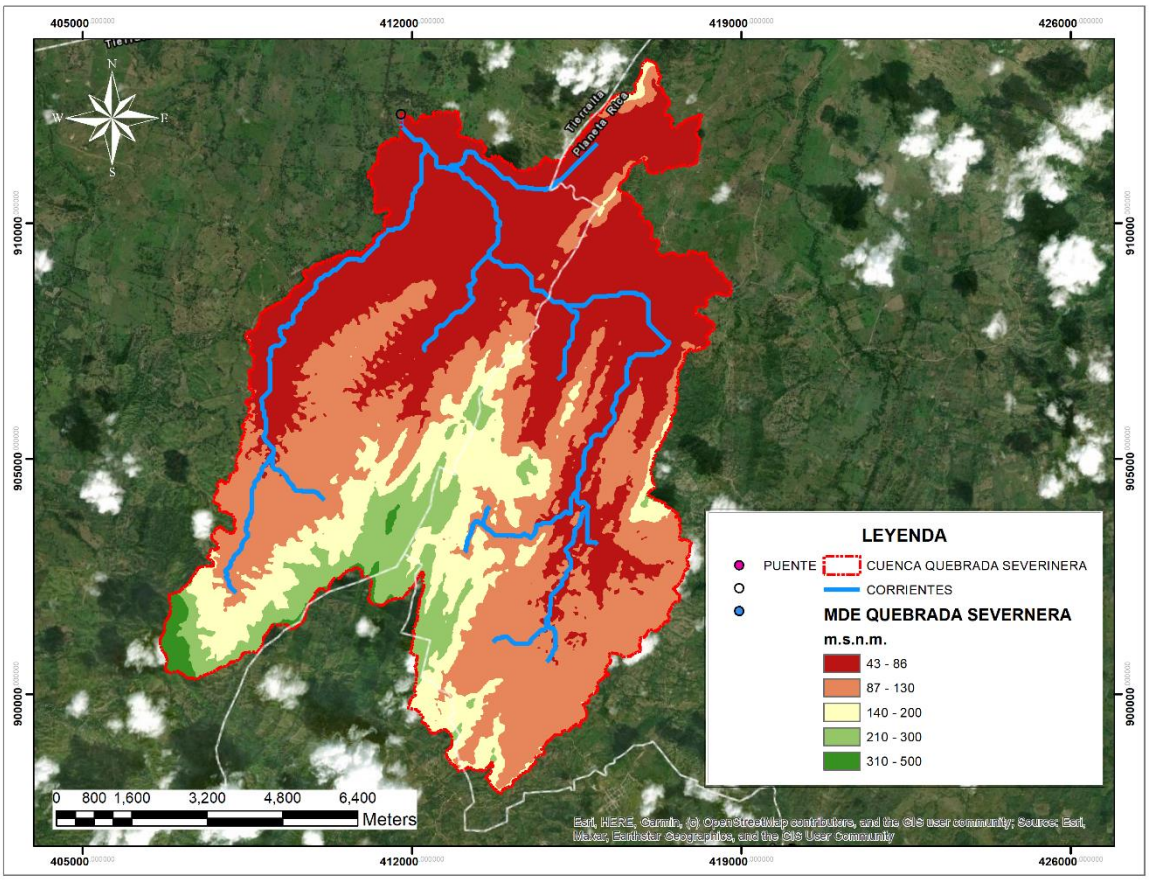


Figura 1: Localización del proyecto, quebrada Severinera. Fuente: SIG (2022).

2. ALCANCE

El alcance del proyecto es el siguiente.

- Revisar la información disponible referente a caudales que se presenta en la zona del proyecto para poder analizar los niveles de caudales en la quebrada Severinera que hacen parte de la zona de influencia del proyecto.
- Revisar los levantamientos topográficos y batimétricos que se realicen para poder implementar los modelos hidrológicos e hidráulicos.
- Realizar visitas de campo al sitio del proyecto para poder visualizar la problemática y revisar las condiciones actuales que se están presentando en los sitios donde se proyectan las obras.
- Realizar la estimación de los caudales máximos que se generan en cada

período de retorno evaluado.

- Se implementará un modelo hidráulico en el software HEC RAS, utilizando la información de caudales máximos encontrados mediante el estudio hidrológico y la información geométrica que se obtiene a partir del levantamiento topográfico y batimétrico. Este modelo permitirá conocer los datos básicos para el cálculo del nivel máximo de aguas extraordinarias, el perfil de velocidades.

3. CÓDIGOS Y NORMATIVIDAD APLICABLE

Los elementos considerados dentro del alcance del proyecto cumplirán con las normas vigentes, estándares de diseño, decretos y resoluciones legales nacionales que se listan a Continuación:

- INVIAS, MANUAL DE DRENAJE DE CARRETERAS
- US CORP ARMY
- FEDERAL ROADS – CANADÁ
- RAS 2000
- RESOLUCIÓN 0330 DE 2017
- MODELACIÓN HIDROLOGICA E HIDRÁULICA IDEAM

4. OBJETIVOS

4.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el estudio hidrológico e hidráulico para determinar las velocidades y los caudales máximos en los puntos críticos en el sector QUEBRADA SEVERINERA, municipio de Tierralta, Departamento de Córdoba, utilizando la información de estaciones pluviométricas, de topografía y morfológica, de tal manera que el caudal calculado para el período de retorno de diseño no sufra ningún riesgo ni afectación a la estabilidad.

4.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el análisis hidrológico de la zona de acuerdo con las series de precipitaciones para diferentes estaciones cercanas al proyecto.
- Estimar los caudales de la quebrada Severinera para diferentes periodos de retorno de acuerdo con la información de las series históricas de la estación pluviométrica más cercana.
- Realizar la modelación hidráulica del tramo del afluente en condiciones actuales, evaluada para diferentes caudales.
- Estimar los niveles máximos de aguas para los periodos de retorno seleccionada para la estructura del puente.

5. CUENCA QUEBRADA SEVERINERA

5.1 CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS

Para modelación de la cuenca de la quebrada Severinera realizada mediante el SIG se utilizó un umbral de 5 km2, se realizaron correcciones manuales con el fin de unir las corrientes del mismo orden que tuvieran nodos separados, obteniendo un total de 1 cursos de agua con 4 ramificaciones.

5.2 ÁREA DE DRENAJE (A)

Una cuenca hidrográfica es el área de aguas superficiales o subterráneas que vierten a una red natural con una o varias corrientes superficiales, de caudal continuo o intermitente, que confluyen en un curso mayor, que a su vez puede desembocar en un río principal, en un depósito natural de aguas, en un pantano o directamente en el mar.

Las áreas de drenaje para cada una de las estructuras fueron delimitadas utilizando un sistema de información geográfico teniendo como insumo principal los archivos “shapes” para construir los modelos de elevación digital. La técnica que se utilizó fue la de encontrar las divisorias de agua teniendo como base los puntos demarcados en las abscisas sobre la vía.

El área de drenaje corresponde a la superficie delimitada por la divisoria de aguas de la zona de estudio. Las áreas se determinaron por medio de Google Earth y el sistema de información geográfica (SIG), las cuales contribuyen a los sistemas que se están diseñando. Con el fin de delimitar las áreas contribuyentes a la escorrentía superficial para cada vía se realizó el trazado de las áreas aferentes de cada una. Las áreas de drenaje corresponden a pequeños cultivos y canales artesanales construidos por la comunidad aledaña.

El área de drenaje está definida por una divisoria o parte aguas estructurada topográficamente en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas, por uno o varios cursos de agua interconectados entre sí, hacia un único punto de salida.

Para realizar el modelamiento hidrológico fue necesario evaluar y determinar las corrientes que aportan a la condición de flujo de la cuenca a modelar, por lo que fue fundamental realizar un estudio hidrológico y una modelación de la zona de estudio que involucró a todas las corrientes a portantes a la escorrentía del sector, con la herramienta de hidrología que nos proporciona el sistema de información

geográfica y el cual nos permite identificar variables hidrológicas como: Los drenajes, la dirección del flujo, la acumulación del flujo, la delimitación de la cuenca y subcuencas y la clasificación del drenaje de acuerdo con su orden.

Los parámetros de la cuenca se determinaron con el siguiente procedimiento:

- Se identificaron las coordenadas del sitio de construcción, con el fin de delimitar la parte de la cuenca que drena hacia ese punto.
- Se procedió a conseguir los archivos tipo “shape” de cuerpos de un área amplia en donde pudiera estar comprendida la cuenca. Esto para poder procesar la información en un sistema de información geográfica, de curvas de nivel a modelo digital de elevación.
- Se montó el archivo “shape”, se generó el modelo ráster y se efectuó el modelo digital de elevación DEM.

Se logro determinar que el área de la cuenca es de 22.57 km2 y que presenta orden 3 con un patrón de drenaje dendrítico, es decir, se caracteriza por tener una distribución similar a un árbol con ramificaciones de afluentes en muchas direcciones y con ángulos variables (Singh et al., 2013). En la figura siguiente se presenta la delimitación del área de la cuenca utilizando el modelo digital de elevaciones del IGAC (2018), el cual posee una resolución de 12.5x12.5 m (se anexa documentación de MDE).

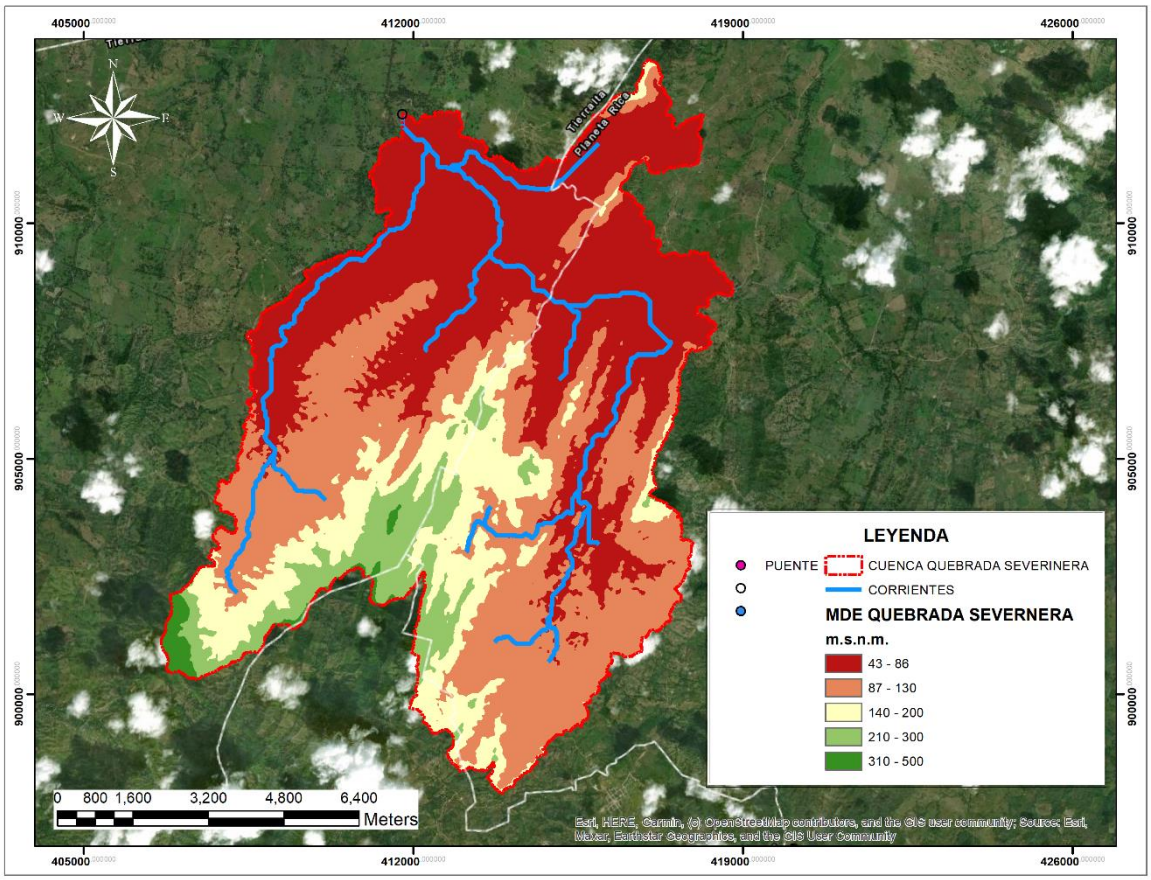


Figura 2: Orden de las corrientes de la red de drenaje de la cuenca de la quebrada Severinera (Colombia) modelada utilizando el SIG. Fuente: Elaboración propia (2022).

5.3 PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE

Para la determinación de la pendiente media del cauce se empleó la metodología de Taylor y Schwarz, por medio de una muestra estadística de las pendientes normales a las curvas de nivel de las secciones escogidas.

$$S = \left[\frac{L}{\sum \frac{Li}{\sqrt{Si}}} \right]^2$$

Donde,

S. pendiente ponderada del cauce en (m/m).

L. Longitud del cauce en (m)

li. Longitud de cada tramo.

si. Pendiente de cada subtramo.

En la Figura 3 se aprecia la distribución de pendientes de la cuenca de la quebrada Severinera, a partir de esta información se calcula la pendiente media del cauce y se compara con la estimación mediante la diferencia de cotas y la longitud del cauce principal.

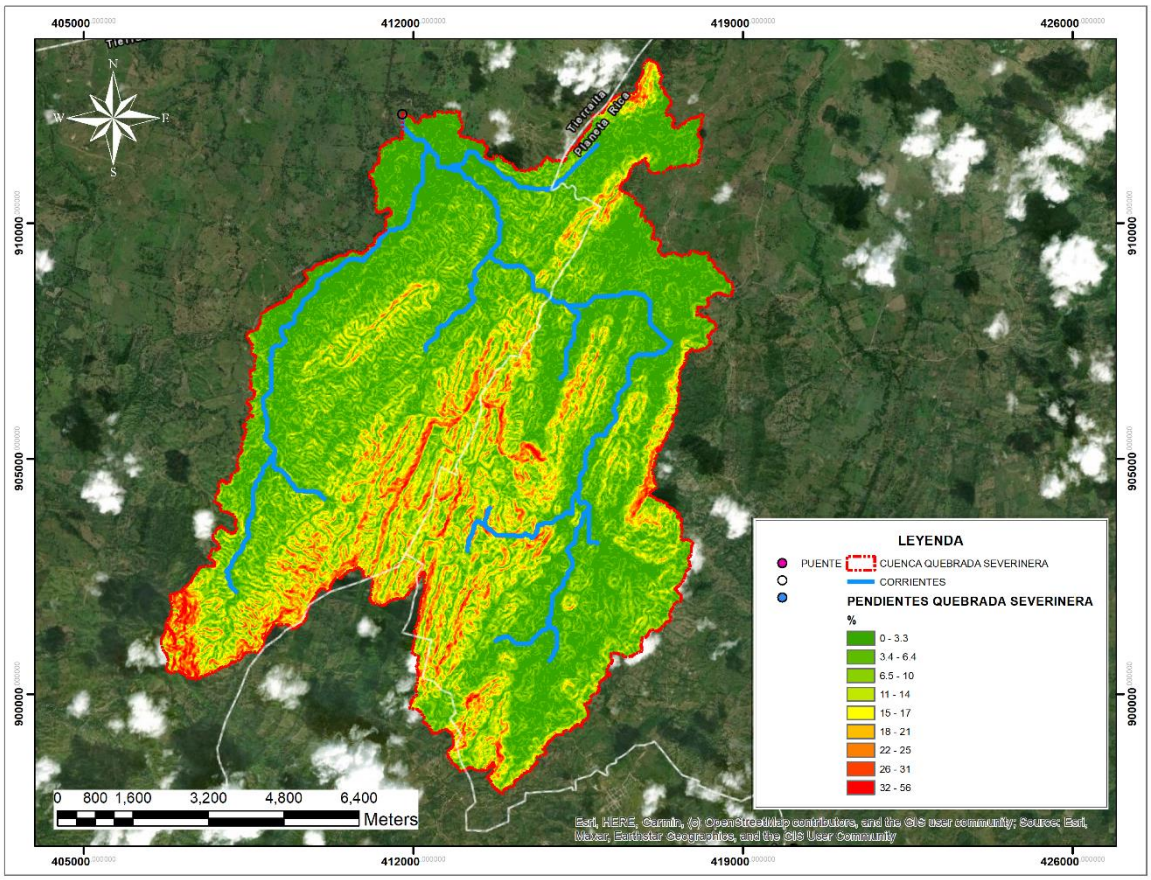


Figura 3: Mapa de distribución de pendientes de la cuenca hidrográfica de la quebrada Severinera, Colombia. Fuente: Elaboración propia (2022).

5.4 CARACTERIZACIÓN MORFOMÉTRICA

En hidrología, la morfometría hace referencia al análisis cuantitativo de la forma de una cuenca hidrográfica. Para el análisis morfométrico de la zona de estudio se usó,

como información base, la cartografía básica a escala 1:25000 disponible en medio digital en los servidores del Instituto Geográfico Agustín Codazzi. Anexo a este informe se entrega una carpeta en la cual se encuentra los archivos extraídos para la zona de estudio.

La forma de la cuenca es importante porque se relaciona con el tiempo de concentración, el cual es el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la cuenca contribuya a la sección de la corriente en estudio, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los limites más extremos de la cuenca hasta llegar a la salida de esta (Monsalve Saenz, 1999). En los siguientes apartados, se definen los parámetros que determinan la forma de cada subcuenca y que fueron evaluados en este estudio.

- Parteaguas. Conocido también como divisoria de aguas, se designa como la línea que separa las precipitaciones que caen en cuencas hidrográficas inmediatamente vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial (Monsalve Saenz, 1999).
- Área A. Se define como la proyección horizontal de la superficie de drenaje que va dirigida a un cauce y que está delimitada por la divisoria de aguas o parteaguas (Monsalve Saenz, 1999).
- Perímetro P. Es la longitud sobre el plano horizontal, que recorre la línea divisoria de aguas, dicho de otro modo, corresponde a la longitud del polígono cuya proyección horizontal, contiene el área de la cuenca hidrográfica.
- Coeficiente de Compacidad Kc**.** Se obtiene a partir de la siguiente expresión.

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{A/\pi}}$$

Donde P es el perímetro de la cuenca [Km], A es el área de drenaje de la cuenca [Km^2].

Cuanto más irregular sea la cuenca mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular posee el coeficiente mínimo, igual a uno. Hay mayor tendencia a las crecientes en la medida en que este número sea próximo a la unidad.

Tabla 1: Características de la cuenca de acuerdo con el coeficiente de compacidad. Fuente. GÁMEZ MORALES, William. Texto básico de hidrología (Gámez Morales, 2009).

Valores de Kc	Forma
1.00 - 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 - 1.50	Oval redonda a oval oblonga
1.50 -1.75	Oval oblonga a rectangular oblonga

- Factor de forma Kf. Se determina a partir del cociente entre el área de la cuenca A**,** y el cuadrado de la longitud hidráulica de la cuenca hidrográfica.

$$K_f = \frac{A}{L_m^2}$$

Donde A es el área de drenaje de la cuenca [Km^2]. L_m es la longitud hidráulica o curso de agua más largo de la cuenca hidrográfica [Km]. Si K_f > 1 la cuenca es achatada y tiende a formar fácilmente grandes crecidas; un K_f < 1 indica que la cuenca es alargada, menos sujeta a crecientes que una de la misma área y mayor factor de forma; por otro lado, si K_f = 1 la cuenca tiene forma de un cuadrado (Monsalve Saenz, 1999).

5.5 CARACTERIZACIÓN DEL RELIEVE

En cuanto al relieve de una hoya hidrográfica, se pueden definir varios parámetros topográficos que controlan la velocidad con que se da la escorrentía superficial y por lo tanto el tiempo de concentración. A continuación, se definirán estas características.

- Pendiente media. Es el valor medio del declive del terreno y la inclinación, respecto a la horizontal, de la vertiente sobre la cual se ubica la hoya.

Constituye una característica importante, puesto que condiciona la velocidad del escurrimiento superficial y subterráneo en la hoya hidrográfica (Gámez Morales, 2009).

- Elevación Media. Esta es una característica que está relacionada con la temperatura y la precipitación, a su vez la variación de la temperatura influye en la variación de pérdidas de agua por evaporación, por esta razón en hidrología se utiliza como parámetro representativo (Gámez Morales, 2009).

5.6 CARACTERIZACIÓN DE LA RED DE DRENAJE

La red de drenaje se puede definir como la trayectoria, disposición o arreglo de los cauces y lechos por donde de manera superficial y aparente corre el agua excedente, producto de la precipitación hacia un depósito natural o artificial (Gámez Morales, 2009).

- Cauce principal**.** Es la corriente que pasa por la salida de esta. Toda cuenca tiene una y solo una corriente principal.
- Pendiente del cauce principal**.** La pendiente del cauce principal se calcula a partir del cociente entre la desnivelación entre los puntos definidos por las cotas que marcan la desembocadura y el nacimiento del cauce principal y la longitud de este. Este parámetro es indispensable para determinar el tiempo de concentración de una cuenca e influye directamente en la velocidad del agua que fluye por el cauce principal (Barros Cantillo, 1994).
- Cota mayor y menor del cauce principal**.** Corresponde a la elevación más alta y baja del cauce principal respectivamente.
- Longitud hidráulica Lm. Corresponde a la mayor trayectoria de flujo desde el parteaguas de la cuenca hasta el punto de salida de esta.

En la siguiente tabla se presentan los cálculos de la teoría relacionada en los numerales 5.4, 5.5 y 5.6.

Tabla 2: Características morfométricas de la cuenca Severinera. Fuente: Elaboración propia (2022).

Datos de la cuenca		
Geometría		
Área	Km²	22.57
Perímetro	Km	25.87
Ancho máximo	Km	9.10
Longitud	Km	17.87
Valores de las Cotas		
Cota mínima	m.s.n.m.	43.00
Cota Máxima	m.s.n.m.	500
Coordenadas		
Centroide X	W	413296.38
Centroide Y	N	949940.91
Centroide Z	m.s.n.m.	91
Pendiente de la cuenca		
Pendiente de la cuenca	m/m	0.02
Hidrografía		
Longitud del Cauce Principal	km	7.90
Orden de la red hídrica	Adimensional	3
Longitud de la red hídrica	km	48.81
Pendiente promedio de la red hídrica	m/m	0.0104

Parámetros Geomorfológicos de la cuenca			
Nombre del Parámetro	**Símbolo**	**Valor**	**Unidad**
Factor Forma	F	0.07	S/N
Índice de Gravelious (Compacidad)	K	1.52	S/N
Rectángulo Equivalente (Lado Mayor)	L	10.86	km
Rectángulo Equivalente (Lado Menor)	l	2.08	km
Densidad de Drenaje	Dd	2.16	Km/km²

5.7 PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO (Tr)

El período de retorno puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especifica. La probabilidad de ocurrencia del evento X ≥ xt en cualquier observación puede relacionarse con el periodo de retorno de la siguiente manera:

$$T = \frac{1}{P(X \geq xt)} = \frac{1}{1 - P(X \leq xt)}$$

Siguiendo las indicaciones establecidas por el INVIAS (2009, 2013) se recomiendan unos periodos de retorno de diseño para las obras viales se escoge de acuerdo con la Tabla 3, la cual presenta la normatividad según el Manual de Drenaje de Carreteras del INVIAS.

Tabla 3: Periodos de retorno especificados por el INVIAS para obras de drenaje. Fuente: INVIAS (2009).

OBRAS DE DRENAJE	Tr
Drenaje superficial	2
Cunetas	5
Zanjas de coronación	10
Estructuras de caída	10
Alcantarillas de 0,9 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores de 0,9 m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10 m)	25
Puentes de luz entre 10 m y 50 m	50
Puentes de luz mayor o igual a 50 m	100

El período de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular. La selección del período de diseño está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio. Para el caso del puente se utilizó un periodo de retorno de 50 años, de igual forma siguiendo la recomendación del Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14 (2014) se calculó el caudal de 500 años y se evaluó la socavación para 100 años.

5.8 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C)

El coeficiente de escorrentía es la relación entre la parte de la precipitación que circula superficialmente y la precipitación total, entendiendo que la parte superficial es menor que la precipitación total al descontar la evaporación, evapotranspiración,

almacenamiento, etc. Como puede comprenderse, el proceso de escorrentía es complejo y en la práctica deben introducirse simplificaciones. El coeficiente de escorrentía es un valor adimensional comprendido entre 0 y 1.

La escorrentía dependerá de la zona urbana a que corresponda y a los materiales constituyentes de la superficie. Atendiendo a la zonificación pueden adoptarse los siguientes valores:

Tabla 4: Coeficiente de Escorrentía. Fuente: Manual de drenaje para carreteras, INVIAS (2011).

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
ÁREAS DESARROLLADAS							
Asfáltico	0.73	0.7	0.	0.86	0.9	0.95	1
Concreto - Techo - Zonas verdes (jardines, parques, etc.)	0.75	0.	**0.**	0.88	0.92	0.97	1
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano 0-2%	0.32	0.3	0.	0.4	0.44	0.47	0.58
Promedio 2-7%	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	**PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)**						
	2	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**500**
Pendiente superior a 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58

ÁREAS NO DESARROLLADAS							
Áreas de cultivos							
Plano 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
Promedio 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano 0-2%	0.25	0.28	**0.3**	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	**0.38**	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Bosques							
Plano 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

5.9 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc)

Se define como el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la cuenca contribuya al sitio de la obra de drenaje en consideración, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la hoya hasta llegar a la salida de esta. En general, el tiempo de concentración se calcula por medio de ecuaciones empíricas, dentro de las cuales se cuentan las siguientes:

- **Ecuación de Kirpich (1940):**

$$t_c = 0.06628\left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.77}$$

Donde: Tc: Tiempo de concentración, en horas (h). L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente entre las elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m).

- **Ecuación de Témez:**

$$t_c = 0.30\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Donde: Tc: Tiempo de concentración, en horas (h). L: Longitud del cauce principal,

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

- **Ecuación de Ventura - Heras:**

$$t_c = 0.30(\frac{L}{S^{0.25}})^{0.75}$$

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

Para el presente proyecto se utilizan las diferentes metodologías para estimar el tiempo de concentración y se adopta el Kirpich al ser el más recomendado por la literatura y el INVIAS (2009).

Tabla 5: Estimación del tiempo de concentración para la cuenca Severinera. Fuente: Elaboración propia (2022).

Tiempo de concentración (min)			
Kirpich	**USCE**	**Chow**	**Adop**
113	206	191	113
113	206	191	113
113	206	191	113
113	206	191	113
113	206	191	113
113	206	191	113
113	206	191	113

Adicional a esto para la herramienta HEC-HMS se hace necesario el parámetro de LAG TIME, el cual corresponde al tiempo de la avenida máxima y es equivalente al 60% del tiempo de concentración.

En el método de enrutamiento de retraso el flujo de entrada al alcance se retrasa en el tiempo por una cantidad de tiempo especificada. En consecuencia, se adapta

mejor a segmentos de flujo cortos con un tiempo de viaje que no varía con las condiciones cambiantes. Los parámetros que se requieren para utilizar este método dentro de HEC-HMS incluyen las condiciones iniciales y el tiempo de retraso Lag Time[minutos].

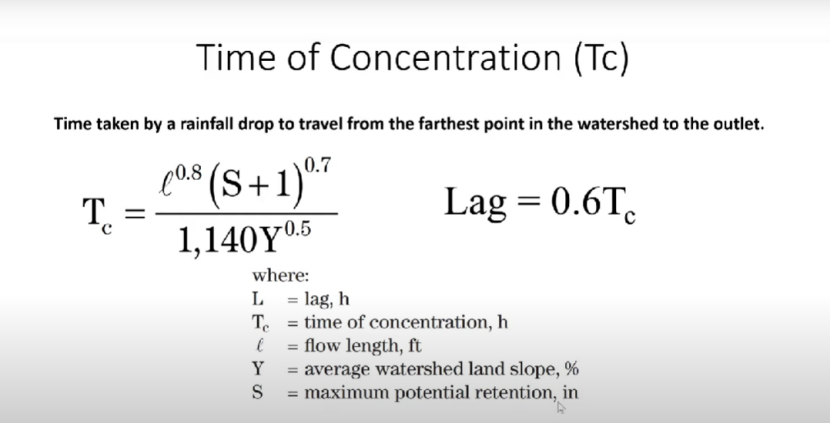


Figura 4: Estimación de Lag Time. Fuente: HEC HMS (2022).

6. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

6.1 PRECIPITACIÓN

Para seleccionar la estación más cercana a la zona se empleó la metodología de polígonos de Thiessen, la cual es implementada para delimitar áreas de influencia de estaciones meteorológicas y obtener la precipitación ponderada que afecta a una zona específica (X. Liu, Ye, Liu, Xie, & Fan, 2015); este método se desarrolla mediante la creación de figuras geométricas regulares, cuyos límites están formados por las bisectrices perpendiculares a las líneas que unen pluviómetros adyacentes (Carlo, Guelfi, & López-vázquez, 2015); para este caso solo se utilizó para determinar las estaciones que tenían influencia directa en la zona de estudio tal como lo muestra la siguiente figura:

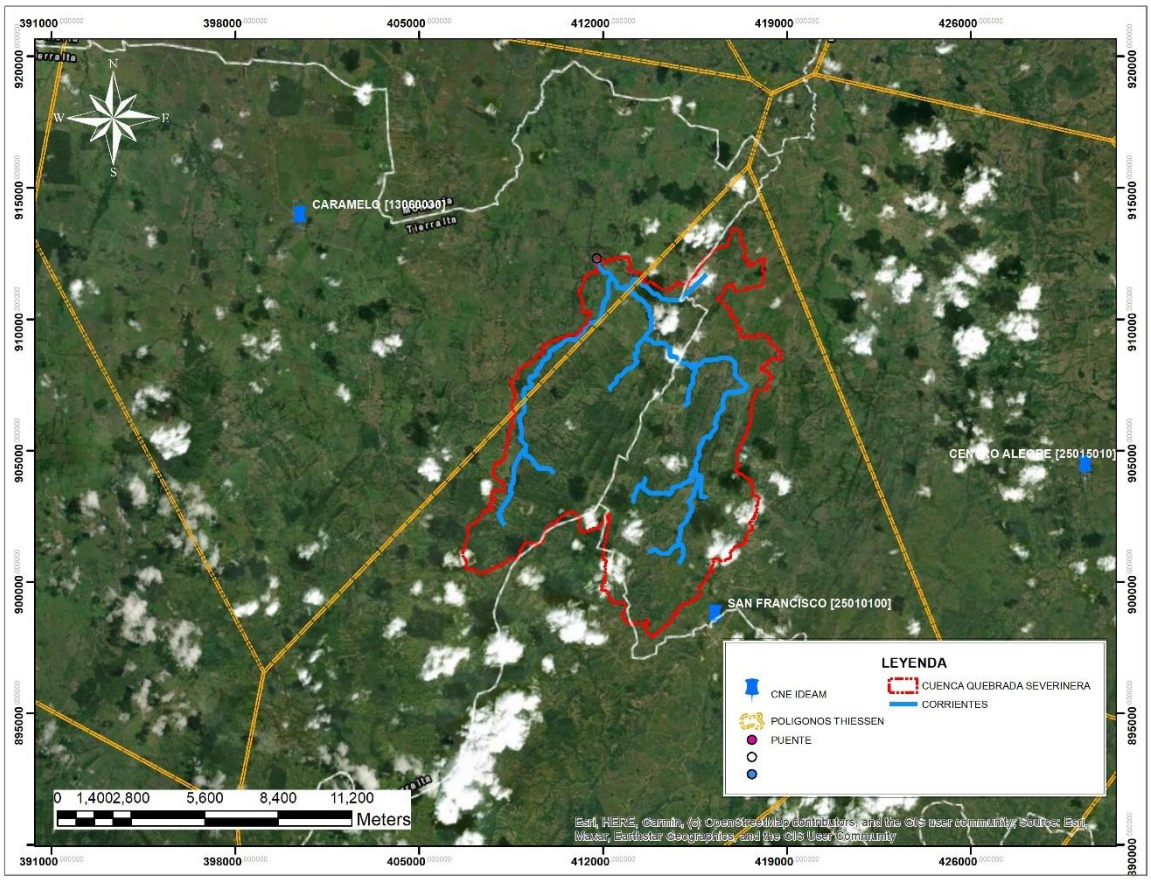


Figura 5: Polígonos de Thiessen de estaciones cercanas a la cuenca de la quebrada Severinera.
Fuente: Elaborado en SIG (2022).

Con base en la figura anterior, se puede apreciar que las estaciones que tienen incidencia directa sobre la cuenca son CARAMELO y SAN FRANCISCO, estando la primera a 3 Km y la segunda a 5 Km del sitio del puente, sin embargo se aprecia que el 90% del área de la cuenca tiene influencia la estación SAN FRANCISCO, por tal razón se escoge esta estación para realizar el análisis hidrológico de la zona, se utilizaron los valores de precipitación total diaria de la estación SAN FRANCISCO, localizada como se muestra a continuación:

Tabla 6: Datos de estación SAN FRANCISCO. Fuente: Catalogo Nacional de estaciones de IDEAM (2022).

DATOS ESTACIÓN	
CODIGO	25010100
NOMBRE	SAN FRANCISCO [25010100]
CATEGORIA	PLUVIOMÉTRICA
ELEVACIÓN (m.s.n.m)	160
LATITUD	8.12916667
LONGITUD	-75.76
DEPARTAMENTO	Córdoba
MUNICIPIO	Montelíbano

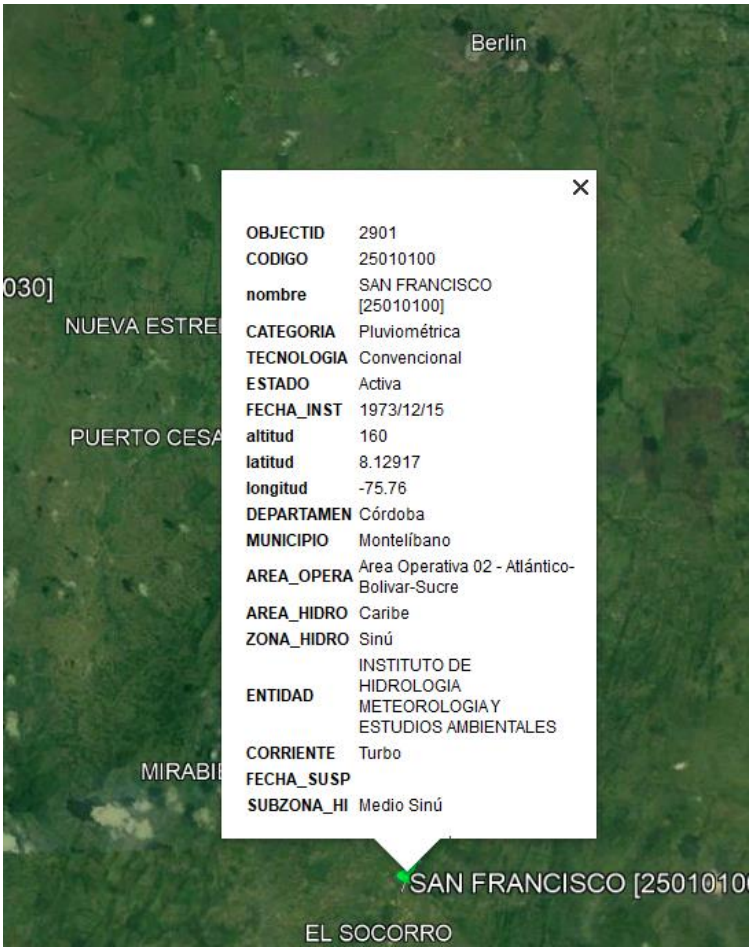


Figura 6: Localización de estaciones climatológicas. Fuente: Catalogo Nacional de estaciones de IDEAM (2022).

6.2 VALIDACIÓN ESTADÍSTICA

6.2.1 DATOS FALTANTES

Para completar los datos faltantes, se emplea la siguiente formulación:

$$Px = \frac{1}{n}\left[\left(\frac{Nx}{N1}\right)P1 + \left(\frac{Nx}{N1}\right)P2 + \cdots + \left(\frac{Nx}{Nn}\right)Pn\right]$$

Donde N es el número de estaciones pluviométricas con datos de registros continuos cercanas a la estación “x”, la cual será completada en su registro. Px es la precipitación de la estación “X” durante el periodo de tiempo a completar. P1…Pn es la precipitación de la estacione 1 a la n durante el mismo periodo de tiempo que se desea completar. Nx es la precipitación media multianual histórica de la estación “X”.

6.3 ANÁLISIS DE DOBLE MASA

Para el estudio se utilizó el análisis de doble masa, este método se aplica para determinar la consistencia de la información de precipitación obtenida, y considera que, para zonas meteorológicas homogéneas de precipitación obtenidos en diferentes puntos para un mismo periodo anual, deben guardar una relación de tal manera que se pueda representar gráficamente. Su metodología se enseña a continuación:

- Se selecciona el periodo en común del grupo de estaciones utilizadas para el estudio
- Se determina la precipitación anual para cada estación; estimando los datos si los tienen.
- Los valores de precipitación anual se deben acumular en orden cronológico, a partir del año más antiguo en común de las estaciones utilizadas, hasta el más reciente, en este caso son 1979 y 2013, respectivamente.
- Se grafican los valores de las precipitaciones acumuladas de cada estación, para determinar la estación patrón.

- Si los puntos en la gráfica presentan una tendencia, es decir, si se puede trazar una recta sin quiebres sobre ellos, significa que son estadísticamente consistentes.
- Si los puntos presentan mucha dispersión, los datos no son estadísticamente significativos y se debe proceder a su eliminación.

En la siguiente tabla se presenta la precipitación anual cada estación y su precipitación anual acumulada:

Tabla 7: Análisis de doble masa. Fuente: Elaboración propia (2022).

AÑO/MES	TOTALES	ACUMULADO
1976	1438	1438
1977	1879	3317
1978	1981	5298
1979	1675	6973
1980	1804	8777.4
1981	2266	11043.4
1982	1905	12948.4
1983	2011	14959.4
1984	1748	16707.4
1985	1897	18604.4
1986	1407	20011
1987	1565	21576.1
1988	2091	23667.1
1989	1868	25535.1
1990	1702	27237.1
1991	1902	29139.1
1992	1442	30581.1
1993	1768	32349.1
1994	1441	33790.1
1995	1950	35740.1
1996	1835	37575.1
1997	1827	39402.1
1998	1720	41122.1
1999	1943	43064.6
2000	1608	44672.6
2001	1560	46232.6
2002	1939	48171.6
2003	1887	50058.6

AÑO/MES	TOTALES	ACUMULADO
2004	1670	51728.9
2005	2465	54193.9
2006	2257	56450.4
2007	1856	58306.5
2008	1736	60042.4
2009	1453	61495.4
2010	2819	64314.4
2011	2811	67124.9
2012	2197	69321.9
2013	1325	70646.9
2014	1105	71751.9
2015	1803	73554.9
2016	2071	75625.9
2017	3252	78877.9
2018	1827	80704.9
2019	1544	82248.9
2020	1434	83682.9
2021	3269	86951.9

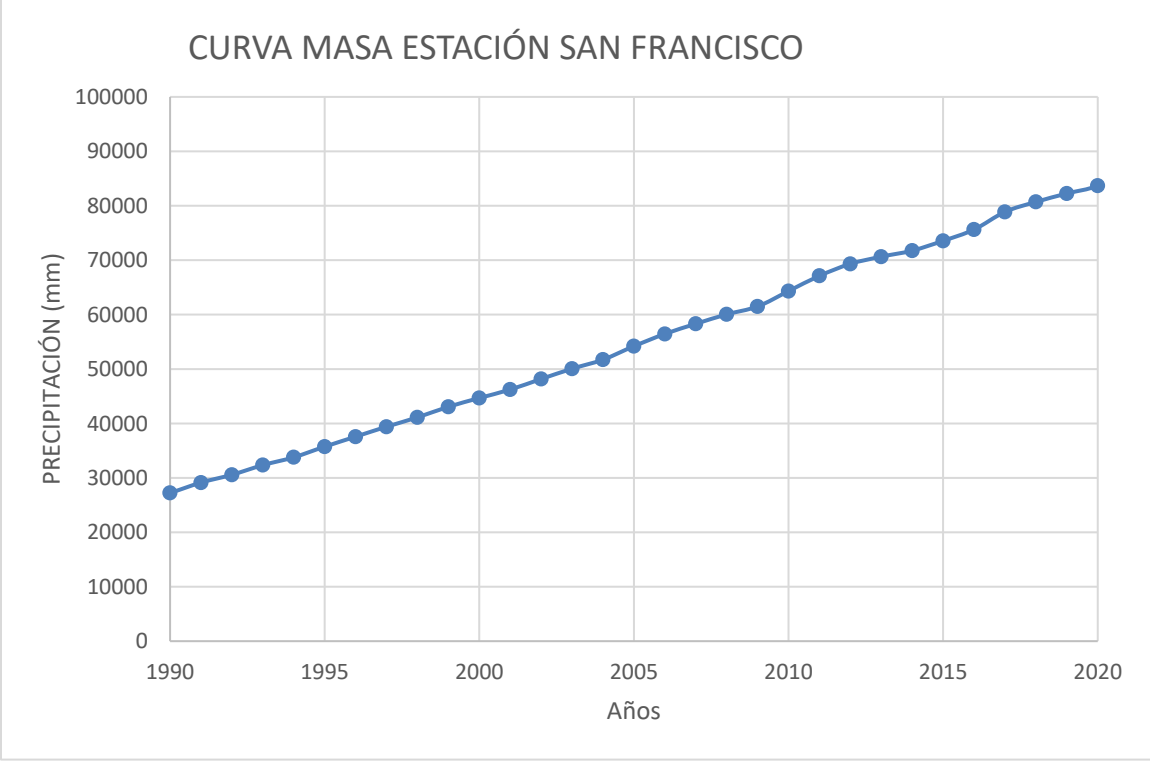


Figura 7: Curva masa de la estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022).

6.4 MÓDULO PLUVIOMÉTRICO

A continuación, se presentan los módulos pluviométricos anuales de las estaciones, entendiéndose por modulo pluviométrico de una estación al promedio aritmético de las precipitaciones anuales registradas.

Se toman los datos comprendidos entre los años 1976y 2021, el cual es el periodo común para las estaciones.

Tabla 8: Módulos pluviométricos de la zona. Fuente: Elaboración propia (2022).

ESTACIÓN	SANTA CRUZ HDA
MODULO PLUVIOMÉTRICO (mm)	1890.3

Determinado con la siguiente formula:

$$\bar{X} = \frac{\sum P}{n}$$

Donde P es el módulo pluviométrico de las diferentes estaciones y n el número de módulos obtenidos para hacer el promedio.

NOTA: La precipitación dada por el IDEAM el municipio de Tierralta está de los 1900 mm/anuales.

6.5 PRECIPITACIONES ANUALES

La precipitación es cualquier producto de la condensación del vapor de agua que se deposita en la superficie de la tierra. Ocurre cuando la atmósfera (que es una gran solución gaseosa) se satura con el vapor de agua, y el agua se y cae de la solución, es decir, precipita. El aire a través de dos procesos: por enfriamiento y añadiendo humedad.

En el municipio de Tierralta los valores de precipitación no presentan grandes cambios, lo que contribuye a mantener un factor climático casi homogéneo, con precipitaciones mayores a 1000 mm, a excepción de las cercanías de la zona sur. En las tablas siguientes se muestra el comportamiento de las lluvias a escala anual para la estación SAN FRANCISCO, la cual registra mayores valores de precipitación media anual.

Tabla 9: Comportamiento estadístico de la precipitación para la estación SAN FRANCISCO.
Fuente: Elaboración propia (2022).

AÑO	PRECIPITACIÓN TOTAL DIARIA (mm)		
	MÁXIMA	MÍNIMA	TOTAL ANUAL
1976	70	0	1438
1977	127	0	1879
1978	125	0	1981
1979	78	0	1675
1980	170	0	1804
1981	97	0	2266
1982	107	0	1905
1983	158	0	2011
1984	80	0	1748
1985	128	0	1897
1986	99	0	1407
1987	77	0	1565
1988	107	0	2091
1989	82	0	1868
1990	100	0	1702
1991	101	0	1902
1992	65	0	1442
1993	106	0	1768
1994	82	0	1441
1995	133	0	1950
1996	91	0	1835
1997	93	0	1827
1998	150	0	1720
1999	100	0	1943
2000	82	0	1608
2001	109	0	1560
2002	121	0	1939
2003	100	0	1887

juan.durangogr@gmail.com
juandurangogrisales@hotmail.com
3207675124

AÑO	PRECIPITACIÓN TOTAL DIARIA (mm)		
	MÁXIMA	MÍNIMA	TOTAL ANUAL
2004	99	0	1670
2005	110	0	2465
2006	105	0	2257
2007	84	0	1856
2008	84	0	1736
2009	91	0	1453
2010	96	0	2819
2011	102	0	2811
2012	110	0	2197
2013	110	0	1325
2014	46	0	1105
2015	115	0	1803
2016	145	0	2071
2017	96	0	3252
2018	150	0	1827
2019	105	0	1544
2020	110	0	1434
2021	132	0	3269
PROMEDIO	105	0	1806
MÍN	65	0	1407
MÁX	170	0	2465
D.E	24.96	0	236.52
VARIANZA	622.63	0	55937.91
COEF. ASIMETRIA	0.84		0.47
CURTOSÍS	0.54		0.88

La desviación estándar obtenida de la dispersión de los datos respecto al valor promedio, y el coeficiente de variación representa el grado de variabilidad de la desviación respecto a la media, debido a que los valores obtenidos de C.V. son inferiores a 30% (bajo), es válido decir que los valores de precipitación son homogéneos.

Tabla 10: Análisis estadístico mensual multianual de la estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022).

AÑO/MES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1976	3	35	18	107	98	288	195	170	202	212	55	55
1977	34	5	6	69	458	405	290	193	219	140	35	25
1978	12	5	181	97	146	258	254	346	155	252	192	83
1979	1	28	45	197	305	266	89	165	283	199	33	64
1980	14.4	31	9	134	343	99	486	281	138	118	28	123
1981	25	89	92	176	329	242	368	217	395	175	110	48
1982	81	46	68	367	157	230	297	84	262	279	14	20
1983	0	48	14	215	268	352	341	289	204	211	45	24
1984	37	155	4	108	176	271	258	265	265	151	42	16
1985	0	46	22	50	206	339	436	202	384	164	39	9
1986	20	12	51	204	127	351.1	86	180	127.1	134.3	98.1	16
1987	58	28	8	162.1	140	159	140	297	189	119	190	75
1988	3	30	11	176	180	297	363	275	263	190	236	67
1989	85	50	115	173	263	252	173	191	143	368	55	0
1990	50	47	104	125	418	135	127	287	176	140	93	0
1991	8	49	88	199	366	179	249	212	337	132	78	5
1992	56	57	0	114	234	167	297	120	165	111	115	6
1993	19	0	71	85	158	69	430	154	251	171	352	8
1994	10	0	19	99	269	164	120	408	102	128	90	32
1995	28	3	34	153	182	358	350	232	279	281	50	0
1996	46	115	97	130	253	271	0	329	299	154	106	35
1997	0	33	0	89	256	370	253	137	239	249	201	0
1998	2	9	102	66	306	156	202	327	99	158	151	142
1999	16	137	43	293	180.5	257	186	301	101	133	197	98
2000	43	14	14	166	211	180	240	185	261	212	24	58
2001	17	0	6	128	119	203	116	243	241	295	161	31
2002	27	22	101	253	161	296	238	194	183	132	268	64
2003	1	52	49	251	346	177	96	479	130	172	133	1
2004	0	0	0	118	223	300	198.3	188	285	82	213	63
2005	80	3	25	232	356	542	309	140	103	350	295	30
2006	23	35	99	111	398	335	381	335	154	193.5	89	103
2007	0	1	84	106	176	377	235	276	169	233	198.1	1
2008	52	22	66	61	160	144	137	187	356	391.9	104	55
2009	20	21	34	87	120	233	289	209	234	155	25	26
2010	0	11	111	297	226	332	246	236	327	316	380	337
2011	4	75	55.7	398	430	360.8	332	244	472	85	268	86
2012	26	0	141	274	358	262	324	192	258	264	82	16

AÑO/MES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2013	0	0	134	121	59	122	160	261	203	180	77	8
2014	36	25	24	168	43	286	82	141	74	139	66	21
2015	2	0	5	121	94	210	182	440	297	230	204	18
2016	0	0	0	73	397	217	208	262	355	245	188	126
2017	11	8	352	390	286	249	727	339	255	439	113	83
2018	60	0	86	128	247	281	192	381	334	58	51	9
2019	0	0	42	95	364	248	160	238	139	99	109	50
2020	4	0	0	35	100	155	192	86	312	266	245	39
2021	130	4	160	140	145	303	344	838	564	374	187	80
TOTALES	1144.40	1351.00	2790.70	7341.10	10837.50	11747.90	11378.30	11756.00	10983.10	9280.70	6085.20	2256.00
MEDIA	24.88	29.37	60.67	159.59	235.60	255.39	247.36	255.57	238.77	201.76	132.29	49.05
MODA	0	0	0	176	176	271	297	#N/D	#N/D	212	55	0
DESVIACIÓN ESTANDAR	28.85	36.27	65.13	87.66	107.04	91.59	127.73	123.86	102.78	88.62	91.32	57.39
VARIANZA	814.15	1286.5	4148.94	7516.6	11207.4	8204.61	15959.1	15007.56	10332.5	7681.35	8156.56	3221.09
CURTOSIS	2.84	3.65	7.75	1.01	-0.87	0.84	3.21	10.04	1.07	0.19	0.12	13.41
ASIMETRÍA	1.6	1.86	2.22	1.19	0.29	0.44	1.16	2.46	0.81	0.84	0.85	3.03
MÍNIMO	0.00	0.00	0.00	35.00	43.00	69.00	0.00	84.00	74.00	58.00	14.00	0.00
MÁXIMO	130.00	155.00	352.00	398.00	458.00	542.00	727.00	838.00	564.00	439.00	380.00	337.00

6.6 VARIABILIDAD TEMPORAL.

Para el registro de precipitación de se observa que a escala anual las lluvias no presentan gran variabilidad de un año a otro, presentando coeficientes de variación de (19.80%), lo que indica que no hay cambios marcados entre años y húmedos.

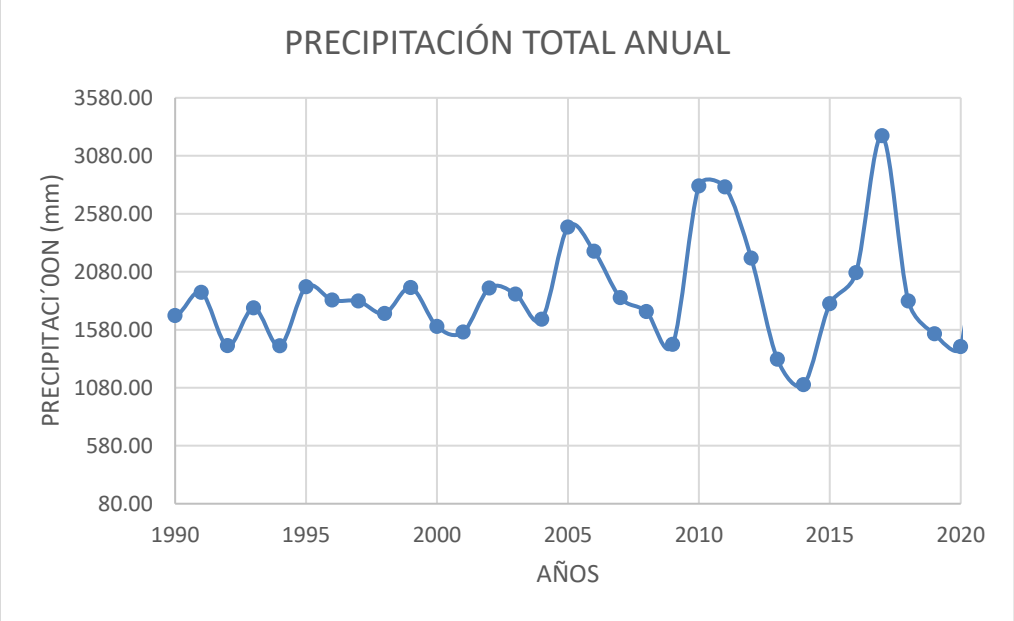


Figura 8: Histograma de precipitaciones totales anuales, estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022).

6.7 PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL

El comportamiento de las lluvias promedio mensual en las estaciones fluctúa entre 0.00 mm y 300.00 mm, tal como lo muestra la siguiente figura:

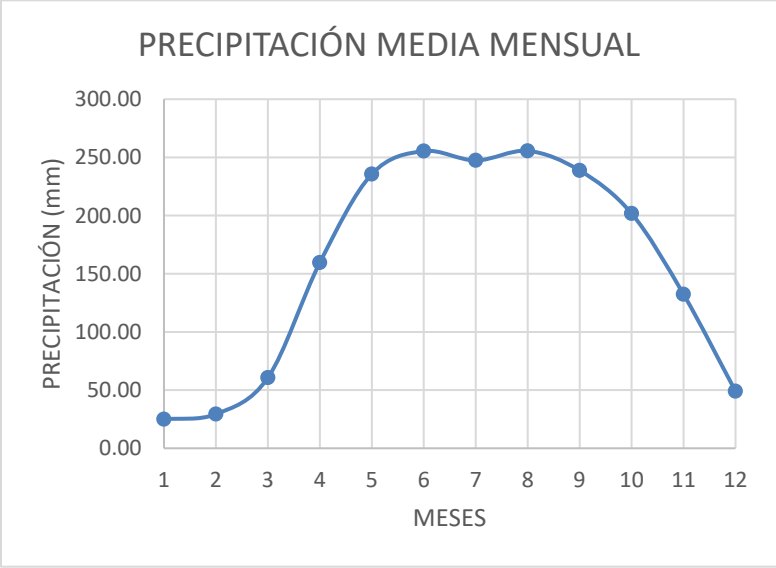


Figura 9: Precipitaciones mensuales multianuales, estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022).

Como característica general de la región se aprecia un periodo de lluvia entre mayo y octubre y un periodo seco de diciembre a marzo.

6.8 VARIABILIDAD TEMPORAL

Las variaciones de la precipitación mensual están marcadas por climatología general de la región, dada a la ubicación de esta cuenca, el régimen se encuentra regulado un poco más por el clima caribeño, el cual tiene más influencia en la zona media y baja de la cuenca de la quebrada Severinera. La zona anualmente está controlada por el movimiento cíclico de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT) (Poveda, 1998).

En resumen, la interacción entre la zona de convergencia intertropical y la orografía en la cuenca, son los principales mecanismos que controlan la climatología de la cuenca de la quebrada Severinera y por ende de la zona de estudio. Sin embargo, las variaciones interanuales y las anomalías climáticas podrían estar alteradas por el ENSO (El Niño, Oscilación del Sur) y la Oscilación del Atlántico Norte (NAO). El ciclo anual de la precipitación presenta un régimen casi unimodal, con valores mínimos de enero a febrero, y valores máximos entre los meses mayo, agosto y septiembre.

6.9 ANÁLISIS DE FRECUENCIA: PRECIPITACIÓN

A continuación, se presenta el análisis de frecuencia de precipitaciones máximas en 24 horas anuales de la estación SAN FRANCISCO, empleando los diferentes modelos de distribución:

Tabla 11: Probabilidades para precipitaciones máx en 24 h anuales estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022).

AÑO	PRECIPITACIÓN	P ORDENADA	m	N	PROBABILIDADES DE OCURRENCIA (P)						
					CALIFORNIA	HAZEN	WEIBULL	CHEGODAYEV	BLOM	TURKEY	GRINGORTON
1976	70.00	170.00	1	46	2.2%	1.1%	2.1%	1.5%	1.4%	1.4%	1.3%
1977	127.00	158.00	2		4.3%	3.3%	4.3%	3.7%	3.6%	3.6%	3.5%

AÑO	PRECIPITACIÓN	P ORDENADA	m	N	PROBABILIDADES DE OCURRENCIA (P)						
					CALIFORNIA	HAZEN	WEIBULL	CHEGODAYEV	BLOM	TURKEY	GRINGORTON
1978	125.00	150.00	3		6.5%	5.4%	6.4%	5.8%	5.7%	5.8%	5.6%
1979	78.00	150.00	4		8.7%	7.6%	8.5%	8.0%	7.9%	7.9%	7.8%
1980	170.00	145.00	5		10.9%	9.8%	10.6%	10.1%	10.1%	10.1%	10.0%
1981	97.00	133.00	6		13.0%	12.0%	12.8%	12.3%	12.3%	12.2%	12.1%
1982	107.00	132.00	7		15.2%	14.1%	14.9%	14.4%	14.5%	14.4%	14.3%
1983	158.00	128.00	8		17.4%	16.3%	17.0%	16.6%	16.7%	16.5%	16.5%
1984	80.00	127.00	9		19.6%	18.5%	19.1%	18.8%	18.9%	18.7%	18.6%
1985	128.00	125.00	10		21.7%	20.7%	21.3%	20.9%	21.0%	20.9%	20.8%
1986	99.00	121.00	11		23.9%	22.8%	23.4%	23.1%	23.2%	23.0%	23.0%
1987	77.00	115.00	12		26.1%	25.0%	25.5%	25.2%	25.4%	25.2%	25.2%
1988	107.00	110.00	13		28.3%	27.2%	27.7%	27.4%	27.6%	27.3%	27.3%
1989	82.00	110.00	14		30.4%	29.3%	29.8%	29.5%	29.8%	29.5%	29.5%
1990	100.00	110.00	15		32.6%	31.5%	31.9%	31.7%	32.0%	31.7%	31.7%
1991	101.00	110.00	16		34.8%	33.7%	34.0%	33.8%	34.2%	33.8%	33.8%
1992	65.00	109.00	17		37.0%	35.9%	36.2%	36.0%	36.3%	36.0%	36.0%
1993	106.00	107.00	18		39.1%	38.0%	38.3%	38.1%	38.5%	38.1%	38.2%
1994	82.00	107.00	19		41.3%	40.2%	40.4%	40.3%	40.7%	40.3%	40.3%
1995	133.00	106.00	20		43.5%	42.4%	42.6%	42.5%	42.9%	42.4%	42.5%
1996	91.00	105.00	21		45.7%	44.6%	44.7%	44.6%	45.1%	44.6%	44.7%
1997	93.00	105.00	22		47.8%	46.7%	46.8%	46.8%	47.3%	46.8%	46.8%
1998	150.00	102.00	23		50.0%	48.9%	48.9%	48.9%	49.5%	48.9%	49.0%
1999	100.00	101.00	24		52.2%	51.1%	51.1%	51.1%	51.6%	51.1%	51.2%
2000	82.00	100.00	25		54.3%	53.3%	53.2%	53.2%	53.8%	53.2%	53.3%
2001	109.00	100.00	26		56.5%	55.4%	55.3%	55.4%	56.0%	55.4%	55.5%
2002	121.00	100.00	27		58.7%	57.6%	57.4%	57.5%	58.2%	57.6%	57.7%
2003	100.00	99.00	28		60.9%	59.8%	59.6%	59.7%	60.4%	59.7%	59.8%
2004	99.00	99.00	29		63.0%	62.0%	61.7%	61.9%	62.6%	61.9%	62.0%
2005	110.00	97.00	30		65.2%	64.1%	63.8%	64.0%	64.8%	64.0%	64.2%
2006	105.00	96	31		67.4%	66.3%	66.0%	66.2%	66.9%	66.2%	66.3%
2007	84.00	96	32		69.6%	68.5%	68.1%	68.3%	69.1%	68.3%	68.5%
2008	84.00	93	33		71.7%	70.7%	70.2%	70.5%	71.3%	70.5%	70.7%
2009	91.00	91	34		73.9%	72.8%	72.3%	72.6%	73.5%	72.7%	72.9%
2010	96.00	91	35		76.1%	75.0%	74.5%	74.8%	75.7%	74.8%	75.0%
2011	102.00	84	36		78.3%	77.2%	76.6%	76.9%	77.9%	77.0%	77.2%
2012	110.00	84	37		80.4%	79.3%	78.7%	79.1%	80.1%	79.1%	79.4%
2013	110.00	82	38		82.6%	81.5%	80.9%	81.3%	82.2%	81.3%	81.5%
2014	46.00	82	39		84.8%	83.7%	83.0%	83.4%	84.4%	83.5%	83.7%
2015	115.00	82	40		87.0%	85.9%	85.1%	85.6%	86.6%	85.6%	85.9%
2016	145.00	80	41		89.1%	88.0%	87.2%	87.7%	88.8%	87.8%	88.0%
2017	96.00	78	42		91.3%	90.2%	89.4%	89.9%	91.0%	89.9%	90.2%
2018	150.00	77	43		93.5%	92.4%	91.5%	92.0%	93.2%	92.1%	92.4%

juan.durangogr@gmail.com
juandurangogrisales@hotmail.com
3207675124

AÑO	PRECIPITACIÓN	P ORDENADA	m	N	PROBABILIDADES DE OCURRENCIA (P)						
					CALIFORNIA	HAZEN	WEIBULL	CHEGODAYEV	BLOM	TURKEY	GRINGORTON
2019	105.00	70	44		95.7%	94.6%	93.6%	94.2%	95.4%	94.2%	94.5%
2020	110.00	65	45		97.8%	96.7%	95.7%	96.3%	97.5%	96.4%	96.7%
2021	132.00	46	46		100.0%	98.9%	97.9%	98.5%	99.7%	98.6%	98.9%

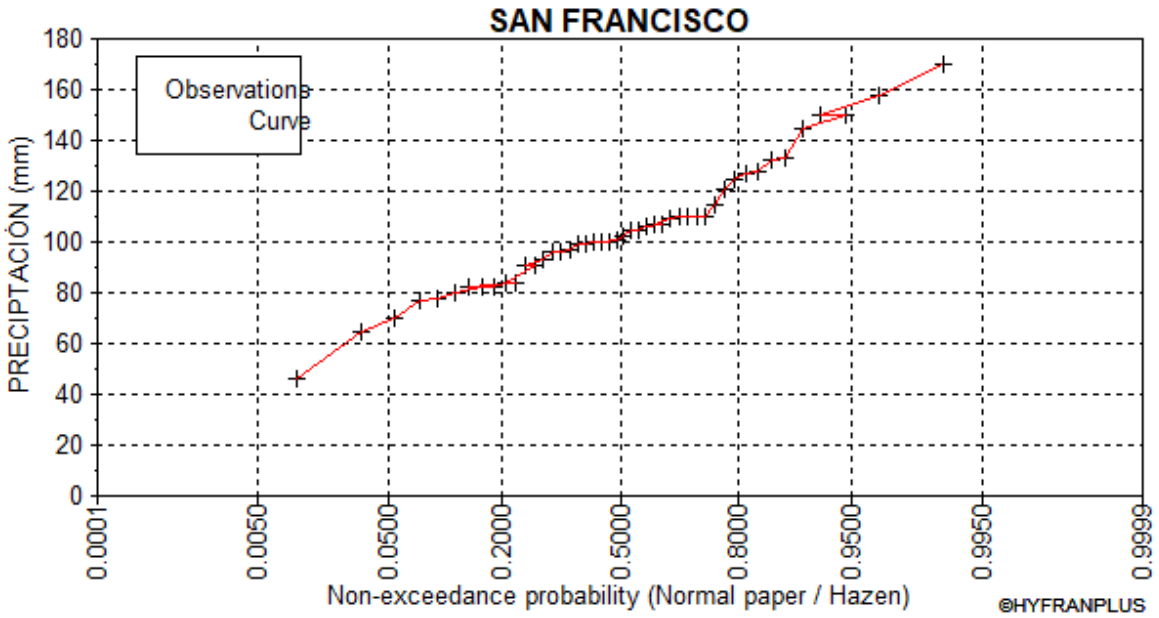


Figura 10:Ajustes de distribución de probabilidad, estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022).

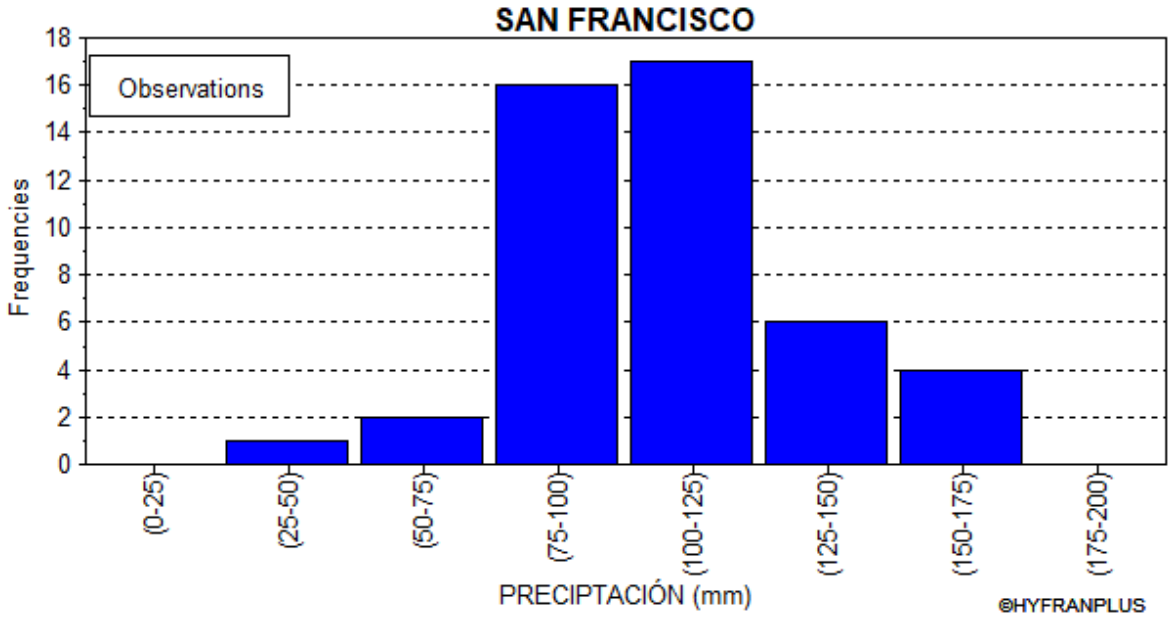


Figura 11: Histograma de frecuencias estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022).}

6.9.1 ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE AVENIDAS MÁXIMAS

Este análisis es un procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia de eventos pasados o futuros, se realiza calculando el factor de frecuencia empleando diferentes métodos para finalmente escoger el método con el mejor ajuste de las distribuciones de probabilidades. Los valores máximos en hidrología de drenaje (precipitación o caudales), deben ser tratados a través de distribuciones probabilísticas. Aunque existen numerosas distribuciones de probabilidad para valores máximos, es muy común en hidrología utilizar para estos valores las distribuciones de probabilidad Gumbel (escuela europea) y log-Pearson Tipo III (escuela americana). (Invias, 2009).

6.9.2 DISTRIBUCIÓN GUMBEL

La distribución Gumbel se usa para el cálculo de variables meteorológicas, entre ellas precipitaciones y caudales máximos, teniendo buenos resultados (Aparicio, 1992). La función de distribución que representa esta distribución es:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

La función de densidad de densidad de probabilidad es:

$$F(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}]}$$

Donde α y β son parámetros de la función y se estiman de la siguiente forma:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$
$$\beta = \bar{x} - 0.45\,S$$

La función teórica de probabilidad de Gumbel posee un coeficiente de asimetría o sesgo Cs igual 1.139. Esto significa que, si los datos de una muestra se ajustan a esta distribución, su coeficiente de asimetría debe estar cercano a este valor. Para el caso de esta distribución de probabilidad de Gumbel, para calcular la recta de mejor ajuste de los datos históricos, en el método de momentos se utilizan las características estadísticas de la muestra, como media y desviación típica, y se relacionan con la variable original y la variable reducida mediante una ecuación (que, a su vez, está ligada a la probabilidad) para el cálculo de la recta de mejor ajuste, la cual es graficada en papel probabilístico. (Invias, 2009).

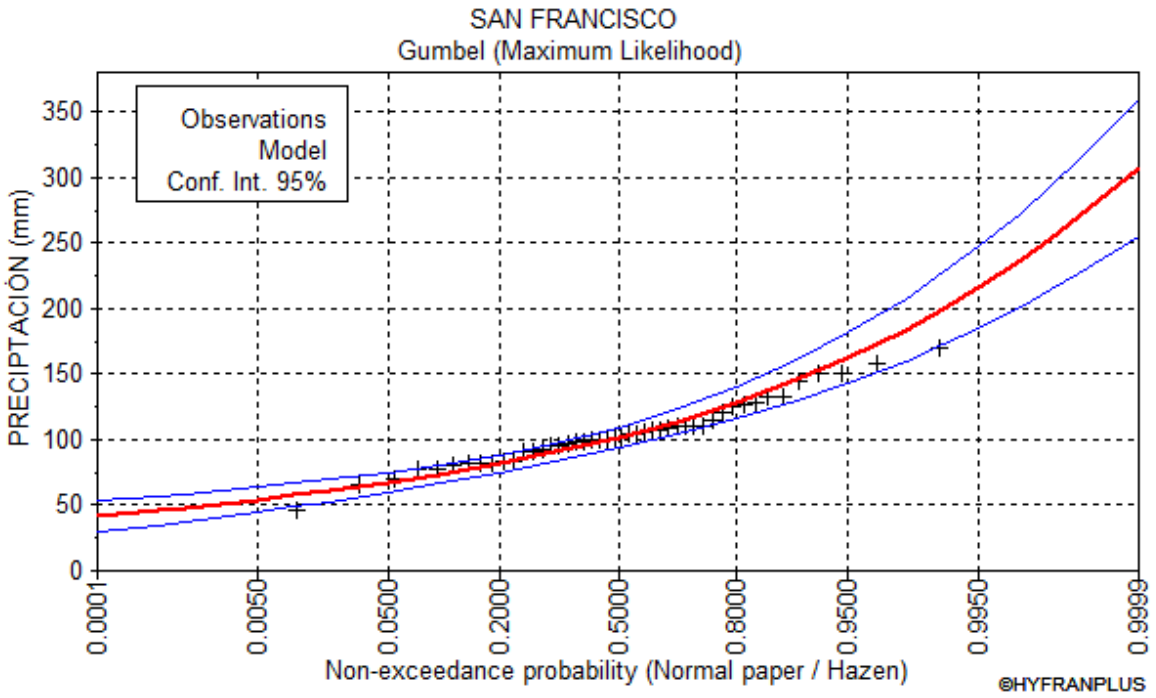


Figura 12: Probabilidad de ajuste tipo Gumbell. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022).

6.9.3 DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD PEARSON TIPO III

Esta distribución ha sido una de las más utilizadas en hidrología. Como la mayoría de las variables hidrológicas son sesgadas, la función Pearson se utiliza para ajustar la distribución de frecuencia de variables tales como crecientes máximas anuales, Caudales mínimos, Volúmenes de flujo anuales y estacionales, valores de precipitaciones extremas y volúmenes de lluvia de corta duración. (Aparicio, 1992). Esta función se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1(\beta_1)}\left\{\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}\right\}^{\beta_1-1} e^{-\frac{x-\beta_1}{\alpha_1}}$$

Donde α, β, δ son parámetros de la función de probabilidad.

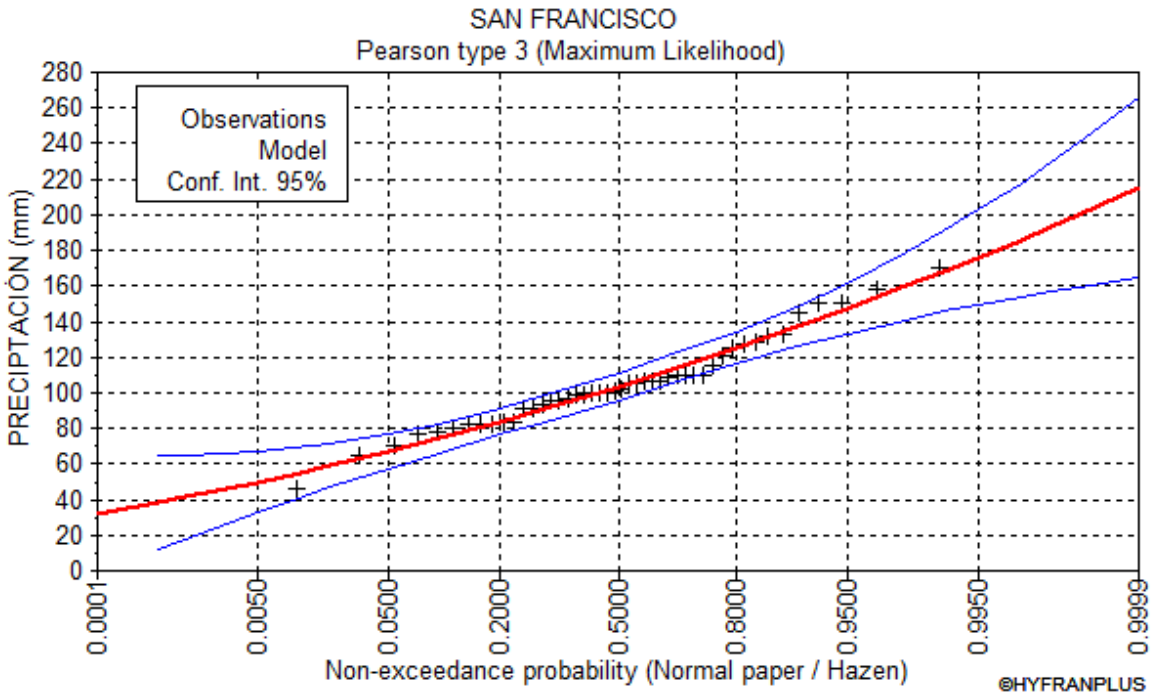


Figura 13: Probabilidad de ajuste tipo Pearson Type 3. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022).

6.9.4 DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD LOG PEARSON TIPO III

Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con Xy y Sy como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X (Aparicio, 1992).

$$F(x) = \frac{\lambda^{\beta}(y-\epsilon)^{\beta-1}e^{-\lambda(y-e)}}{xr(\beta)}$$

Donde:

$$y = \log x$$

$$\log x \geq \epsilon$$

$$\lambda = \frac{S_y}{\sqrt{\beta}}$$

$$\beta = \left[\frac{2}{C_s(y)}\right]^2$$

$$\epsilon = \bar{y} - S_y\sqrt{\beta}$$

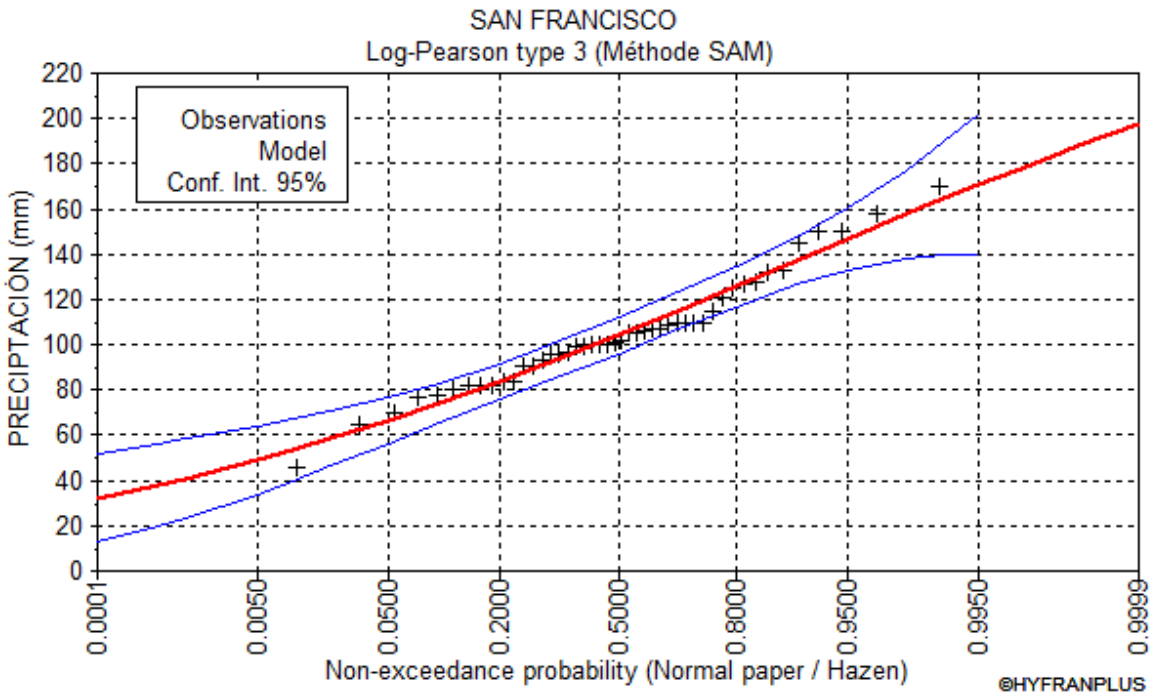


Figura 14: Probabilidad de ajuste tipo LogPearson Type 3. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022).

6.9.5 DISTRIBUCIÓN NORMAL

Este tipo de distribución establece que si una secuencia de variables aleatorias *X* son independientes y están idénticamente distribuidas con media (μ) y varianza; entonces la distribución de la suma de N de esas variables aleatorias, tienden a la distribución normal. (Aparicio, 1992).

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}$$

Donde: X son los datos de caudal, μ es el valor promedio, σes la varianza de la serie de datos.

Para que el grupo de datos se ajuste a la distribución Normal se deben cumplir las siguientes condiciones:

- Las probabilidades deben ser estables
- Los valores consecutivos deben ser independientes
- La variable debe ser continua.

6.9.6 DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE 3 PARÁMETROS

La distribución Log-Normal se puede aplicar si la variable aleatoria esta normalmente distribuida, se aplica a variables hidrológicas formadas como productos de otras variables. (Aparicio, 1992).

$$F(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y{}^2}\right)}$$

Donde: y es el logaritmo natural de la serie; x es la serie registrada y μ es la varianza de datos en Y.

Algunas limitaciones de este tipo de distribución son que solamente tiene dos parámetros y por otro lado que requiere que los logaritmos de los datos sean

simétricos alrededor de su media.

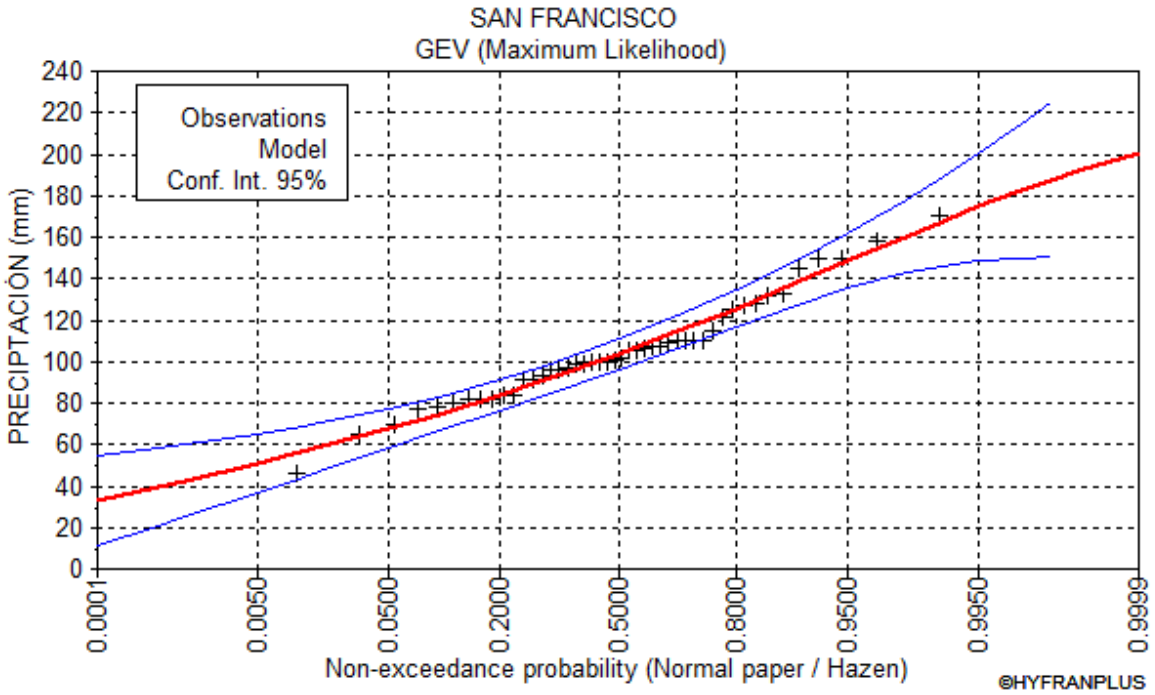


Figura 15: Probabilidad de ajuste tipo GEV. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022).

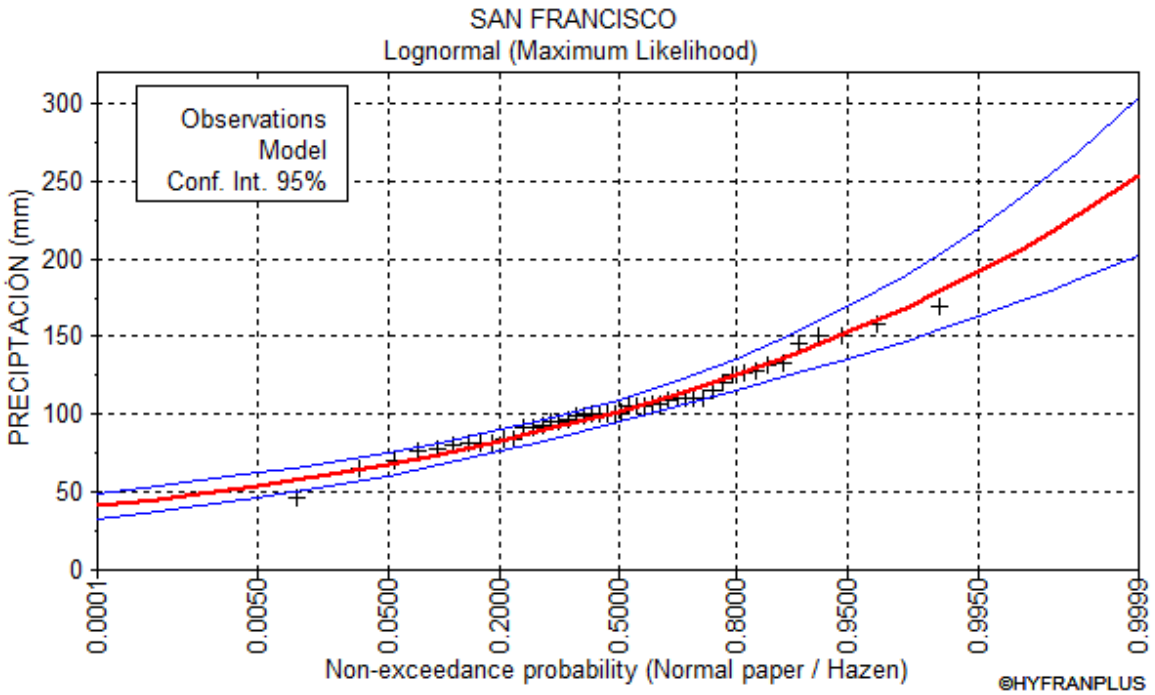


Figura 16: Probabilidad de ajuste tipo LOG Normal. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022).

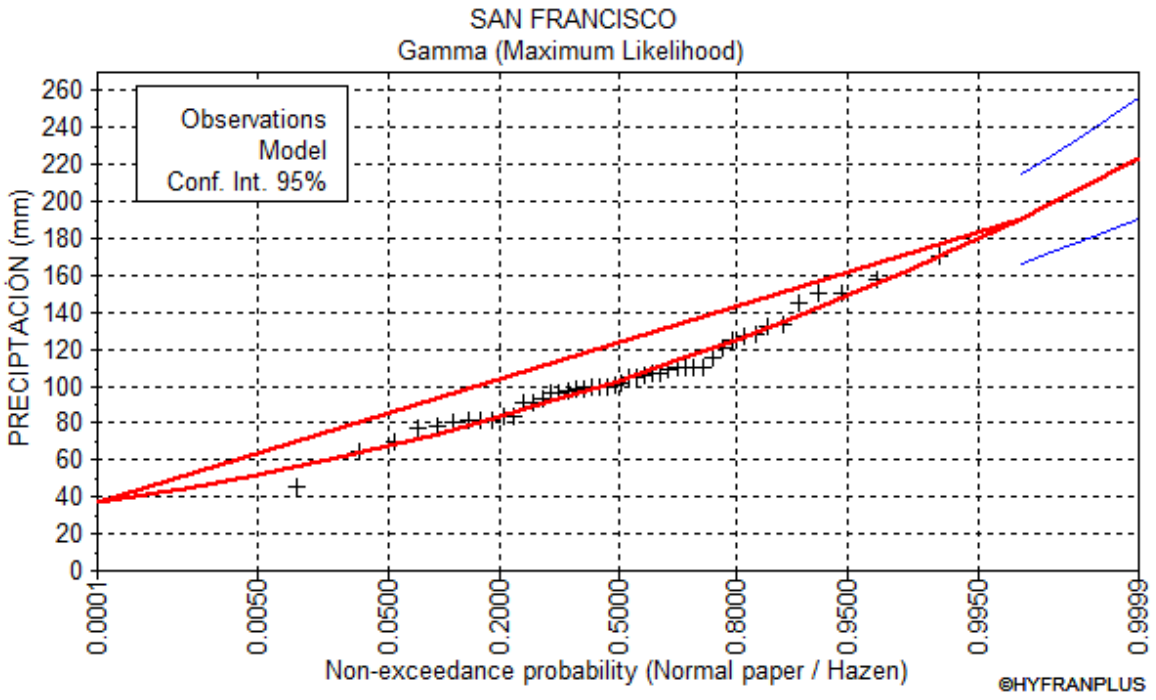


Figura 17: Probabilidad de ajuste tipo Gamma. Fuente: Elaboración en HyFranPlus (2022).

6.10 CRITERIO DE INFORMACIÓN DE AKAIKE

Tradicionalmente el proceso de construcción de un modelo para una serie temporal se basa en la utilización de un conjunto de prueba de hipótesis que van a permitir ir definiendo paso a paso el modelo que mejor se ajusta. Pero los contrastes estadísticos formales pierden su significado cuando no conocemos exactamente el mecanismo que ha generado los datos, ni la forma funcional con que intervienen las variables en el modelo, ni tampoco los desfases temporales que pueden existir, además no debemos olvidar que la elección del nivel de significación es puramente subjetiva.

Akaike (1974) propone estudiar el problema de la identificación desde la perspectiva de la teoría de la decisión estadística, lo que traslada el problema del ajuste de un modelo a la elección de la función de pérdida más adecuada. La solución dada por Akaike es elegir la función de pérdida (o criterio de especificación) el mínimo del criterio de información AIC, que simboliza por MAICE. Este criterio, definido por Akaike (1973) como" An Information Criterion", se basa en la medida de información

de Kullback-Leibler (1951), la cual permite interpretar la distancia entre dos distribuciones (la observada a partir de la muestra y la teórica) a partir de la log-verosimilitud de un modelo. El cálculo del AIC se realiza a partir de la siguiente expresión:

$$AIC = 2k - 2\ln(L)$$

Donde k es el número de parámetros y L el valor máximo en la función de verosimilitud (Maximum likelihood). Por lo tanto, AIC mide la bondad de ajuste a partir de la máxima verosimilitud del modelo, y la complejidad a partir el número de parámetros. La verosimilitud, p(y|θk), es la probabilidad de los datos condicionada a los k parámetros del modelo. Esta es una medida inversa a la suma de las distancias euclídeas de cada uno de los datos al modelo. Existe un único conjunto de valores de los parámetros que maximiza la función de verosimilitud (= que minimiza la suma de distancias euclídeas de los datos al modelo). Por lo tanto, cuanto más alto sea el valor de máxima verosimilitud mejor ajustado estará el modelo a los datos. Esto depende tanto de la forma del modelo como del grado de dispersión de los datos.

Tabla 12: Ajustes de distribución de probabilidad. Fuente: Elaboración propia (2022).

TR	LOG PEARSON	PEARSON	GAMMA	LOG NORMAL	GEV	GUMBEL
500	178	186	191	206	182	237
100	164	168	171	191	168	200
50	157	160	162	180	160	184
25	147	148	149	169	148	162
10	137	137	138	153	138	145
5	126	125	125	140	126	128
3	115	115	114	125	114	114
2.3	104	104	103	113	103	102

En la siguiente tabla se presentan los resultados criterio de información de akaike para escoger la mejor distribución de probabilidad:

Tabla 13: Prueba de criterio de información de Akaike. Fuente: Elaboración propia (2022).

MODELO	Nb Param	Xt	P(Mi)	P (Mi | x)	BIC	AIC
Lognormal	2	180.125	20	46.19	433.052	429.395
GEV	2	167.868	20	13.88	435.456	429.97
Pearson type 3	2	168.219	20	13.27	435.546	430.06
Log-Pearson type 3	2	164.452	20	10.1	436.092	430.607
Gumbel	2	199.937	20	16.56	435.104	431.447

De acuerdo con los resultados de la prueba de bondad de ajuste, la distribución Gumbel presenta mayor valor, debido a que este se acerca más a los datos de la estación para periodos de retorno mayores a 10 años.

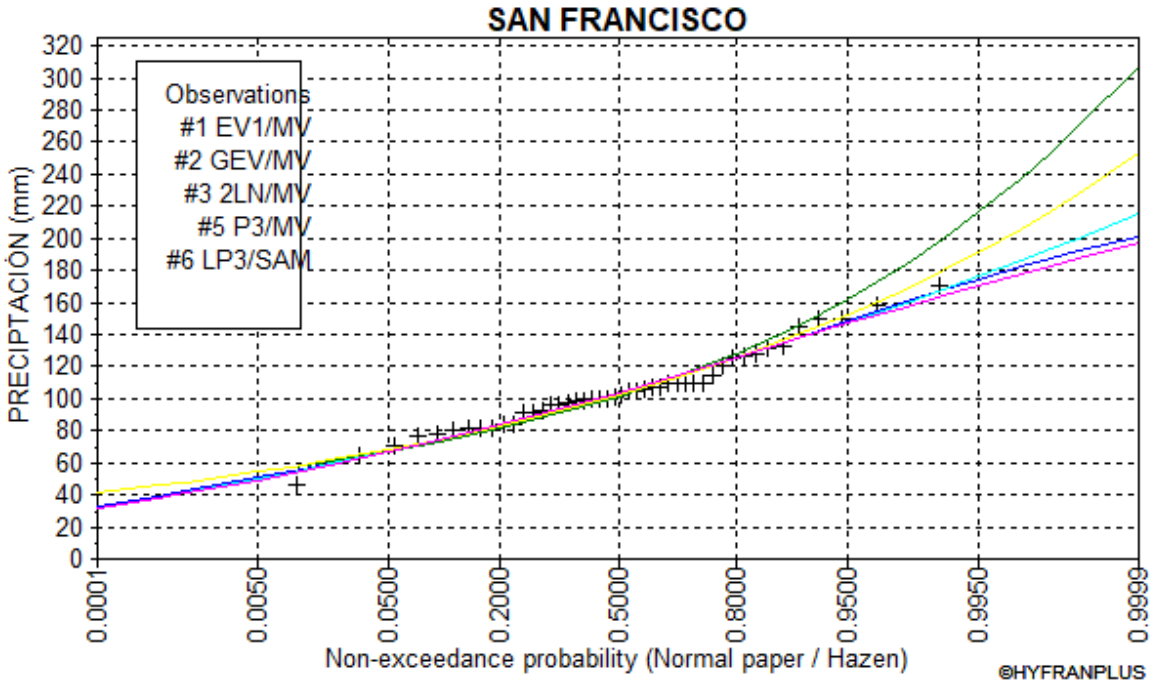


Figura 18: Comparación grafica de funciones de distribución de probabilidad. Fuente: Elaboración propia (2022).

7. CAUDALES Y ESCORRENTÍA

Para la determinación del caudal de diseño es necesario determinar inicialmente la escorrentía, la cual se puede definir como la cantidad de agua de una tormenta que drena o escurre sobre la superficie del suelo. Cuando se produce, fluye a los cauces incrementando su volumen; a medida que llega agua de las partes más lejanas comienza suavemente a decrecer el caudal al poco tiempo de terminada lluvia.
La escorrentía está en función de las precipitaciones máximas (P) y de la infiltración potencial (S), esta última a su vez depende del número de curva (CN). La ecuación que relaciona todas estas variables se muestra a continuación y está dada por la *Soil Conservation Service:*

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

Donde P es la precipitación en mm, S es la infiltración potencial en mm. El valor de es calculado mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Donde CN es el número de curva, el cual depende de la cobertura del área de drenaje.

7.1 ESTIMACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO RACIONAL

A partir de la identificación de la red hídrica de drenajes obtenida con la caracterización de las microcuencas, se logró establecer un drenaje principal que se acumula en los puntos de más bajo nivel de la zona; también se identificó un drenaje secundario que discurre directamente a un canal de excedentes existente sobre el costado sur hasta encontrarse con el drenaje principal.

Para la estimación de los caudales máximos de entrada al predio del proyecto, se

juan.durangogr@gmail.com
juandurangogrisales@hotmail.com
3207675124

utilizó el Método del Racional, en razón a que el área de la microcuenca aportante es menor a 90 Ha, que es la recomendación del INVIAS (2011). La duración de las lluvias de diseño se establece igual al tiempo de concentración de la cuenca, toda vez que esta es la condición más desfavorable y que es una práctica recomendada en hidrología (Chow, 1994).

El método o fórmula racional es una de las ecuaciones más adecuadas para el cálculo del caudal pico en pequeñas áreas asociadas con el drenaje de vías, esta metodología se considera válida para áreas inferiores a 0,9 km² (ASCE, 1992) (Rodríguez, 2013) y se fundamenta en la siguiente ecuación:

$$Q = 0.278\, C * I * A$$

Donde Q es el caudal en m^3/s; C es el coeficiente de escorrentía que depende las pendientes, el tipo y uso del suelo; A es el área de drenaje de la cuenca y 0.278 corresponde al factor de conversión de unidades.

Esta metodología establece que el caudal pico ocurre cuando toda el área contribuye al flujo y la intensidad de la lluvia es uniforme en un tiempo igual al tiempo de concentración de la hoya (o microcuenca, en este caso) (H. Rodríguez, 2013). El coeficiente de escorrentía es la relación entre la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad de la precipitación en un período de tiempo dado (Chow, 1994). La selección de este coeficiente en general se realizar de acuerdo con las coberturas del suelo. Este valor también se puede calcular para una lluvia de características conocidas, siempre y cuando se conozca la respuesta de la hoya en términos del caudal de escorrentía superficial (Monsalve, 2004).

7.2 INTENSIDAD DE DISEÑO

Las curvas IDF se definen como la representación gráfica de una intensidad de precipitación (mm/h) que puede variar durante la duración de una tormenta, para una duración en intervalos iguales en minutos u horas desde el inicio hasta el fin de la lluvia asociado a un periodo de retorno llamado frecuencia, en otras palabras, una precipitación de 1/50 significa que es probable que se presente una vez cada 50 años (periodo de retorno).

La metodología simplificada de cálculo de las curvas intensidad – duración – frecuencia se debe llevar a cabo siempre y cuando no se disponga de datos históricos de precipitación de corta duración (datos pluviográficos). Para Colombia se propone el método de Vargas & Diaz-Granados (1998). En este estudio se dedujeron curvas intensidad-duración frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas, el número promedio de días de lluvia al año, la precipitación total media anual y la elevación de la estación. La mejor correlación obtenida, sin embargo, fue la que se obtuvo con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas en una estación, y es la que se propone para los estudios, además de que es la más sencilla de utilizar.

$$i = \frac{axT^b xM^d}{T^c}$$

Dónde:

- I = Intensidad de precipitación (mm/h)
- T = Periodo de retorno (años)
- t = Tiempo de duración (min)
- M = Precipitación media en 24 horas (mm)
- a, b, c, d: coeficientes de regresión para la región de interés

Como no se cuenta con información de pluviogramas, para la elaboración de las curvas IDF se utilizó la ecuación sintética de Díaz – Granados para la región caribe a con sus respectivos coeficientes regresión obtenidos por los autores mencionados, las precipitaciones máximas en 24 horas por año son las que se muestran en la Tabla 14:

Tabla 14: Precitaciones máximas en 24 horas anual multianual. Fuente: Elaboración propia (2022).

Año	No. Días Lluvia	Prec. Máx 24h
1976	90	70
1977	98	127
1978	129	125
1979	118	78
1980	101	170
1981	126	97
1982	94	107
1983	112	158
1984	109	80
1985	114	128
1986	105	99
1987	113	77
1988	142	107
1989	99	82
1990	108	100
1991	107	101
1992	80	65
1993	108	106
1994	109	82
1995	129	133
1996	112	91
1997	87	93
1998	94	150
1999	97	100
2000	100	82
2001	98	109
2002	91	121
2003	82	100
2004	72	99
2005	105	110
2006	91	105
2007	109	84

Año	No. Días Lluvia	Prec. Máx 24h
2008	94	84
2009	88	91
2010	136	96
2011	127	102
2012	93	110
2013	82	110
2014	69	46
2015	61	115
2016	93	145
2017	136	96
2018	91	150
2019	74	105
2020	86	110
2021	128	132
PROMEDIO	**101.89**	**104.96**

Se utilizan los coeficientes de regresión de la región caribe (R2) en la Tabla 15.

Tabla 15: Coeficientes para cálculo de curvas IDF sintéticas región Caribe. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados

REGIÓN	a	b	c	d
ANDINA (R1)	0.94	0.18	0.66	0.83
CARIBE (R2)	24.85	0.22	0.5	0.1
PACIFICO (R3)	13.92	0.19	0.58	0.2
ORINOQUIA (R4)	5.53	0.17	0.63	0.42

Tabla 16: Intensidades estimadas para la estación SAN FRANCISCO. Fuente: Elaboración propia (2022).

	Intensidades (mm/h)					
Tr (años)	**10**	**20**	**30**	**60**	**120**	**360**
2.33	116.77	82.57	67.42	47.67	33.71	19.46
5	138.13	97.67	79.75	56.39	39.87	23.02
10	160.88	113.76	92.88	65.68	46.44	26.81
25	196.81	139.17	113.63	80.35	56.81	32.80
50	229.23	162.09	132.35	93.58	66.17	38.21
100	267.00	188.79	154.15	109.00	77.08	44.50
500	380.43	269.01	219.64	155.31	109.82	63.41

Las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) para la zona del proyecto se muestran en la Figura 19:

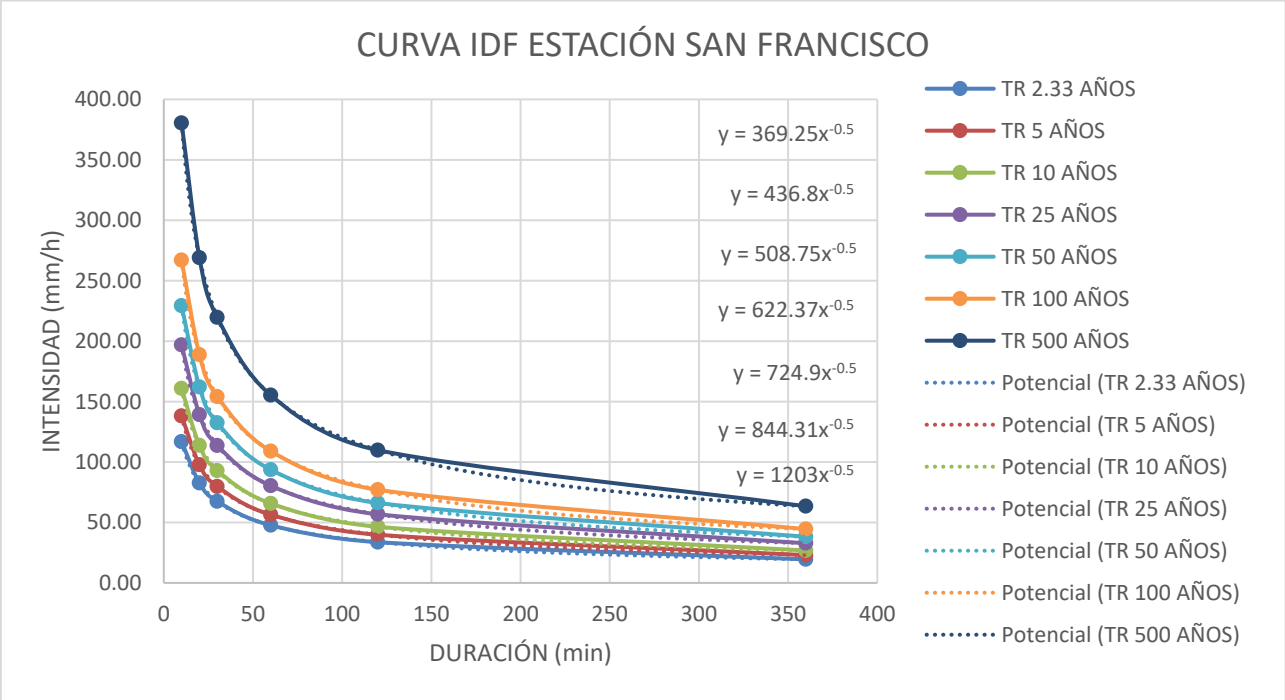


Figura 19: Curvas INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA de la estación SAN FRANCISCO.
Fuente: Elaboración propia (2022).

7.3 HIETOGRAMA DE DISEÑO

Los hietogramas de diseño permiten reflejar la distribución de las precipitaciones producidas a lo largo de las horas más lluviosas asociadas para un periodo de retorno definido. Para desarrollar este método es necesario definir un periodo de retorno para un tiempo específico, en este caso se escoge un periodo de retorno de 25 años para confeccionar un hietograma de lluvias asociado a un tiempo específico (tiempo de duración de la lluvia). Para generar el hietograma de diseño, es necesario conocer la intensidad de precipitación, para lo cual se utiliza los valores obtenidos en el numeral 7.2.

Para el tiempo de duración del evento proyectó una lluvia típica de 180 minutos y se generó el hietograma asociado al periodo de retorno, por el método de bloques alternos. En la Tabla 17 se observa la distribución de las lluvias en intervalos de 5

min y en la Figura 20 se presenta el comportamiento del evento desde que inicia hasta que termina.

Tabla 17: Hietograma de diseño asociado a la duración de la lluvia Tr 50 Años. Fuente: Elaboración propia (2022).

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO					
DURACION	**INTENSIDAD**	**PROFUNDIDA ACUMULADA**	**PROFUNDIDAD INCREMENTAL**	**TIEMPO**	**PRECIPITACION**
min	**mm/hr**	**mm**	**mm**	**min**	**mm**
60	32.546	32.546	32.546	0-60	0.757
120	19.339	38.677	6.131	60-120	0.809
180	14.262	42.786	4.109	120-180	0.871
240	11.491	45.964	3.177	180-240	0.945
300	9.718	48.590	2.626	240-300	1.035
360	8.474	50.847	2.257	300-360	1.148
420	7.548	52.837	1.990	360-420	1.295
480	6.828	54.623	1.786	420-480	1.495
540	6.250	56.249	1.626	480-540	1.786
600	5.774	57.744	1.495	540-600	2.257
660	5.376	59.131	1.387	600-660	3.177
720	5.035	60.426	1.295	660-720	6.131
780	4.742	61.642	1.216	720-780	32.546
840	4.485	62.790	1.148	780-840	4.109
900	4.259	63.879	1.088	840-900	2.626
960	4.057	64.913	1.035	900-960	1.990
1020	3.877	65.901	0.987	960-1020	1.626
1080	3.714	66.845	0.945	1020-1080	1.387
1140	3.566	67.751	0.906	1080-1140	1.216
1200	3.431	68.622	0.871	1140-1200	1.088
1260	3.308	69.461	0.839	1200-1260	0.987
1320	3.194	70.270	0.809	1260-1320	0.906
1380	3.089	71.053	0.782	1320-1380	0.839
1440	2.992	71.810	0.757	1380-1440	0.782

juan.durangogr@gmail.com
juandurangogrisales@hotmail.com
3207675124

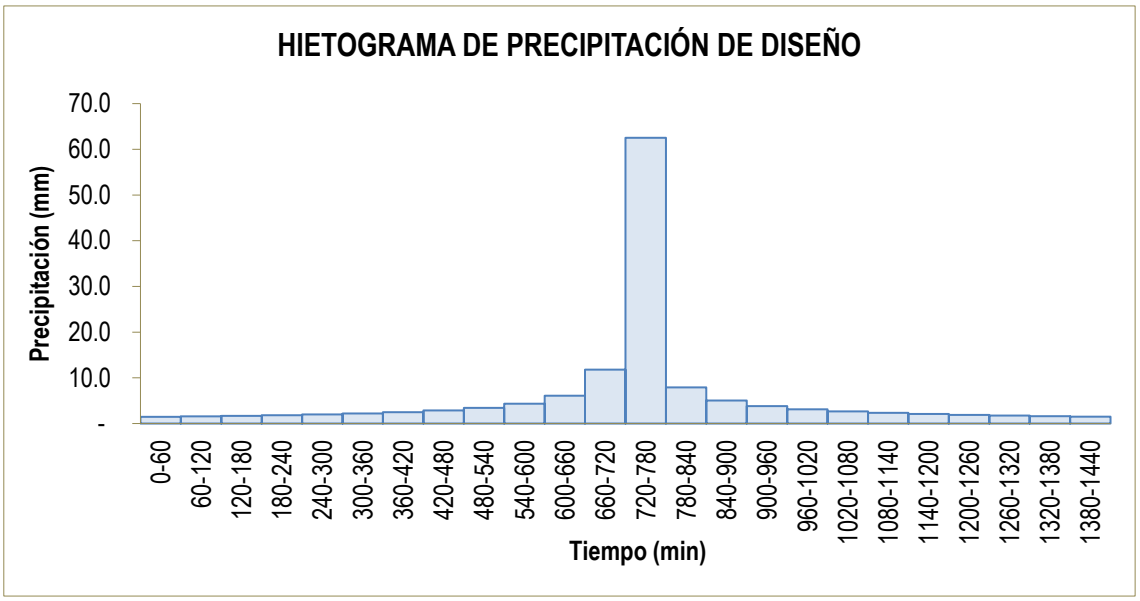


Figura 20: Hietograma de diseño por bloques alternos Tr 50 Años. Fuente: Elaboración propia (2022).

7.4 ESTIMACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS.

Dado que no se cuenta con series de registros de caudales para las cuencas, y las áreas aferentes a algunas estructuras son mayores a 80 hectáreas, se procede a determinar el caudal de diseño a través de los métodos lluvia escorrentía. Para este caso se empleará el método del Hidrograma Unitario Triangular desarrollado por el US Soil Conservation Service (SCS).

El hidrograma unitario es el hidrograma de escorrentía superficial total resultante de un volumen unitario de lluvia neta, uniformemente distribuido en espacio y tiempo. La altura de la lluvia neta equivale a la altura de escorrentía superficial total del hidrograma unitario.

$$d \times A = \int_0^t QEdt$$

Dónde: d es la lluvia neta total (mm); A es área de drenaje (Km2); QE es el caudal de escorrentía superficial total (m3/s) y t es el tiempo del hidrograma unitario de la

hoya (hr).

Existen dos suposiciones básicas en la teoría del hidrograma unitario:

- ✓ Las variaciones estacionales en las características superficiales de la hoya no se tienen en cuenta, es decir, se considera que las precipitaciones antecedentes no influencian en la distribución en el tiempo de la escorrentía superficial producida por una lluvia determinada.

- ✓ Para calcular la escorrentía superficial producida por cualquier otra lluvia neta diferente de una lluvia neta unitaria, se supone que el sistema es linear y no varía con el tiempo.

Con estos principios, Sherman introdujo el denominado hidrograma unitario, el cual es una herramienta útil en la transformación de datos de lluvia a caudal.
Para el presente estudio se utilizó el hidrograma unitario desarrollado por la U.S Soil Conservation Service (SCS), que define el caudal pico como:

$$qp = 0.2083 \times \frac{A \times E}{tp}$$

Dónde: qp es el caudal unitario máximo en m^3/s por mm de escorrentía; A: es el área de drenaje (Km^2); E es la escorrentía unitaria (mm); tp es el tiempo al pico medido desde el comienzo del hidrograma unitario (hr). El tiempo pico se obtiene con la expresión:

$$tp = \frac{d}{2} + t1$$

Dónde d es la duración del exceso de precipitación unitaria (hr), y se estima de acuerdo con la siguiente expresión:

$$d = 0.133 \times tc$$

t1: Tiempo de retraso (hr), se estima como:

$$t1 = 0.6 \times tc$$

Dónde Tc es el tiempo de concentración de una cuenca.

7.4.1 NUMERO DE CURVA

El número de curva depende de la cobertura del suelo en el área de drenaje y de la precipitación antecedente. La cobertura del suelo en el área de drenaje se determina con ayuda de la Figura 21 y la Figura 22. La pertenencia a un grupo hidrológico ya sea A, B, C o D, depende del potencial de escorrentía del suelo, como se muestra en la Figura 21 y la Figura 22.

Por otro lado, el volumen de precipitación en un periodo de 3 días a 30 días precediendo a una tormenta determinada se le llama precipitación antecedente, y las condiciones que se producen en la cuenca con respecto al escurrimiento potencial se les llama condiciones antecedentes. En general, cuanto mayor es la precipitación antecedente, mayor será el escurrimiento directo que puede ocurrir en una tormenta dada. Los efectos de la infiltración y de la evapotranspiración durante el periodo antecedente también son importantes, porque pueden aumentar o disminuir el efecto de la lluvia antecedente.

	Uso del suelo y cobertura	Tratamiento del suelo	Condición para la infiltración	Grupo hidrológico del suelo			
				A	B	C	D
ÁREAS URBANAS	**Residencial[1]**						
	Tamaño promedio del lote		% promedio de impermeabilidad [2]				
	0,05 ha o menor		65	77	85	90	92
	0,10 ha		38	61	75	83	87
	0,13 ha		30	57	72	81	86
	1 0,20 ha		25	54	70	80	85
	0,40 ha		20	51	68	79	84
	Parqueaderos pavimentados, techos, garajes, etc.			98	98	98	98
	Calles y carreteras:						
	Pavimentadas con sardineles y drenajes de aguas lluvias[3]			98	98	98	98
	En grava			76	85	89	91
	En tierra sin afirmar			72	82	87	89
	Áreas comerciales y de negocios		85% de impermeabilidad	89	92	94	95
	Zonas industriales		72% de impermeabilidad	81	88	91	93
	Espacios abiertos, prados, parques, campos de golf, cementerios, etc.						
	Buenas condiciones: cobertura de pasto en más del 75% del área			39	61	74	80
	Malas condiciones: cobertura de 1 pasto entre el 50% y 75% del área			49	69	79	84

Figura 21: Valores del número de curva para zonas urbanas.

ÁREAS NO URBANAS	Barbecho	Hileras rectas	Mala	77	86	91	94
	Cultivo en hileras	Hileras rectas	Mala	72	81	88	91
		Hileras rectas	Buena	67	78	85	89
		Líneas de nivel	Mala	70	79	84	88
		Líneas de nivel	Buena	65	75	82	86
		Terrazas a nivel	Mala	66	74	80	82
		Terrazas a nivel	Buena	62	71	78	81
	Cereales	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
		Hileras rectas	Buena	63	75	83	87
		Líneas de nivel	Mala	63	74	82	85
		Líneas de nivel	Buena	61	73	81	84
		Terrazas a nivel	Mala	61	72	79	82
		Terrazas a nivel	Buena	59	70	78	81
	Leguminosas o praderas con rotación***	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
		Hileras rectas	Buena	58	72	81	85
		Líneas de nivel	Mala	64	75	83	85
		Líneas de nivel	Buena	55	69	78	83
		Terrazas a nivel	Mala	63	73	80	83
		Terrazas a nivel	Buena	51	67	76	80
	Pastizales	-	Mala	68	79	86	89
		-	Regular	49	69	79	84
		-	Buena	39	61	74	80
		Líneas de nivel	Mala	47	67	81	88
		Líneas de nivel	Regular	25	59	75	83
		Líneas de nivel	Buena	6	35	70	79
	Pradera permanente	--	-	30	58	71	78
	Bosques naturales	--	Mala	45	66	77	83
		--	Regular	36	60	73	79
		--	Buena	25	55	70	77
	Hacienda	--	--	59	74	82	86

(1) Los; números de curva son calculados asumiendo que la escorrentía desde la casa y el garaje es dirigida hacia la calle con un mínimo de agua del techo dirigida hacia el prado donde puede ocurrir infiltración.
(2) La condición para estos números de curva es que las áreas permeables adicionales (prados) son consideradas sembradas con pastos de buena condición.
(3) Sembradas en conjunto.

Figura 22: Valores del número de curva para zonas urbanas. Fuente: Hidrología e hidráulica Aplicada. Bernardo Díaz.

Tabla 18: Condición hidrológica de los suelos. Fuente: Ven Te Chow (1995).

Tipo de suelo	Característica (Potencial de escorrentía)
A	Bajo
B	Moderadamente bajo
C	Moderadamente alto
D	Alto

Debido a las dificultades para determinar las condiciones antecedentes producidas por la lluvia, las condiciones reducen a los siguientes tres casos:

- ✓ Condición 1: esta es la condición que presentan los suelos de una cuenca en la que los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, y cuando se aran o se cultivan bien. Esta condición no se considera aplicable al cálculo para determinar la avenida del proyecto.

- ✓ Condición 2: El caso promedio para avenidas anuales, es decir, un promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de la avenida máxima anual en numerosas cuencas.

- ✓ Condición 3: Que se presenta cuando ha llovido mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los cinco días anteriores a la tormenta y el suelo está casi saturado.

Para el uso del suelo de acuerdo con el método Corine Land Cover, la zona del proyecto corresponde a zonas no urbanas. Las demás características del suelo y el cálculo del CN se muestran en la Tabla 18.

Tabla 19: Valores del número de curva para zona del proyecto. Fuente: Elaboración propia (2022).

Uso del suelo y cobertura	Tratamiento del suelo	Condición para la infiltración	Grupo hidrológico del suelo	CN II:
Bosques	Ninguno	Regular	C	86

Los valores del Número de Curva calculados en la Tabla 19 corresponden a la condición 2, y se escoge la condición crítica, es decir, la condición 3 por lo cual hay que realizar una corrección al CNII para determinar el CNIII de acuerdo con la siguiente expresión:

$$CNIII = \frac{23 \times CNII}{10 + 0.13 \times CNII}$$

Tabla 20: Corrección del número de curva. Fuente: Elaboración propia (2022).

CN II	86
CN III	94

7.4.2 CÁLCULO DE CAUDALES DE APORTE POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS

Con el valor del número de curva se puede determinar la infiltración potencial, y por ende la escorrentía, que es el dato faltante para la determinación del caudal de diseño para diferentes periodos de retorno.

A partir de las áreas aportantes a cada una de las estructuras proyectadas se estimaron los tiempos de concentración para cada subcuenca, el número de curva seleccionado (60) se estiman los caudales generados. En la Tabla 21 se muestran los parámetros utilizados y el esquema de tránsito de caudales.

Tabla 21: Análisis morfométrico para estimación de caudales en HMS para subcuenca. Fuente: Elaboración propia (2020).

PARAMETRO	RESULTADO	UNIDAD
Área de la cuenca	22.57	km2
Perímetro	25.87	km
Elevación máxima	500	m.s.n.m.
Elevación mínima	43	m.s.n.m.
Desnivel	457	m.s.n.m.
Longitud de la cuenca	17.87	Km
Ancho máximo de la cuenca	9.10	Km
Longitud del cauce principal	7.900	km
Altura máxima del cauce principal	125	m.s.n.m.
Altura mínima del cauce principal	43	m.s.n.m.
Pendiente del cauce principal	0.0104	m/m
Tiempo de concentración Kirpich	113.36	minutos
Lag Time (min)	68.02	minutos

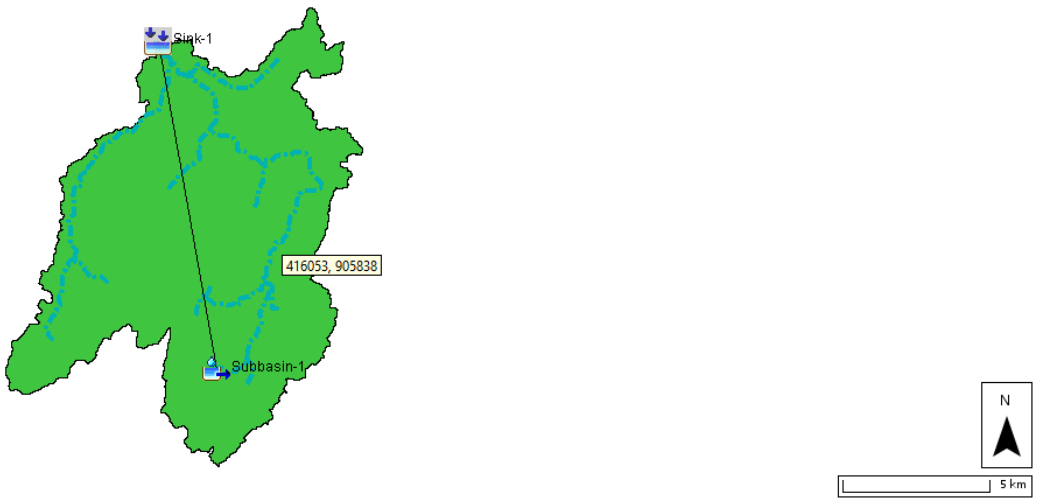


Figura 23: Modelo hidrológico lluvia-escorrentía en HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia (2022).

En la Tabla 22 se muestran los caudales calculados para cada una de periodos de retorno evaluado por esta metodología.

Tabla 22: Caudales obtenidos con HEC-HMS. Fuente: Elaboración propia (2022).

Tr (años)	Ecuación IDF	Tc (min)	Intensidad máxima (mm/hr)	Area (Km2)	Número de Curva (CN)	Caudal US SCS (m3/s)
2	369.25*((x)^-0.5)	113.36	34.680324	22.57	94	72.6
5	436.8*((x)^-0.5)	113.36	41.024687	22.57	94	92.2
10	508.75*((x)^-0.5)	113.36	47.782302	22.57	94	113.5
25	622.37*((x)^-0.5)	113.36	58.453604	22.57	94	141.2
50	724.9*((x)^-0.5)	113.36	68.083323	22.57	94	179
100	844.31*((x)^-0.5)	113.36	79.298428	22.57	94	215.8
500	1203*((x)^-0.5)	113.36	112.98695	22.57	94	327.4

8. CAUDAL DE DISEÑO

Se presentan los caudales para diferentes periodos de retorno mediante la herramienta HEC-HMS y aplicando las ecuaciones descritas en el numeral 7.3.

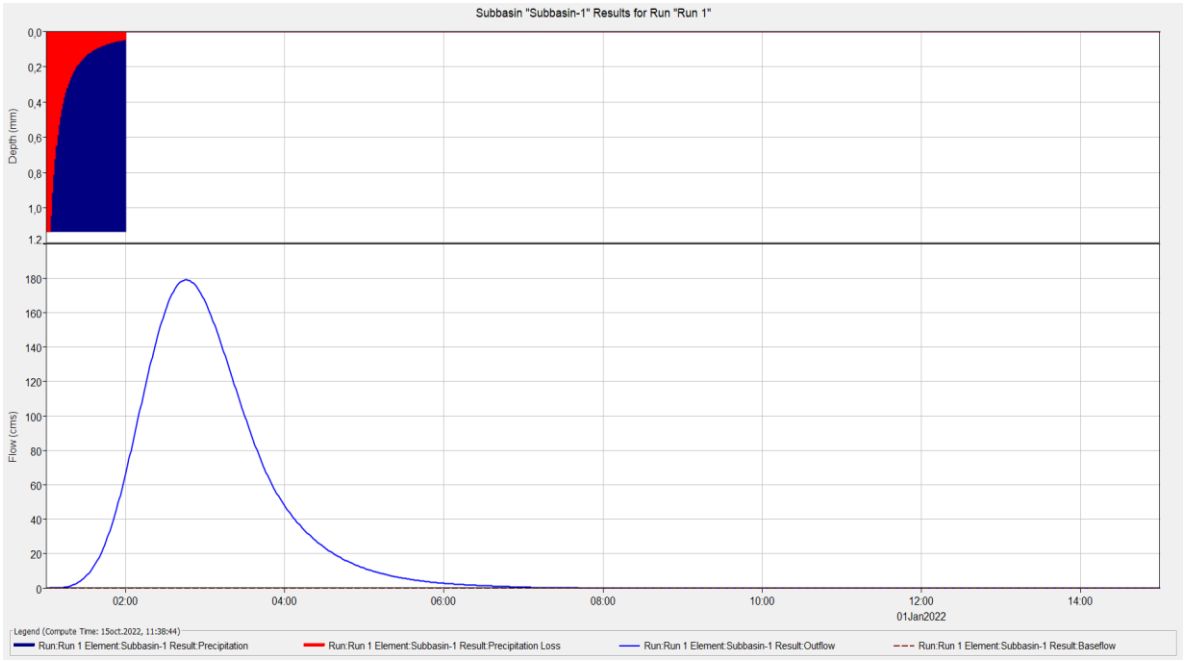


Figura 24: Hidrograma unitario - SCS para Tr 50 años. Fuente: Elaborado en HECHS (2022).

Tabla 23: Cálculos de caudales utilizando ecuaciones del SCS. Fuente: Elaboración propia (2022).

Tr	Cálculo de caudal								
	Tc (h)	T al pico (h)	q pico ($m^3/s/mm$)	CN II	CN III	S (mm)	Ia (mm)	Esc (mm)	Q (m^3/s)
2.33	1.89	1.26	3.73	86	94	15.10	3.02	21.44	79.946
5	1.89	1.26	3.73	86	94	15.10	3.02	27.20	101.433
10	1.89	1.26	3.73	86	94	15.10	3.02	33.47	124.826
25	1.89	1.26	3.73	86	94	15.10	3.02	43.57	162.471
50	1.89	1.26	3.73	86	94	15.10	3.02	52.81	196.933
100	1.89	1.26	3.73	86	94	15.10	3.02	63.68	237.453
500	1.89	1.26	3.73	86	94	15.10	3.02	96.69	360.574

8.1 COEFICIENTE DE MANNING (n)

Los modelos hidráulicos en general, incluido el HEC-RAS, incluyen dentro de sus formulaciones numéricas un término que representa la resistencia al flujo en canales. Este término incluye a su vez un coeficiente de rugosidad, el cual representa el efecto de resistencia al flujo de las superficies del fondo y de las paredes del canal. Una de las ecuaciones de resistencia más utilizadas en la hidráulica fluvial es la ecuación de Manning, la cual se puede escribir como:

$$v = \frac{1}{n}\sqrt{s}Rh^{2/3}$$

Donde v es la velocidad media en la sección transversal, n es el coeficiente de rugosidad de Manning, s es la pendiente de la línea de energía del flujo, Rh es el radio hidráulico de la sección transversal de flujo.

En el caso de la ecuación de Manning, el parámetro n (llamado comúnmente "n de Manning") es el coeficiente de rugosidad utilizado, el cual representa las condiciones imperantes en la sección transversal y el cual depende de una cantidad de factores, como la rugosidad absoluta de los materiales en el lecho y los bancos del cauce, de las irregularidades de este, de la presencia de obstrucciones y

vegetación, del régimen de transporte de sedimentos y del régimen de flujo.

Existen diversas metodologías para estimar el coeficiente de Manning en un cauce natural. Estas metodologías tienen en común el cálculo de un valor base de n en función de la rugosidad absoluta o de la granulometría de los materiales del lecho. Para ello existen metodologías empíricas y fórmulas analíticas. Algunas de las fórmulas analíticas más comunes utilizadas para este fin tienen la forma y concepto de las ecuaciones de Strickler, Hey y Limerinos (Chang 1992, USACE 1994, USACE 2010, García 2007, entre otros):

- ✓ ***Strickler:***

$$n = 0.0474 K_s^{\,1/16}$$

Donde K_s (en metros) está correlacionado con el tamaño de la partícula, usualmente con el d50. Supone condiciones de lecho rígido y una variación de n sólo con la rugosidad absoluta del lecho.

- ✓ ***Hey:***

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.031 \log\left(\frac{11.75 Rh}{3.5\, d_{84}}\right)$$

Donde Rh es el radio hidráulico del flujo, d_{84} es el tamaño de partícula (para el que el 84% del sedimento es más fino) y f el factor de fricción de Darcy-Weisbach. Esta ecuación es del tipo Keulegan para lecho rígido, ecuaciones semi-logarítmicas que se basan en la ecuación de Prandtl-von Karman ya que la fricción en la frontera del canal crea una capa de cortante similar a la capa límite en tuberías. Estas ecuaciones demuestran que la resistencia al flujo aumenta para tirantes bajos.

- ✓ ***Limerinos:***

$$n = \frac{0.0926 Rh^{1/6}}{1.16 + 2\log\left(\frac{Rh}{d_{84}}\right)}$$

Donde Rh es el radio hidráulico del flujo, d_{84} es el tamaño de partícula (para el que el 84% del sedimento es más fino). Esta ecuación está derivada para fondos móviles y materiales relativamente gruesos (arenas gruesas y gravas) y es aplicable sólo en la ausencia de formas de fondo (e.g. dunas) y en el régimen alto de transporte de sedimentos.

- ✓ ***Cowan:***

Existen asimismo otro tipo de metodologías, en donde el n base para un cauce se escoge empíricamente a través de tablas y fotografías que describen y muestran las características más relevantes de los cauces. Esta es una metodología muy generalizada y práctica, desarrollada inicialmente por Chow en 1959 y posteriormente desarrollada por Arcement y Schneider en su texto “Guide for selecting Manning’s Roughness Coefficients for natural Channels and Flood Plains” (1989). Según estos autores, el valor de n de Manning para el cauce principal se obtiene de la siguiente fórmula, propuesta originalmente por Cowan (Chow, 1994):

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

Donde n_b es el valor de base para un canal recto, uniforme y liso conformado por materiales naturales; n_1 es el factor de corrección por irregularidades presentes en la superficie; n_2 es el valor para variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal; n_3 es el valor para obstrucciones presentes; n_4 es el valor

para presencia de vegetación y condiciones de flujo y m factor de corrección por el efecto de la sinuosidad a lo largo del cauce.

Cowan (1994) recomienda obtener los valores de n_b de la Tabla 24 realizar estimaciones con las ecuaciones analíticas como las referidas anteriormente:

Tabla 24: Valores base para la n de Manning. Fuente: Arcement y Schneider (1989).

Material del fondo	Tamaño medio del material (mm)	Valor base de n	
		Canal recto y uniforme	Canal liso
Concreto	---	0,012 – 0,018	0,011
Roca	---	---	0,025
Suelo firme	---	0,025 – 0,032	0,020
Arena gruesa	1-2	0,026 – 0,035	---
Gravas finas	---	---	0,024
Gravas	2-64	0,028 – 0,035	---
Gravas gruesas	---	---	0,026
Pequeños cantos rodados	64-256	0,030 – 0,050	---
Cantos rodados	>256	0,040 – 0,070	---

De igual forma Cowan (1994) recomienda que los coeficientes de ajuste n1, n2, n3, n4 y m, se obtengan de las siguientes tablas.

Tabla 25: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Grado de irregularidad (n1). Fuente: Arcement y Schneider (1989).

Grado de irregularidad	Valor de ajuste n1
Liso	0,000
Menor	0,001 – 0,005
Moderada	0,006 – 0,010
Severa	0,011 – 0,020

Tabla 26: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Variación en la sección transversal del cauce (n2). Fuente: Arcement y Schneider (1989).

Variación en la sección transversal del cauce	**Valor de ajuste n2**
Gradual	0,000
Alternan ocasionalmente	0,001 – 0,005
Alternan frecuentemente	0,010 – 0,015

Tabla 27: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Efecto de obstrucciones (n3). Fuente: Arcement y Schneider (1989).

Efecto de obstrucciones	**Valor de ajuste n3**
Despreciable (ocupa menos del 5% del área de la sección transversal)	0,000 – 0,004
Menor (ocupa menos del 15% del área de la sección transversal)	0,005 – 0,015
Apreciable (ocupa entre el 15% y el 50% del área de la sección transversal)	0,020 – 0,030
Severo (ocupa más del 50% del área de la sección transversal)	0,040 – 0,050

Tabla 28: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Cantidad de vegetación (n4). Fuente: Arcement y Schneider (1989).

Cantidad de vegetación	**Valor de ajuste n4**
Pequeña	0,002 – 0,010
Mediana	0,010 – 0,025
Grande	0,025 – 0,050
Muy grande	0,050 – 0,100

Tabla 29: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Grado de sinuosidad (m).

Fuente: Arcement y Schneider (1989).

Grado de sinuosidad	Valor de ajuste m
Menor (Relación entre longitud real del cauce y longitud en línea recta entre 1 y 1,2)	1
Apreciable (Relación entre longitud real del cauce y longitud en línea recta entre 1,2 y 1,5)	1,15
Severo (Relación entre longitud real del cauce y longitud en línea recta mayor a 1,5)	1,3

Para definir las condiciones de frontera del modelo se analizaron las características prevalecientes en el cauce. Aguas arriba no existen elementos físicos específicos que definan un control hidráulico. Aguas abajo se definió asimismo una condición de flujo normal con pendiente de 0,0104 m/m, valor promedio de lo que se observa a lo largo de los 480 m del tramo analizado.

Tabla 30: Calculo del coeficiente de Manning según Cowan. Fuente: Elaboración propia (2022).

	SEGÚN COWAN:				
	Condiciones del río:				
Material del cauce:	A	terroso			
	B	rocoso			
	C	gravoso fino			
	D	gravoso grueso			
	material del cauce adoptado:		A	=	0.02
Grado de irregularidad:					
	A	ninguna			
	B	leve			
	C	regular			
	D	severo			
	Grado de irregularidad adoptado:		A	=	0
Secciones Variables					
	A	leve			
	B	regular			
	C	severo			

SEGÚN COWAN:

Condiciones del río:

variación de la sección adoptada:		A	=	0
Efecto de las obstrucciones:	A	despreciables		
	B	menor		
	C	apreciable		
	D	severo		
Efecto de las obstrucciones adoptado:		B	=	0.01
Vegetación:	A	ninguna		
	B	poco		
	C	regular		
	D	alta		
vegetación adoptada:		B	=	0.01
Grado de sinuosidad:	A	Insignificante		
	B	regular		
	C	considerable		
grado de sinuosidad adoptado:		A	=	1

valor de " n " adoptado según COWAM n = 0.04

En cuanto al coeficiente de rugosidad de Manning, para el cauce de la quebrada Severinera se tomó un valor de n base de 0,040, correspondiente a la textura y granulometría de los materiales presentes en el cauce. La irregularidad baja de las formas del canal, la presencia menor de obstrucciones y una cantidad alta de vegetación en las márgenes del cauce dan como resultado un coeficiente de Manning de 0,040 en el cauce a lo largo del tramo modelado. Para las simulaciones, se evaluó el caudal para un periodo de retorno de 50 años según las recomendaciones del INVIAS (2009), Un resumen de las características del modelo se presenta en la Tabla 31.

Tabla 31: Resumen de parámetros del modelo de la quebrada Severinera en HEC-RAS. Fuente: Elaboración propia (2022).

Características geométricas	
Número de secciones	25
Estación aguas abajo	0+000,00
Estación aguas arriba	0+480,00
Condición de frontera aguas arriba	Profundidad normal s=0,0104 m/m
Condición de frontera aguas abajo	Profundidad normal s=0.0104 m/m
Coeficientes de rugosidad (Manning)	
Cauce principal y planicies	0,040
Condiciones de caudal	
Q50años	179 m3/s

9. MODELO HIDRÁULICO

9.1 DISEÑO HIDRÁULICO DEL PUENTE

El modelo seleccionado para la simulación hidráulica fue el programa HEC-RAS (River Analysis System del Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos. Este modelo unidimensional se basa en el cálculo de Flujo Gradualmente Variado (FGV) mediante la solución de la ecuación de energía en una dimensión. Considera las pérdidas de energía producto de la fricción a lo largo del cauce y de procesos de expansión y contracción del flujo. Para casos de Flujo Rápidamente Variado (FRV), como saltos hidráulicos, confluencias y flujo en puentes el modelo incorpora la solución de la ecuación de momentum del flujo. Las características específicas del modelo, su fundamento hidráulico y sus formulaciones y métodos de solución numéricos son tratados ampliamente en USACE (2010), documento que puede utilizarse como referencia hidráulica del modelo.

Para la corriente objeto del presente estudio, el uso de un modelo hidráulico unidimensional como el HEC-RAS es suficiente y adecuado para estimar las características del flujo, en particular los niveles para los caudales de diseño y los parámetros hidráulicos relacionados con los cálculos de socavación.

El modelo HEC-RAS requiere la inclusión de la geometría de las secciones transversales, a partir de las cuales se obtienen los parámetros hidráulicos de las secciones para el cálculo de las condiciones de flujo analizadas. Para lograr una correcta aplicación del modelo unidimensional, se utilizaron secciones transversales detalladas y se definieron tramos de análisis y separación de secciones adecuadas para la variación esperada del gradiente de energía en condición de crecientes.

La resistencia al flujo se modela mediante el coeficiente n de Manning, el cual puede ser variado a lo ancho de la sección transversal y a lo largo del tramo analizado. El modelo también requiere de la fijación de condiciones de frontera, las cuales se pueden especificar como condiciones de profundidad crítica o profundidad normal, como un nivel de agua conocido o como una curva de descarga, tanto aguas arriba como aguas abajo del tramo correspondiente. En el caso del presente estudio, se realizó el modelado en régimen permanente, es decir, sin considerar la variación del flujo en el tiempo.

El modelo supone que las secciones de la corriente (tanto transversal como longitudinalmente) son fronteras rígidas y de esta forma distribuye la totalidad del caudal llenando horizontalmente a la sección de la corriente hasta alcanzar la capacidad hidráulica necesaria para la avenida que se está simulando. Estos cálculos los puede realizar en régimen supercrítico, régimen subcrítico o en un régimen mixto. Los resultados del modelo hidráulico se obtienen tabularmente como un resumen completo de las condiciones hidráulicas de cada sección transversal (niveles de agua, energía, caudal, velocidad, profundidad, área, radio hidráulico, número de Froude, entre otros) y también gráficamente en cada sección transversal y en el perfil de la corriente. La metodología descrita se desarrolló a través del software de modelación de canales HEC-RAS, el cual proporciona datos específicos del comportamiento de caudal dentro de un canal o río, o fuente de agua, teniendo como datos de entrada: la geometría, el caudal, los valores de Manning.

Para construir el modelo de la quebrada Severinera en el programa HEC-RAS se contó con el levantamiento topográfico del cauce (ver Figura 25). El levantamiento topográfico del sitio de interés fue hecho empleando un sistema de referencia local

de elevaciones, específico al sitio, ligado a las elevaciones absolutas del sistema nacional. Se levantó un tramo de 300 m, que cubre 150 m aguas arriba y 150 m aguas abajo a partir del sitio de interés. La longitud del tramo fue definida en función de las características hidráulicas del río y resultó suficiente para el modelado hidráulico. A partir del levantamiento topográfico, se elaboró un plano topográfico detallado con curvas de nivel, y se generó una superficie tridimensional del cauce (ver Figura 26).

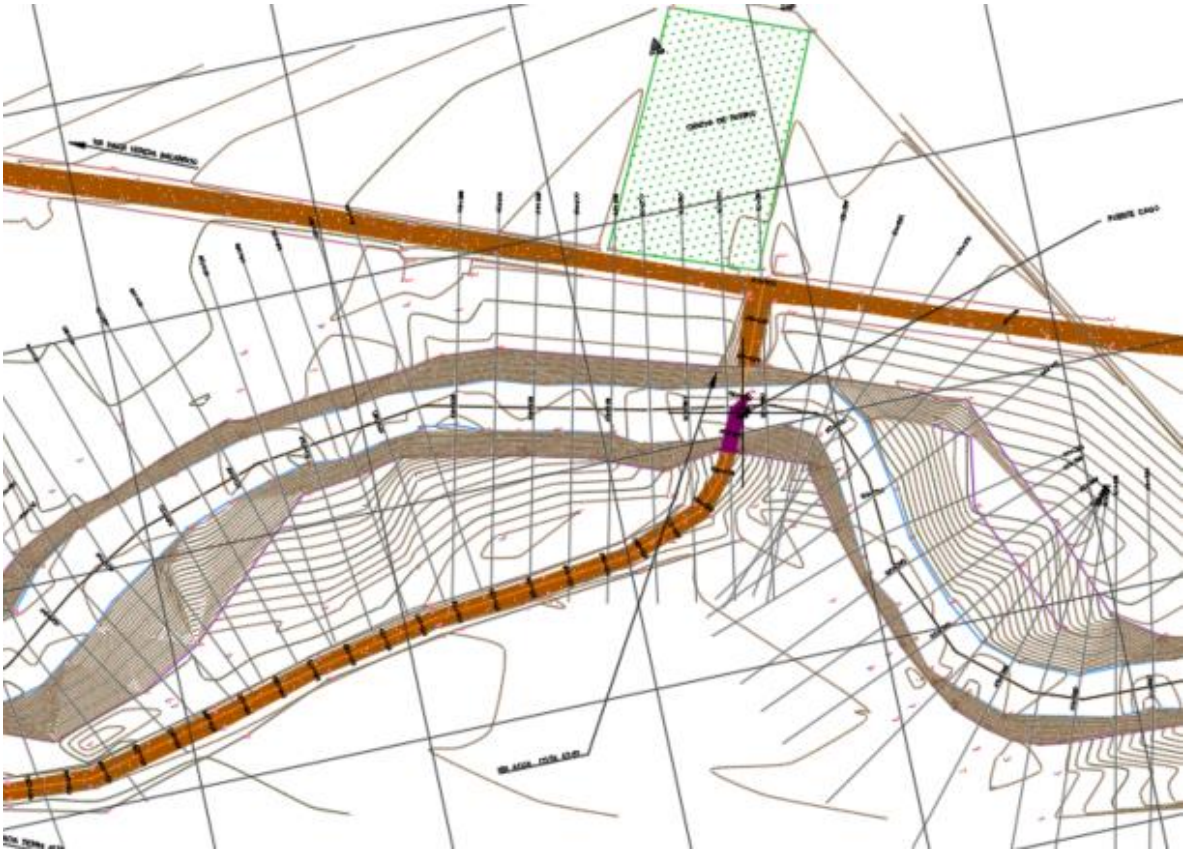


Figura 25: Topo-batimetría de la quebrada Severinera. Fuente: Equipo de topografía (2022).

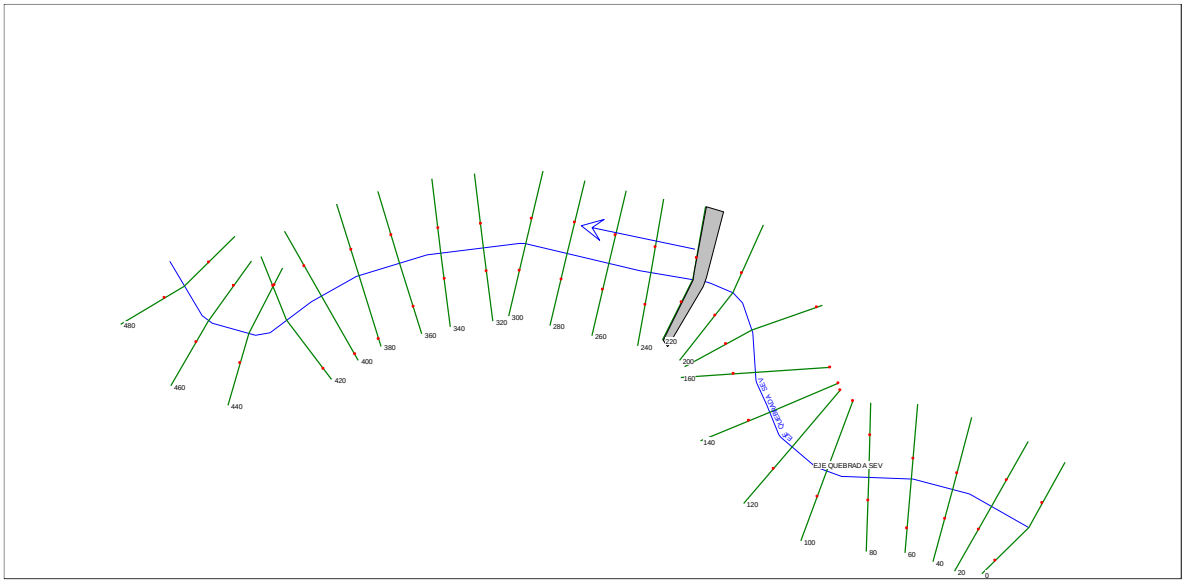


Figura 26: Geometría de la quebrada Severinera. Fuente: Elaborado con HEC-RAS (2022).

A partir de la superficie tridimensional digital se generaron secciones transversales espaciadas cada 20 metros y con una extensión media de 100 m a cada lado del eje del cauce. En total, 25 secciones transversales conformaron el modelo hidráulico final de la quebrada Severinera.

9.2 NIVEL DE AGUAS MÁXIMO

Las simulaciones en HEC-RAS, se evaluaron en régimen subcrítico permitiendo obtener las condiciones del flujo del cauce. La siguiente ilustración es una vista tridimensional de los niveles de agua en el cauce con el periodo de retorno seleccionado para las condiciones de cauce natural sin obras, cauce con box culvert y puente propuesto y las ilustraciones anexas representan cada sección transversal con el caudal de diseño evaluado.

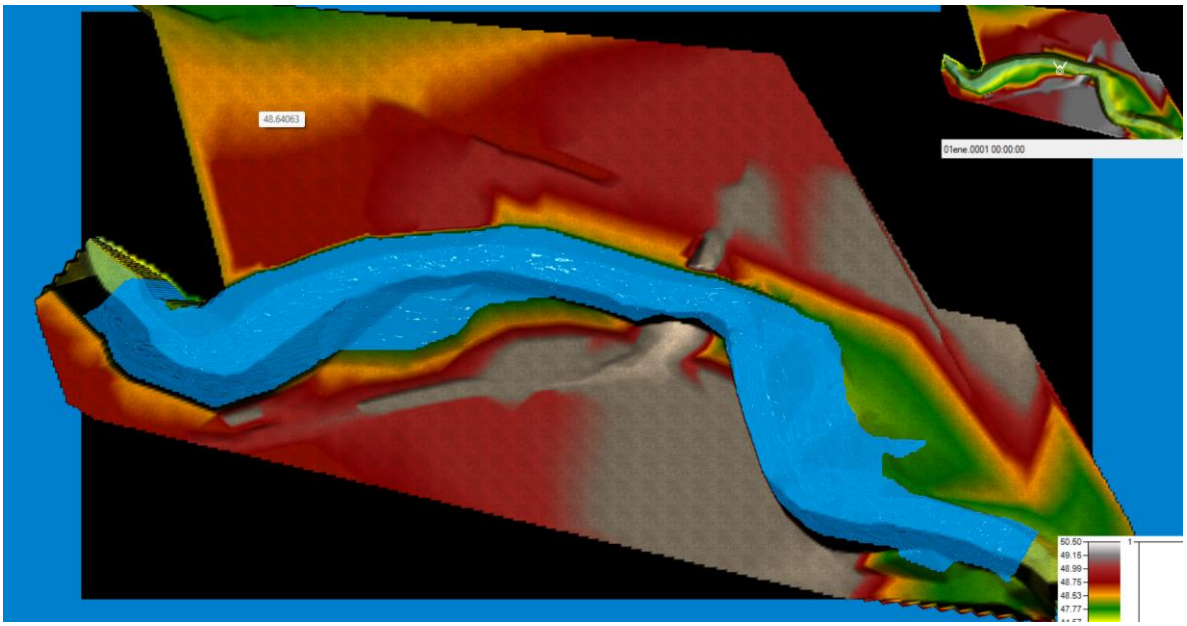


Figura 27: Modelación de flujo en las secciones de la quebrada Severinera. Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2022).

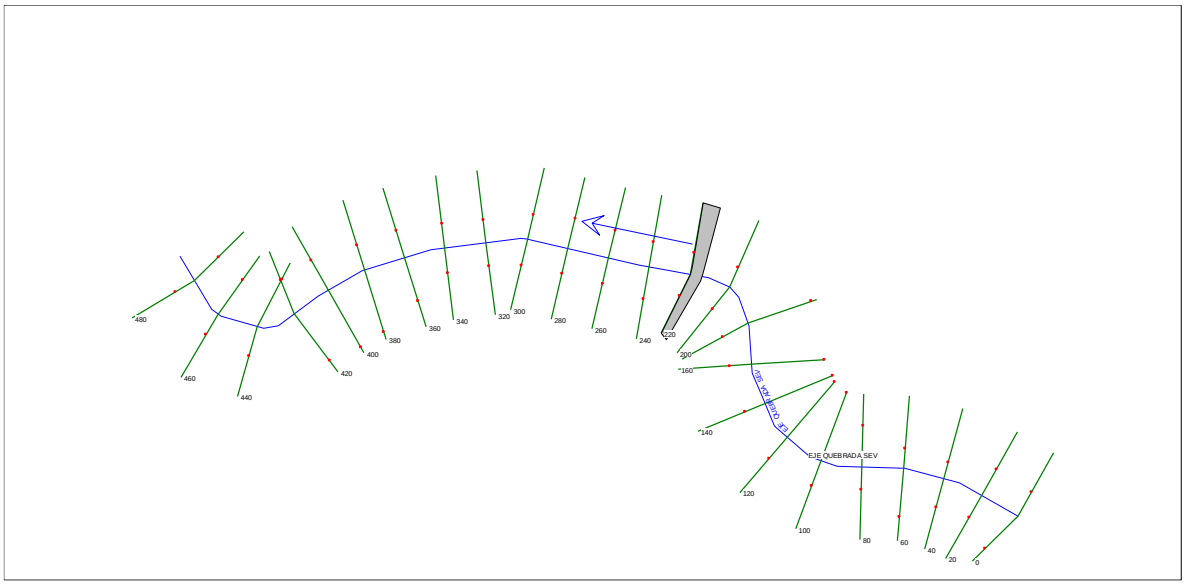


Figura 28: Modelación de flujo en las secciones de la quebrada Severinera con puente. Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2022).

Tabla 32: Resultados de modelación hidráulica de flujo con puente. Fuente: Elaborado con HEC-RAS (2022).

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
QUEBRADA SEVERINERA	480	TR 50 AÑOS	179	42.25	48.04	45.3	48.13	0.000592	1.45	135.95	43.79	0.23
QUEBRADA SEVERINERA	460	TR 50 AÑOS	179	42.68	47.99		48.12	0.000813	1.58	113.87	45.21	0.26
QUEBRADA SEVERINERA	440	TR 50 AÑOS	179	42.69	48.02		48.09	0.000405	1.18	151.92	39.28	0.19
QUEBRADA SEVERINERA	420	TR 50 AÑOS	179	42.75	48.02		48.08	0.000344	1.09	164.48	43.45	0.18
QUEBRADA SEVERINERA	400	TR 50 AÑOS	179	42.75	48.02		48.07	0.000309	1.04	172.86	44.96	0.17
QUEBRADA SEVERINERA	380	TR 50 AÑOS	179	42.75	47.98		48.06	0.000552	1.26	141.56	41.31	0.22
QUEBRADA SEVERINERA	360	TR 50 AÑOS	179	42.78	47.95		48.05	0.000578	1.38	133.33	44.8	0.23
QUEBRADA SEVERINERA	340	TR 50 AÑOS	179	42.52	47.9		48.03	0.000759	1.65	121.69	45.84	0.26
QUEBRADA SEVERINERA	320	TR 50 AÑOS	179	43	47.83		48.01	0.001137	1.94	103.06	40.95	0.31
QUEBRADA SEVERINERA	300	TR 50 AÑOS	179	42.79	47.79		47.98	0.001177	1.93	95.69	33.67	0.32
QUEBRADA SEVERINERA	280	TR 50 AÑOS	179	42.88	47.77		47.96	0.001254	1.91	93.9	28.56	0.33
QUEBRADA SEVERINERA	260	TR 50 AÑOS	179	42.95	47.73		47.93	0.001366	1.99	89.84	25.28	0.34
QUEBRADA SEVERINERA	240	TR 50 AÑOS	179	43.25	47.68		47.9	0.001607	2.09	85.71	25.69	0.37
QUEBRADA SEVERINERA	220	TR 50 AÑOS	179	43	47.54	45.67	47.85	0.002333	2.49	72.01	19.7	0.42
QUEBRADA SEVERINERA	210		Bridge									
QUEBRADA SEVERINERA	200	TR 50 AÑOS	179	43.25	47.51		47.79	0.002268	2.34	76.51	22.05	0.4
QUEBRADA SEVERINERA	180	TR 50 AÑOS	179	43.45	47.61		47.72	0.000836	1.42	126.15	43.82	0.27
QUEBRADA SEVERINERA	160	TR 50 AÑOS	179	43.25	47.6		47.7	0.00086	1.4	128.03	44.51	0.26
QUEBRADA SEVERINERA	140	TR 50 AÑOS	179	43.25	47.59		47.68	0.000632	1.27	140.49	44.5	0.23
QUEBRADA SEVERINERA	120	TR 50 AÑOS	179	43.49	47.58		47.66	0.000712	1.31	136.8	46.55	0.24
QUEBRADA SEVERINERA	100	TR 50 AÑOS	179	43.5	47.47		47.63	0.001873	1.78	100.44	45.16	0.38
QUEBRADA SEVERINERA	80	TR 50 AÑOS	179	43.25	47.35		47.59	0.00204	2.16	84.24	36.78	0.4
QUEBRADA SEVERINERA	60	TR 50 AÑOS	179	43.44	47.24		47.53	0.003	2.41	74.4	29.17	0.48
QUEBRADA SEVERINERA	40	TR 50 AÑOS	179	43.5	46.89		47.43	0.00561	3.26	54.98	22.48	0.65
QUEBRADA SEVERINERA	20	TR 50 AÑOS	179	43.63	46.6		47.28	0.008412	3.65	49.11	23.82	0.79

juan.durangogr@gmail.com
juandurangogrisales@hotmail.com
3207675124

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
QUEBRADA SEVERINERA	0	TR 50 AÑOS	179	43.36	46.33	46.13	47.08	0.010405	3.86	46.41	23.82	0.88

Donde Min Ch El corresponde a la elevación mínima del fondo del caucel; W.S Elev es la superficie máxima de la línea de agua, Crit W.S es el tirante critico de la lámina de agua, E.G Elv es la energía desde el fondo del cauce, Vel Chnl es la velocidad del fluido en el cauce, Flow Area hace referencia al área hidráulica y Top Width hace referencia al ancho de la sección analizada.

Para incluir el puente en el modelo HEC-RAS se empleó el módulo de puentes, en el cual se esquematiza la geometría propuesta y se definen los criterios de cálculo hidráulico.

Tabla 33: Tabla 38: Resultados hidráulicos para sección de puente. Fuente: Elaborado en HECRAS (2022).

E.G. US. (m)	47.85	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	47.54	E.G. Elev (m)	47.85	47.82
Q Total (m3/s)	179	W.S. Elev (m)	47.54	47.55
Q Bridge (m3/s)	179	Crit W.S. (m)	45.67	45.73
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.54	4.3
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.49	2.32
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	72.01	77.3
Weir Submerg		Froude # Chl	0.42	0.4
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	193.18	193.35
Min El Weir Flow (m)	49.11	Hydr Depth (m)	3.65	3.5
Min El Prs (m)	51.04	W.P. Total (m)	24.39	26.81
Delta EG (m)	0.06	Conv. Total (m3/s)	3705.2	3915.1

juan.durangogr@gmail.com
juandurangogrisales@hotmail.com
3207675124

Delta WS (m)	0.02	**Top Width (m)**	19.7	22.07
BR Open Area (m2)	146.85	**Frctn Loss (m)**	0.01	0.03
BR Open Vel (m/s)	2.49	**C & E Loss (m)**	0.01	0
BR Sluice Coef		**Shear Total (N/m2)**	67.58	59.11
BR Sel Method	Energy only	**Power Total (N/m s)**	168	136.88

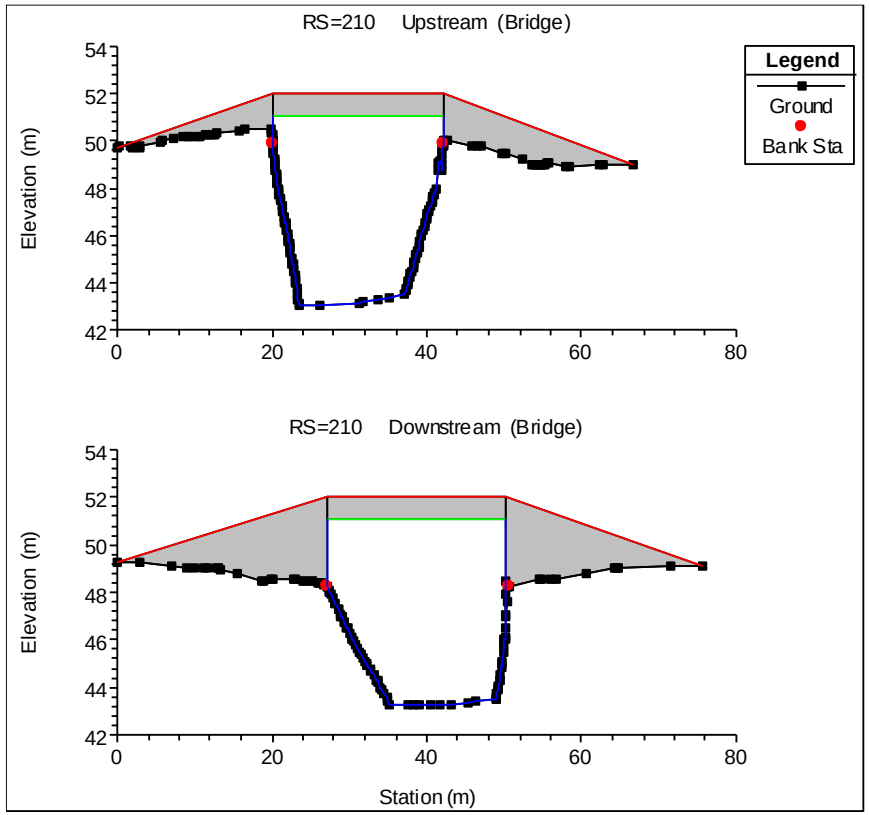


Figura 29: Sección hidráulico de puente con estribos. Fuente: Elaborado en HECRAS (2022).

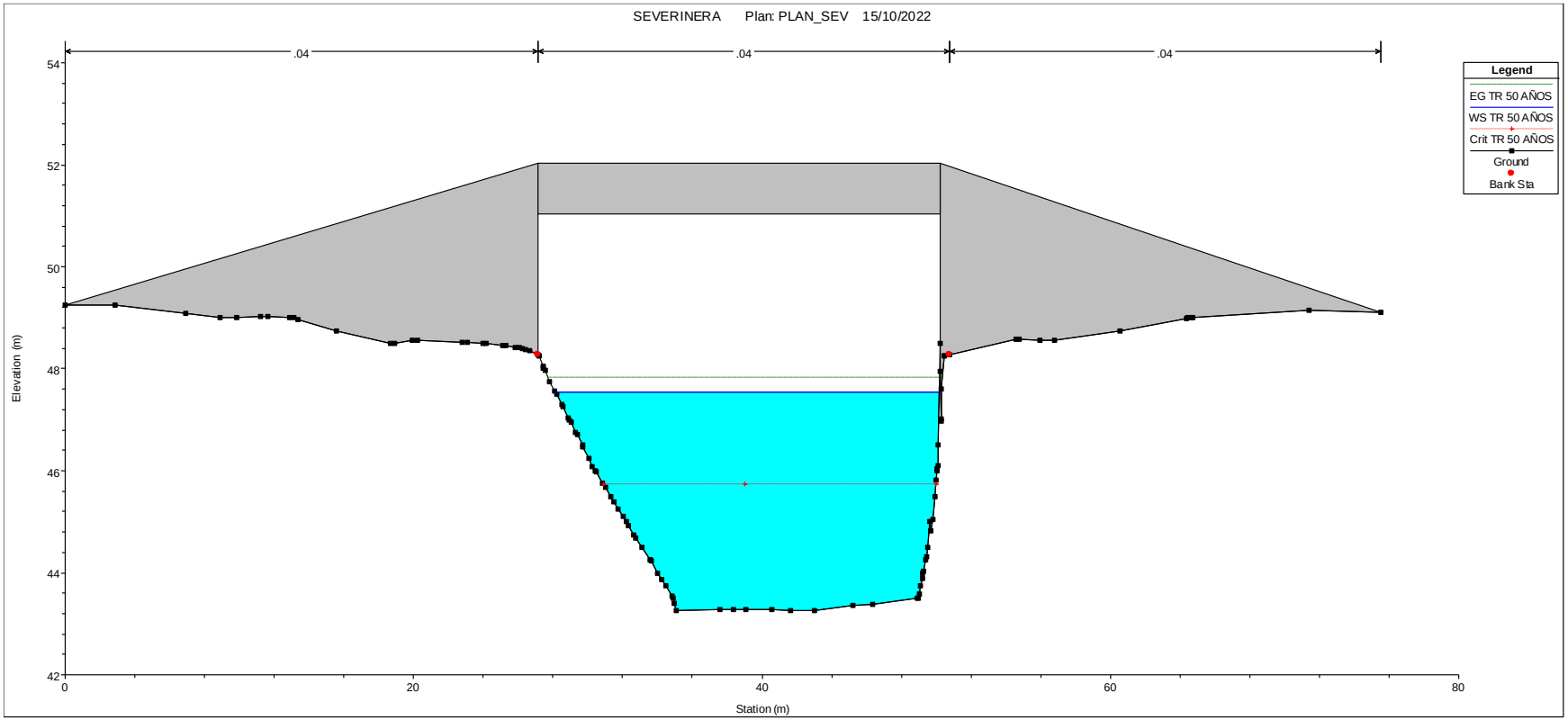
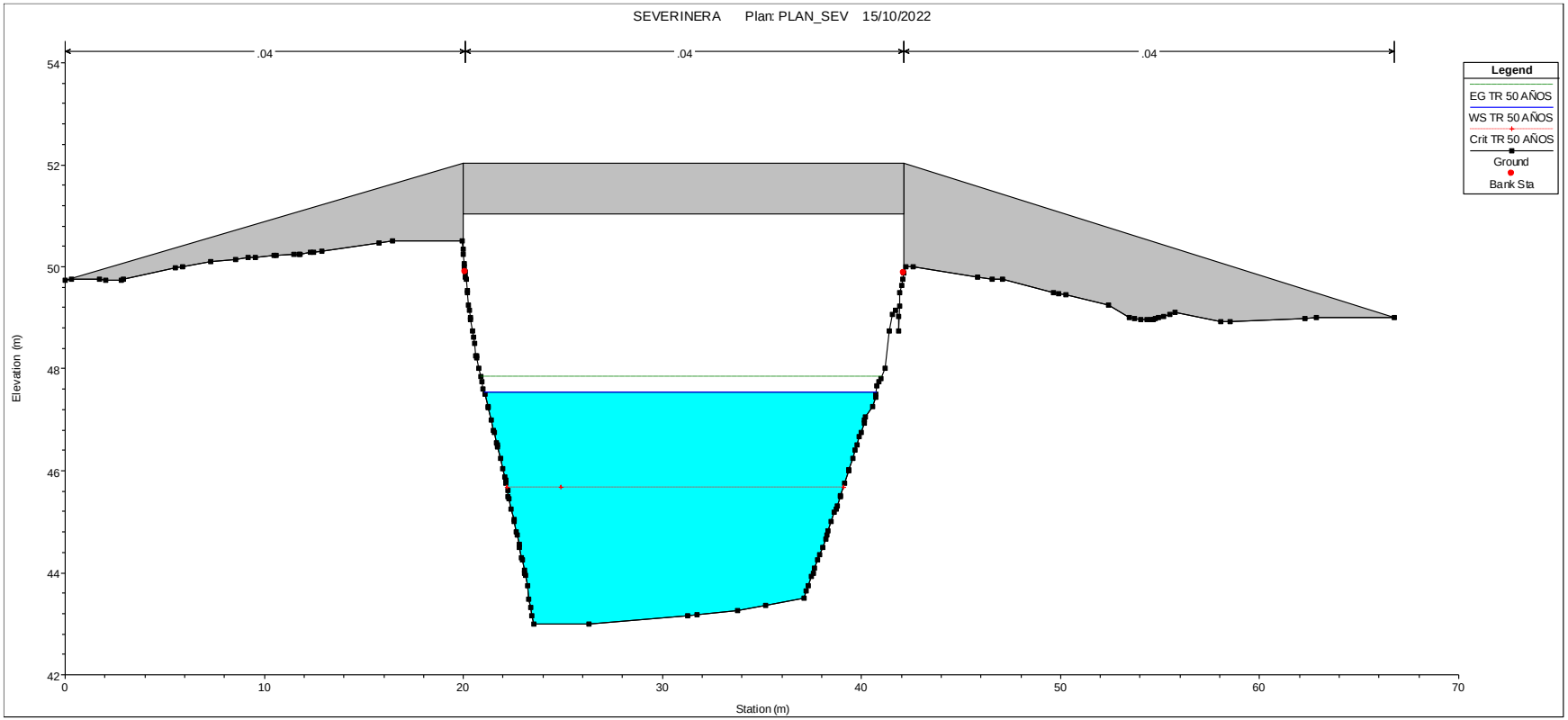


Figura 30: Sección hidráulica de puente AGUAS ABAJO. Fuente: Elaborado en HEC RAS (2022).

juan.durangogr@gmail.com
juandurangogrisales@hotmail.com
3207675124



Ingeniero Civil
Universidad Pontificia Bolivariana

juan.durangogr@gmail.com
juandurangogrisales@hotmail.com
3207675124

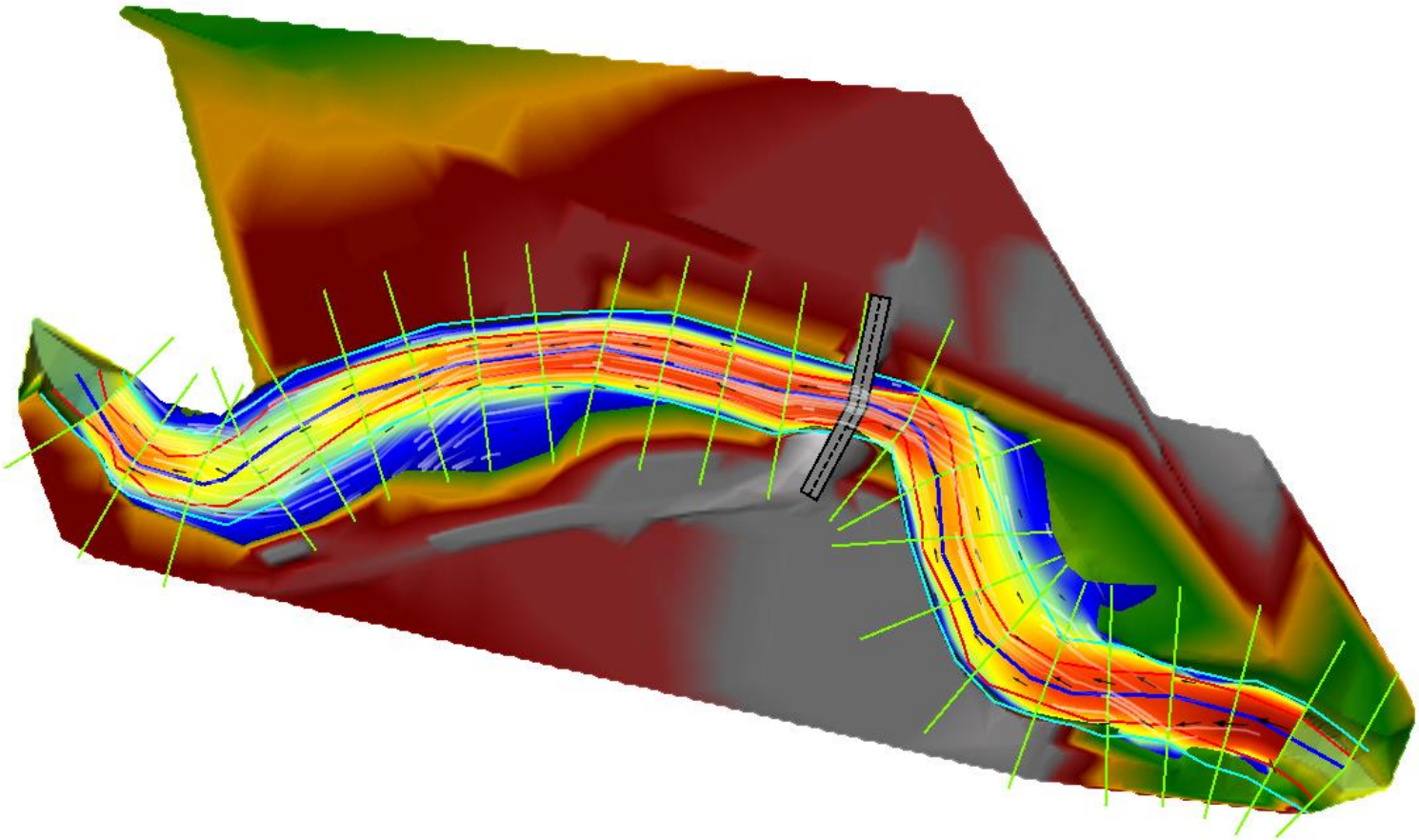


Figura 31: Modelación de flujo en las secciones de la quebrada Severinera con puente propuesto. Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2022).

Las simulaciones en HEC-RAS, mediante cálculos a régimen subcrítico, permitieron obtener las condiciones de flujo la quebrada Severinera en el tramo del puente. La Figura 32 muestra el perfil del río para los caudales de 50 años de período de retorno. La Figura 31 muestra mediante una vista tridimensional los niveles de agua en la quebrada Severinera para un período de retorno de 50 años. La Figura 30 muestra los niveles de agua en la sección del puente para los caudales analizados.

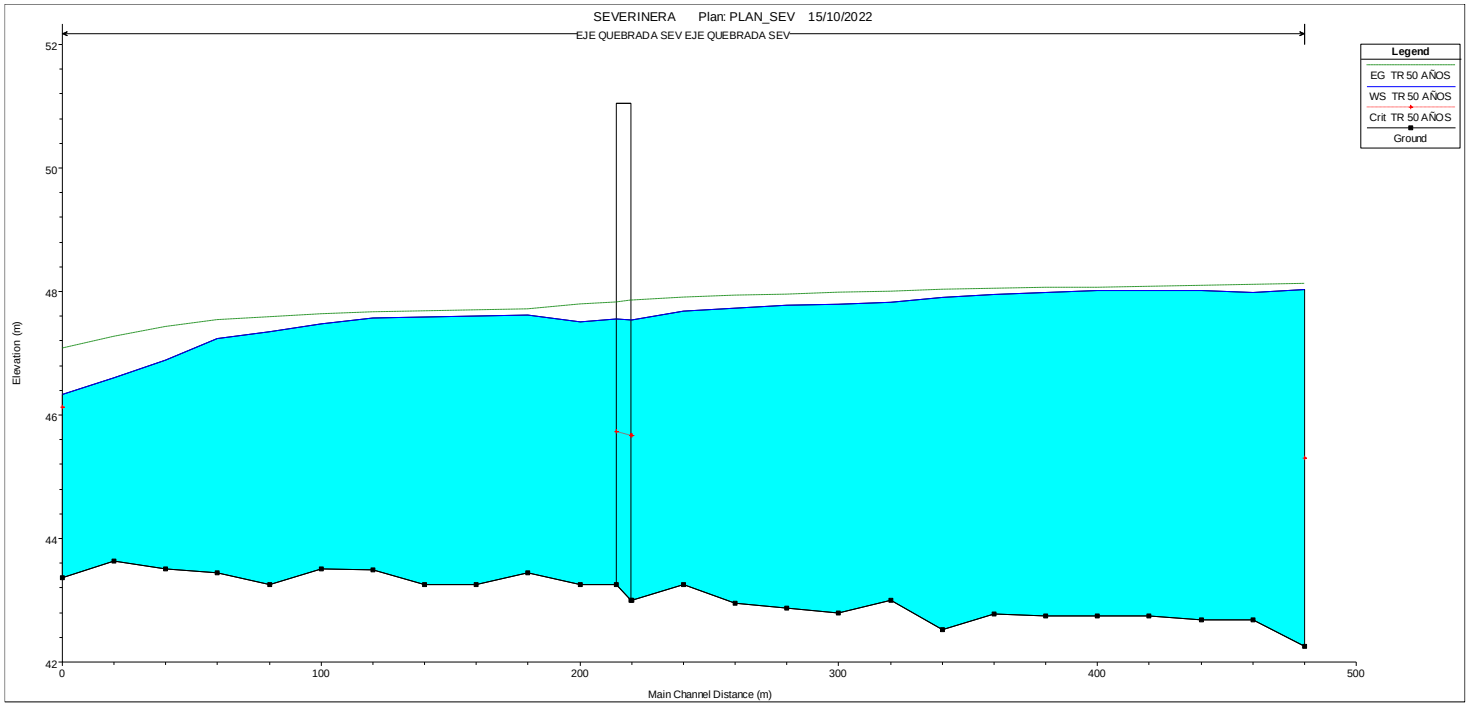


Figura 32: Perfil hidráulico de la quebrada Severinera con puente. Fuente: Elaborado en HEC RAS (2022).

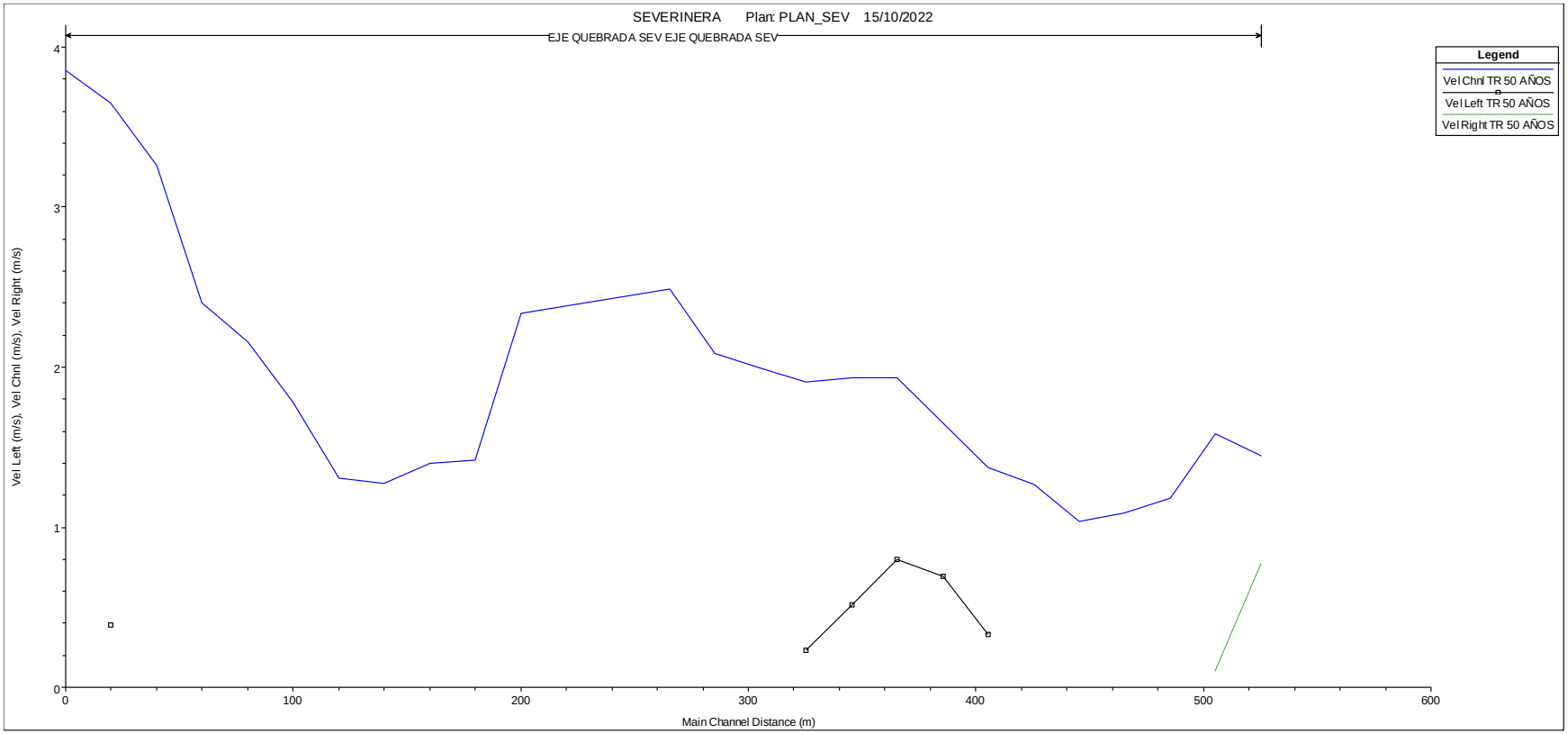


Figura 33: Distribución de velocidades en el tramo analizado de la quebrada Severinera con puente propuesto. Fuente: Elaborado en HEC RAS (2022).

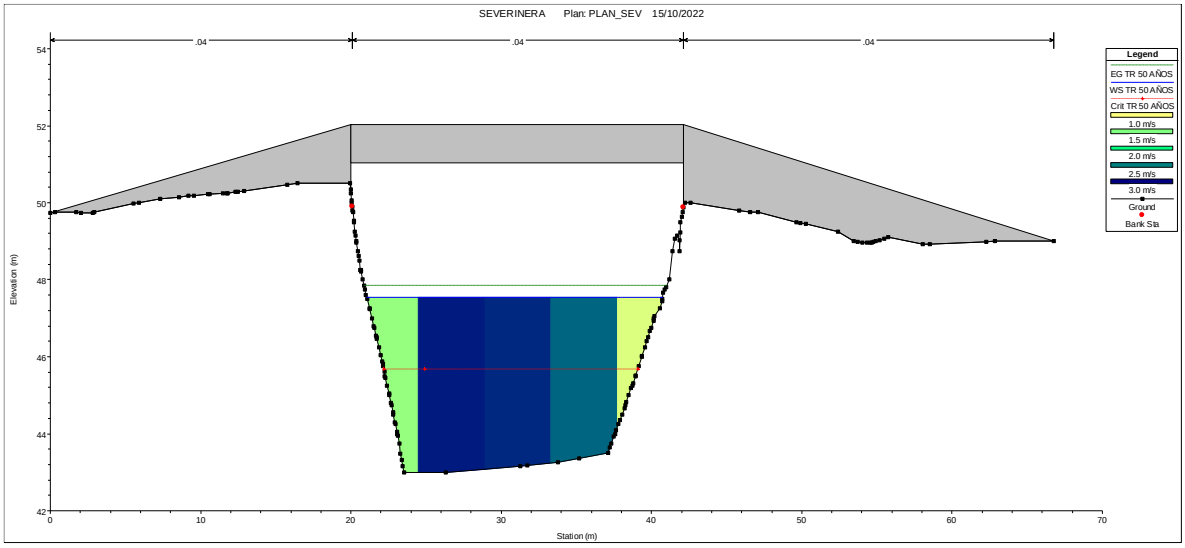


Figura 34: Distribución de velocidades en sección K0+210 del puente. Fuente: e: Elaborado en HEC RAS (2022).

A partir de las tablas y figuras anteriores se tiene una velocidad máxima 3.86 m/s, una elevación mínima de aguas de 46.33 m.s.n.m. y un nivel de aguas máximo de 48.04 m.s.n.m. Como resultado del levantamiento topográfico realizado en la zona de estudio se conoce que el nivel máximo alcanzado por la inundación corresponde una cota de 49.10 m.s.n.m, la cual fue utilizada para el análisis del puente. A partir de la cota de inundación correspondiente a campo y los resultados de la modelación hidráulica, se definen las siguientes cotas para los periodos de retorno:

Tabla 34: Evento y cota de inundación. Fuente: Elaboración propia (2022).

EVENTO DE INUNDACIÓN	COTA (m.s.n.m.)
Cota de aguas máximas en campo	49.10
Periodo de retorno 50 años	49.04
Periodo de retorno 100 años	50.21

El proceso de verificación y definición de propuesta geométrica final se llevó a cabo iterativamente, realizando simulaciones en HEC-RAS con la propuesta inicial y planteando cambios en la geometría que permitieran cumplir con los criterios del manual de drenaje para carreteras del INVIAS (2011), particularmente que el puente

cuente con una altura libre de 2.0 m entre el nivel del agua y el nivel de fondo de viga, llamado galibo. Tras los análisis iniciales, se determinó que el fondo de viga debía ubicarse sobre la cota 51.04 m.s.n.m. Los resultados de la modelación hidráulica para la propuesta final del puente se presentan en detalle en el siguiente apartado. Un resumen de las características geométricas finales del puente se muestra en la Tabla 35, las cuales describen la sección hidráulica mínima con la que debe implantarse el puente para contar con suficiente capacidad y condiciones adecuadas de flujo.

Tabla 35: Resumen de parámetros geométricos de la propuesta de puente vehicular. Fuente: Elaboración propia (2022).

Parámetro geométrico	Valor
Luz libre estructural	30 m
Taludes de sección interna	2,0H:1,0V
Nivel inferior de viga	51.04 m.s.n.m.
Nivel mínimo de fondo de cauce	43.36 m.s.n.m.
Galibo	2.0 m
Ancho mínimo de fondo de cauce	20 m

En la Tabla 36 se muestran los resultados obtenidos de nivel máximo de aguas extraordinarios para la sección del puente.

Tabla 36: Resumen de resultados del modelo de la quebrada Severinera en HEC-RAS para secciones cercanas al eje propuesto. Fuente: Elaboración propia (2022).

Q (m3/s)	179
Sección	210
Elevación fondo del cauce (m.s.n.m)	46.33
Elevación del agua (m.s.n.m)	48.04
Elevación línea de energía (m.s.n.m)	48.85
Velocidad media cauce (m/s)	2.5
Velocidad máxima del cauce (m/s)	3.85
Froude cauce	0.42

10. CONTROL DE EROSIÓN

Teniendo en cuenta la propuesta de solución del informe geotécnico se analizan las condiciones de velocidad del cauce. Los componentes de la solución son los siguientes:

- •Perfilado de taludes: Se realizará perfilado de taludes en las secciones hasta
- alcanzar taludes de inclinación 2H:1V.
- Muro en gaviones: Se utilizarán en los taludes con inclinaciones mayores a 2H:1V, esto es entre las abscisas K0+470 y K0+510, K0+250 a la K0+310, y de la K0+050 a la K0+090. Detrás de los gaviones se debe reemplazar el material de terreno natural por material granular.
- Revestimiento en colchagavión: Se utilizará en todo el tramo de análisis con taludes de inclinaciones de 2H:1V, anclados al terreno natural a través de contrafuertes correspondientes a una hilera de gaviones de 1.00X1.00X1.00 m.
- Dique sumergido en roca suelta: Se utilizará en todo el tramo de análisis y servirá para darle estabilidad al revestimiento en colchagavión en el pie del talud y para rellenar el fondo del cauce frente a los procesos de socavación.
- Se propone perfilar el terreno a la menor pendiente posible y revestirlo con un manto de colchagavión o geoestera de fácil acomodación al terreno, es importante que este recubrimiento cubra en al menos un metro el enrocado conformado entre la estructura inferior y el terreno natural.
- Con respecto a la socavación en el fondo se considera conveniente conformar un enrocado para llenar estas oquedades, tanto aguas abajo como arriba, hasta formar una superficie uniforme a la cota de los bordes que se mantuvieron sin hundirse. Para estos enrocados; el del fondo y alrededor de las pilas se recomienda que el tamaño predominante, 70%, sea mayor a 40 cm y el 30% restante sea con material más pequeño para reducir los espacios intersticiales y lograr así un enrocado con una rugosidad adecuada para que no genere grandes perturbaciones en el flujo pero que si logre disminuir su

energía y, por lo tanto, su capacidad erosiva

11. ANÁLISIS DE LAS VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES SEGÚN EL MATERIAL DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA.

La velocidad máxima permisible es la mayor velocidad que no causara arrastre de material ubicado en el fondo del cauce. A continuación, se presentan las velocidades máximas permisibles:

Tabla 37: Velocidades medias permisibles en suelos sueltos. Fuente. Hidrología e hidráulica, Ingeniero Bernardo Diaz.

Suelo	Diámetro de partículas (mm)	Velocidades medias en (m/s) en función de la altura media de la corriente (m)			
		0.4	1	2	3
1. Limos	0.005 - 0.05	0.12 - 0.17	0.15 - 0.21	0.17 - 0.24	0.19 - 0.26
2. Arenas					
a) Fina	0.05 - 0.25	0.17 - 0.27	0.21 - 0.32	0.24 - 0.37	0.26 - 0.40
b) Media	0.25 - 1.00	0.27 - 0.47	0.32 - 0.57	0.37 - 0.65	0.40 - 0.70
c) Gruesa	1.00 - 2.50	0.47 - 0.53	0.57 - 0.65	0.65 - 0.75	0.70 - 0.80
3. Grava					
a) Fina	0.5 - 5.00	0.53 - 0.65	0.65 - 0.80	0.75 - 0.90	0.80 - 0.95
	5.00 - 10.00	0.65 - 0.80	0.80 - 1.00	0.90 - 1.10	0.95 - 1.20
b) Media	10.00 - 15.00	0.80 - 0.95	1.00 - 1.20	1.10 - 1.30	1.20 - 1.40
	15.00 - 25.00	0.95 - 1.20	1.20 - 1.40	1.30 - 1.60	1.40 - 1.80
c) Gruesa	25.00 - 40.00	1.20 - 1.50	1.40 - 1.80	1.60 - 2.10	1.80 - 2.20
	40.00 -75.00	1.50 - 2.00	1.80 - 2.40	2.10 - 2.80	**2.20 - 3.00**
	75.00 - 100.00	2.00 - 2.30	2.40 - 2.80	2.80 - 3.20	3.00 - 3.40
	100.00 - 150.00	2.30 - 2.80	2.80 - 3.40	3.20 - 3.90	3.40 - 4.20
	150.00 - 200.00	2.80 - 3.20	3.40 - 3.90	3.90 - 4.50	4.20 - 4.90
	200	3.2	3.9	4.5	4.9

Teniendo en cuenta el dique sumergido en roca suelta del informe geotécnico con diámetro entre 0.15 y 0.75 m para el material rocoso, la velocidad permisible para no general arrastre de este material seria de 3.86 m/s, lo cual se cumple debido a que la velocidad máxima que se presenta en el tramo del punto crítico es de 2.36

m/s. Las velocidades varían entre 1.45 y 2.36 m/s para el periodo de retorno de 50 años en el tramo del proyecto en condiciones proyectadas.

12. SOCAVACIÓN DEL CAUCE

De acuerdo con la American Society of Civil Engineerring (ASCE), la socavación es la acción erosiva del agua de una corriente, que excava y transporta el suelo de los lechos y de las márgenes. La socavación puede tener lugar tanto en suelos sueltos como en roca sólida. La ocurrencia de crecientes extremas conduce a los procesos de socavación general en cauces y local alrededor de pilas y estribos que, sumados a factores de índole hidráulica y geotécnica e inadecuadamente analizados, se convierten en las causas más comunes de falla de los puentes. Este es un fenómeno natural que ocurre en las corrientes aluviales, pero no se limita de ninguna manera a tales corrientes, en virtud de que el desplazamiento del lecho del cauce y del terreno en las márgenes por procesos de socavación es un fenómeno que puede encontrarse en todo tipo de corrientes. Establecer la permanencia y estabilidad de la sección del cauce cuando es sometida a los procesos erosivos generados por la corriente que transporta agua y sedimentos por debajo y alrededor de pilas y estribos, es de gran importancia cuando se trata de determinar las condiciones para el diseño de las cimentaciones de una estructura de paso, dicha estructura debe resistir las fuerzas de arrastre generadas durante los eventos extraordinarios. En los análisis de socavación general y local, ya sea en puentes o en obras hidráulicas menores, el proyectista deberá tener un conocimiento integral de los aspectos hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos y topográficos del sitio en estudio. Por tal razón, resultan de gran importancia estos estudios y el nivel de análisis de la información primaria y secundaria recopilada durante la etapa previa de ellos. Por otro lado, la evaluación de la socavación en puentes y, en general, en estructuras hidráulicas, es un tema sobre el que no se ha dicho la última palabra, por lo que aún se trabaja en el desarrollo de metodologías para determinar la profundidad de socavación al presentarse una creciente. En general, las diferentes ecuaciones propuestas para el cálculo de la socavación son el resultado de investigaciones de laboratorio con limitada verificación en campo, razón por la cual

la profundidad de socavación calculada puede diferir entre un autor y otro.

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

- ✓ El caudal.
- ✓ Tamaño y conformación del material del cauce.
- ✓ Cantidad de transporte de sólidos.

En un puente, la socavación total potencial se puede subdividir en tres componentes principales (FHWA 2001, Hamill 1999, Julien 2002, García 2007, Leopold et.al., 1995, entre otros):

- ✓ • Socavación general a largo plazo
- ✓ • Socavación general en el puente (socavación por contracción)
- ✓ • Socavación local en pilas o estribos

Estos tres aspectos de la socavación son aditivos, por lo que los tres componentes se deben calcular para cada puente y su suma será la socavación potencial total esperada en cada sitio. Adicionalmente a estos factores, la posibilidad de migración lateral del curso de agua debe analizarse con el fin de tener un panorama completo sobre la estabilidad del sitio donde se erigirá el puente (FHWA, 2001).

Cuando en el cauce de un río existen materiales aluviales que pueden ser transportados por el flujo, se pueden identificar dos condiciones en las que puede ocurrir la socavación: socavación de aguas claras y socavación de lecho vivo. Esta división se basa en la relación entre la velocidad del flujo aguas arriba de la sección aguas arriba (v) y la velocidad crítica de transporte de los sedimentos presentes en la sección (vc). Si la velocidad del flujo es mayor que la velocidad crítica para transporte (v>vc), existe un movimiento generalizado de material del lecho, condición denominada de lecho vivo. En ese caso el flujo de aproximación trae consigo un suministro continuo de sedimento hacia la zona de socavación, la cual es causada no por el movimiento del material por el fondo sino por la existencia de

contracciones u obstrucciones al flujo (Hamill, 1999).

Si por el contrario la velocidad del flujo es menor que la velocidad crítica (v<vc) el material del lecho está en reposo y la condición se denomina de aguas claras. En este caso cualquier material removido por efecto de la socavación no va a ser reemplazado por material proveniente de aguas arriba, y por lo tanto se alcanzará un nivel de socavación tal que la profundidad socavada reduzca la velocidad y el proceso de erosión se detenga (Hamill, 1999). Esta condición se puede presentar en ríos con materiales gruesos con transporte por el fondo reducido, en cauces con acorazamiento y en cauces de baja pendiente (García, 2007).

En la Figura 35 se muestra esquemáticamente la relevancia de uno u otro tipo de socavación en función de la evolución de la profundidad socavada: en condiciones de aguas claras el proceso tiende a ser más lento, pero a alcanzar una profundidad mayor; en las condiciones de lecho vivo el proceso es más rápido y va a experimentar fluctuaciones importantes en el tiempo, que pueden llegar a ser mayores a las condiciones de aguas claras.

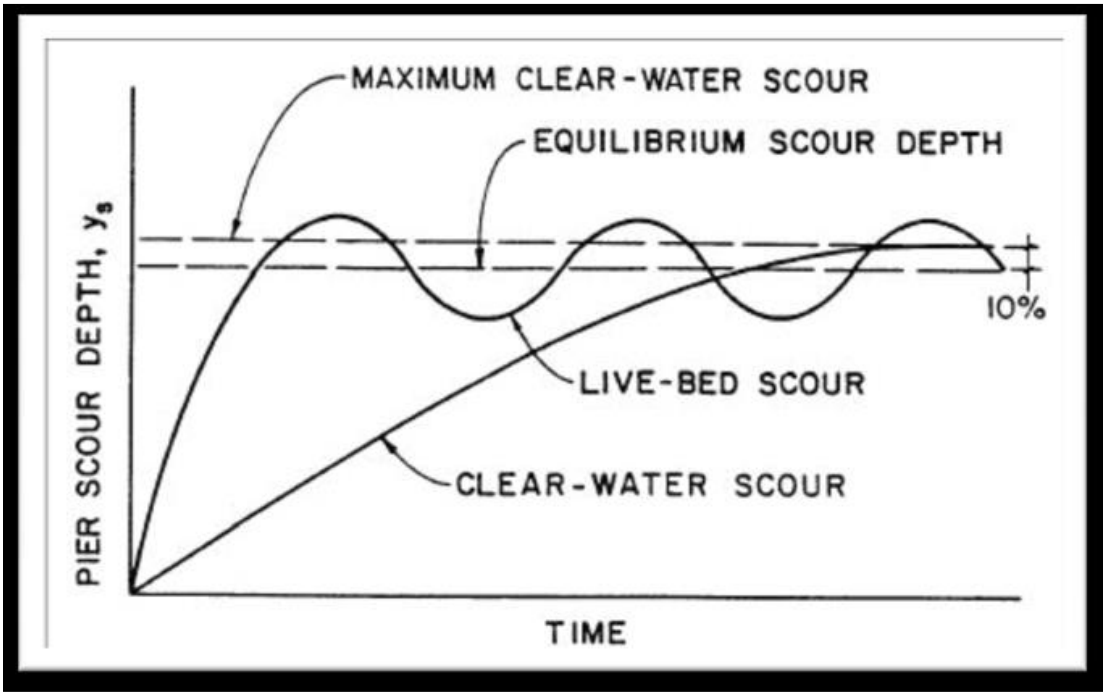


Figura 35: Representación esquemática de la evolución en el tiempo de la socavación en una pila de puente, para condiciones de aguas claras y lecho vivo. Fuente: FHWA, (2001).

12.1 SOCAVACIÓN GENERAL A LARGO PLAZO

El término degradación se refiere a la pérdida de material en un tramo de río, mientras que agradación se refiere al aumento del lecho del cauce producto de la depositación de sedimentos. Ambos procesos son fenómenos que ocurren en tramos largos de los ríos y en lapsos de tiempo relativamente extensos, por lo que no son efectos locales ni inmediatos. Pueden ser producto de procesos naturales o de cambios producidos por actividades humanas en los ríos. Extracción de agua, construcción de una presa, extracción de material de los cauces de los ríos, rectificación de cauces pueden ser algunas de las causas antropogénicas de la degradación o agradación a largo plazo.

La ruptura del equilibrio entre el caudal sólido, el caudal líquido y el tamaño de partícula en un cauce causan ajustes en la pendiente longitudinal del mismo, los cuales se manifiestan en cambios en los procesos de transporte y por lo tanto en la erosión y depositación de material en el fondo del cauce.

En el análisis de socavación total un puente, la socavación de largo plazo producto

de estos cambios en la morfología del cauce debe ser evaluada y considerada. Si existen actividades que afecten o puedan llegar a afectar el equilibrio longitudinal del cauce deberá determinarse su magnitud y potencial impacto para decidir si es necesario realizar estudios geomorfológicos para sumar a la socavación general y local el efecto de la degradación.

12.2 SOCAVACIÓN GENERAL POR CONTRACCIÓN

La socavación general es un proceso mediante el cual el cauce se profundiza debido a la remoción de material de fondo producto del aumento de la velocidad ante la ocurrencia de una contracción en el flujo. Estas condiciones de flujo pueden ser naturales (e.g. contracción natural, flujos secundarios debidos a una curva) o puede ser el resultado de la contracción que implica la construcción de un puente o de sus estribos de aproximación.

La socavación por contracción en sitios de puentes puede dividirse en cuatro condiciones o casos, dependiendo del tipo de contracción, y si hay flujo sobre los bancos. Para todos estos casos, la socavación por contracción puede evaluarse con dos ecuaciones básicas: socavación de lecho vivo, y socavación de aguas claras.

Para el cálculo de la socavación por contracción en condiciones de lecho vivo se recomienda el uso de la ecuación modificada de Laursen (García, 2007) que con ciertas consideraciones se puede escribir como:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

Donde ys es la profundidad media de socavación (m), y1 es profundidad media aguas arriba de la sección contraída (m), y2 es la profundidad media en la sección contraída, después de la socavación (m), y0 es la profundidad media en la sección contraída, antes de la socavación (m), Q1 es el caudal aguas arriba en el canal principal y que transporta sedimentos (m3/s), Q2 es el caudal en sección contraída

(m3/s), W1 es el ancho del fondo del canal principal aguas arriba (m), W2 es el ancho del canal principal en la sección contraída menos ancho de las pilas (m), k1 es el exponente que depende de las condiciones de arrastre de fondo y que varía entre 0,59 y 0,69.

12.3 RESULTADOS DEL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

La metodología que se utilizó fue la propuesta por el INVIAS (2011); las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material granular del cauce.

SOCAVACIÓN GENERAL (A LARGO PLAZO)		
AUTOR	**ECUACIÓN**	**OBSERVACIONES**
Lacey (1930)	$h_{ms} = 0{,}389 \left(\frac{Q^{1/3}}{d_m{}^{1/6}}\right)$	
Blench (1969)	Para arenas de 0,06mm<d50<2mm $h_{ms} = 1{,}200 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}{}^{1/6}}\right)$	Basado en estudios de ríos de grava gruesa
	Para arenas de d50>2mm $h_{ms} = 1{,}230 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}{}^{1/12}}\right)$	
Maza & Echavarría (1973)	$h_{ms} = 0{,}365 \left(\frac{Q^{0{,}784}}{B^{0{,}784} d_{50}{}^{0{,}157}}\right)$	Basado en alcances de varios autores, incluyendo estudios en Sudamérica d_{50} en (m)
Lischtvan & Levediev (-)	$h_{ms} = 0{,}333 \left(\frac{q^{0{,}710}}{d_{50}{}^{0{,}199}}\right)$	Válido para el rango de las arenas d_{50} en (m)
Kellerhals (-)	$h_{ms} = 0{,}470 \left(\frac{q^{0{,}800}}{d_{90}{}^{0{,}120}}\right)$	Válido para lechos de grava d_{90} en (m)

Figura 36: Ecuaciones para el cálculo de la socavación general a largo plazo en cauces naturales. Fuente: Toapaxi (2015).

SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRECHAMIENTOS		
AUTOR	**ECUACIÓN**	**OBSERVACIONES**
Laursen (1958, 1960, 1962, 1963)	$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$	**Socavación en Lecho Móvil** $Q_2=Q_{1m}$ (contracción cercana al canal principal) $n_1=n_2$ (Coeficiente de rugosidad de Manning) $k_1 = 0,59$ para $u^*/w < 0,5$ $k_1 = 0,64$ para $0,5 < u^*/w < 2$ $k_1 = 0,69$ para $u^*/w > 2$
	$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{6/7} \left(\frac{V_1^2}{36\, y_1^{1/3} d_{50}^{2/3}}\right)^{3/7}$	**Socavación en Agua Clara** Unidades en S.I.
Parker (1985)	$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_4}$	**Socavación en Lecho Móvil** Cauces de grava, no considera el acorazamiento (conservadora) k_4 varía entre 0,675 a 0,825
Richardson& Davis (1995)	$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_1}{Q_{1m}}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$	**Socavación en Lecho Móvil** basada en estudios anteriores incluyendo la ecuación de Laursen (1960)
Richardson& Davis (1995)/ HEC-18	$y_2 = 1,48 \left(\frac{Q_2}{d_m^{1/3} W_2}\right)^{6/7}$	**Socavación en Agua Clara**

Figura 37: Ecuaciones recomendadas para el cálculo de la socavación local en estrechamientos. Fuente: Toapaxi (2015).

SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS		
AUTOR	**ECUACION**	**OBSERVACIONES**
Liu et al. (1961)	$\frac{d_s}{L} = 1,10 \left(\frac{y}{L}\right)^{0,6} Fr^{0,33}$	Aplicable para **lecho móvil** en estribos en contrafuerte a lo largo del río.
	$\frac{d_s}{L} = 2,15 \left(\frac{y}{L}\right)^{0,6} Fr^{0,33}$	Aplicable para **lecho móvil** en estribos en pared vertical y estribos con aleta.
Laursen (1962)	$\frac{d_s}{L} \approx 1,57 \left(\frac{y}{L}\right)^{0,5}$	Se aplica en **lecho móvil** en un estribo situado en el cauce principal.
Laursen (1963)	$\frac{d_s}{L} \approx 1,89 \left(\frac{y}{L}\right)^{0,5}$	Válido en condiciones de umbral del movimiento. Se aplica para **agua clara** en un estribo situado en el cauce principal.
Frochlich (1989a)/ HEC-18	**Para lecho móvil o agua clara:** $\frac{d_s}{L} = 2,27 K_s K_\theta \left(\frac{y_a}{L}\right)^{0,57} Fr^{0,61}$ Fr=Vc/(g ya)0,5; Vc=Qc/Ac Qc=Caudal obstruido por el estribo y terraplén; Ac= Área mojada correspondiente a Qc	
Melville. (1992)	$\frac{d_s}{L} = K_y K_s K_d K_G K_\theta K_I$	$ds_{max} = 2L$ L/y<1 $ds_{max} = 2(yL)^{0,5}$ 1<L/y<25 $ds_{max} = 10y$ L/y>25
Richardson & Davis (1995)	$\frac{d_s}{L} = 7,27 K_s K_\theta \left(\frac{y_a}{L}\right) Fr^{0,33}$	Aplicable para L/y>25
Melville (1997)	En condiciones de umbral de movimiento, para **agua clara o lecho móvil** $d_s = K_{yL} K_s K_d K_I K_\theta K_G$	$K_{yL}= 2L$ L/y<1 $K_{yL}= 2(yL)^{0,5}$ 1<L/y<25 $K_{yL}= 10y$ L/y>25

Figura 38: Ecuaciones recomendadas para el cálculo de la socavación local en estribos. Fuente: Toapaxi (2015).

Se analizaron las condiciones de socavación en el sitio de interés, dadas las condiciones geométricas del cauce y las condiciones hidráulicas del flujo para las crecientes de hasta 50 años de período de retorno. Los cálculos de socavación se realizaron utilizando las fórmulas de materiales no cohesivos, detalladas en el apartado anterior. A continuación, se comentan los resultados de este análisis, cuyo resumen se muestra en la Tabla 38.

Tabla 38: Cálculos de socavación para sección propuesta. Fuente: Elaboración propia (2022).

Tr	50	años
Q	179	m3/s
D50	0.00008	m
Dm	0.0001	m
Be	40	m
q	4.48	m3/s/m
A	72.01	m2
D50	0.08	mm
Dm	0.1	mm
Lacey		
Ys	10.17576991	m
Socavación	2.6	m
Blench		
Ys	4.122648476	m
Socavación	0.55	m
Lischtvan & Levediev		
Ys	2.306557856	m
Socavación	0.28	m
Lischtvan & Levediev INVIAS		
Yo	2.58	m
Ym	2.09	m
alfa	1.310	
beta	1.174	
Vc	0.312	m/s
Vm	2.486	m/s
Chequeo	LIVE BED	
miu	0.975	
phi	1	CLEAR WATER
phi	2.231169	LIVE BED
Y arena	1.83	Tn/m3
Z	0.426947	
Ys	3.901806814	m

Socavación	0.33	m
Maza-Alvarez INVIAS		
D84	0.055	m
Ys	2.093650427	m
Socavación	0.49	m
Maza-Echevarría		
Ys	2.196721938	m
Socavación	0.39	m
Kellerhals		
Ys	2.126791608	m
D90	0.075	
Socavación	0.46	m
Socavación promedio	**3.63**	**m**
Estribos		
Froehlich		
K1	1	
θ	90	°
K2	1	
L'	5	m
Ya	3.27	m
Fr	0.24	
Ys	4.73081776	m
Socavación	2.16	m
Socavación total	**5.79**	**m**
COTA MÍNIMA DEL FONDO DEL CAUCE	43.36	m.s.n.m.
COTA MÁXIMA DEL FONDO SOCAVADO	37.57	m.s.n.m.
COTA MÍMIMA DE LA VIGA	51.04	m.s.n.m.
GALIBO	2	m
COTA DE NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS	49.04	m.s.n.m.
LUZ	30	m
ANCHO DEL TABLERO	6	m

La socavación general del cauce se calcula por acción de la velocidad del fluido en la sección del cauce; los estribos del puente se ubicarán fuera de la sección del cauce por lo cual no generara en gran medida afectación por la socavación, quedando así de igual forma calculada en la tabla anterior.

juan.durangogr@gmail.com
juandurangogrisales@hotmail.com
3207675124

13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con el análisis realizado, es posible concluir lo siguiente:

- El área de drenaje de la quebrada Severinera hasta el sitio de interés se calculó en 22.57 Km2, la cual se obtuvo empleando el MDE del IGAC en su versión 2020.
- El caudal de escorrentía generado por esta área para el periodo de retorno de diseño, es decir, 50 años, es de 179 m3/s.
- El dimensionamiento del puente se realiza teniendo en cuenta el nivel de aguas máximas obtenida para un periodo de retorno de 50 años, este nivel presenta una cota de 49.04 msnm.
- La parte inferior de la viga del puente deberá estar ubicada 2.00 m por encima del nivel de aguas máximas, es decir, en la cota 51.04 msnm.
- Se proyecta un puente de 30 m de longitud cuya altura con respecto al fondo de la quebrada será de 7.68 m.
- La socavación máxima esperada para la sección sobre la cual se proyecta el puente es de 5.79 m
- El puente se construirá sobre estribos y no sobre pilas; los estribos estarán apoyados sobre pilotes y la socavación estimada incluye el cálculo por socavación general, por contracción y por estribos.

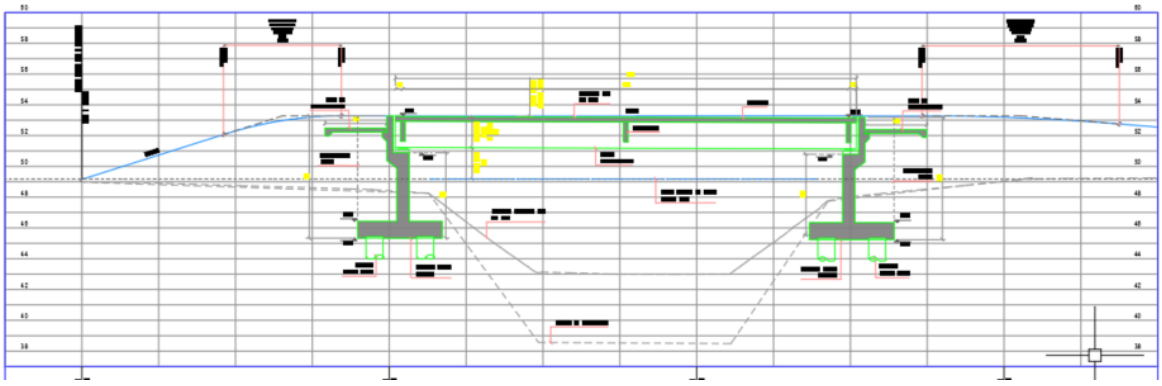


Figura 39 : Diseño estructural de puente. Fuente: Equipo estructural (2022).

- Se debe realizar una limpieza del fondo del cauce con el fin de retirar los escombros y residuos de estructuras antiguas que afectan el régimen del flujo de la quebrada.
- La abscisa K0+210 mencionada en el informe corresponde a la abscisa K0+270 del levantamiento topográfico inicial. Es de aclarar que la primera abscisa hace referencia al modelo hidráulica de HEC-RAS.
- Se recomienda la construcción de un revestimiento como mecanismo de protección del fondo y de la ribera del puente, este apartado deberá ser desarrollado en el estudio geotécnico para la construcción del puente.

Las recomendaciones planteadas en el presente estudio se basan en los resultados de las investigaciones de campo, y en los análisis de ingeniería anteriormente descritos. Si durante la construcción del proyecto llegaran a presentarse condiciones diferentes a las enunciadas y asumidas como típicas, o surgiese cualquier dificultad imprevista, está situación deberá ser informada oportunamente a fin de realizar los ajustes y evaluaciones pertinentes.



Juan Francisco Durango Grisales
C.C. No. 1.067.939.423 de Tierralta
Ingeniero Civil – UPB
Magister en Recursos Hídricos - UABC

14. REFERENCIAS

Aparicio, F. (1992). Fundamentos de hidrología de superficie. (G. N. Editores, Ed.) México DF: Limusa.

IDEAM. (2011). Diagnóstico situación de riesgos hidrometereológicos en Colombia y avances en la zonificación de riesgos.

IDEAM INSTITUCIONAL. (s.f.). Obtenido de http://institucional.ideam.gov.co.

IGAC. (2008). Atlas Básico de Colombia. Bogotá, Colombia.

IGAC, IDEAM, DANE. (2011). Reporte final de áreas afectadas por inundaciones 2010-2011.

Imirland. (2007). "Revelant criteria to assess vulnerability and risk". Torino, Italia.

Leone, F. (1996). Concept de vulnerabilite applique a l'evaluation des risques generes par les phenomenes de mouvements de terrain. Tesis doctoral, Universite Joseph Fourier.

Monsalve, G. (1995). Hidrología en la ingeniería. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

PNUD, SNGR. (2012). Metodología para el análisis de vulnerabilidad a nivel municipal. Ecuador.

Rodriguez Diaz, H. A. (2013). Drenaje urbano. Elementos de diseño. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Suárez Díaz, J. (2001). Control de erosión en zonas tropicales. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

Suarez, J. (2001). Control de Erosión en zonas tropicales. Bucaramanga - Colombia:

División Editorial y de Publicaciones UIS.

VEN TE CHOW. (1959). Open Chanels Hydraulics. McGraw Hill.