CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES, NECESARIAS PARA LLEVAR A CABO LA INSTALACIÓN DE PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN EL CORREGIMIENTO EL CARITO, MUNICIPIO DE SANTA CRUZ DE LORICA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA.

Consultor:
JUAN FRANCISCO DURANGO GRISALES

Ingeniero Civil
Magister en Recursos Hídricos

NOVIEMBRE DE 2025

VERSIÓN DE CAMBIOS			
Diseñó	Revisó	Aprobó:	VERSIÓN
VALIDO SOLO PARA CONSTRUCCIÓN PUENTE MILITAR LORICA CÓRDOBA			001
JUAN FRANCISCO DURANGO GRISALES CONSULTOR - MSC. RECURSOS HÍDRICOS C.C. 1067939423 M.P. 22202339714COR			18112025

CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS V

ÍNDICE DE FIGURAS VIII

1. GENERALIDADES 11

2. ALCANCE 11

3. CÓDIGOS Y NORMATIVIDAD APLICABLE 12

4. LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO 13

5. ANTECEDENTES 14

6. OBJETIVOS 14

6.1 OBJETIVO GENERAL 14

6.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 15

7. CUENCA HIDROGRÁFICA 15

7.1 CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS 15

7.2 ÁREA DE DRENAJE 15

7.3 PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE 19

7.4 CARACTERIZACIÓN MORFOMÉTRICA 20

7.5 CARACTERIZACIÓN DEL RELIEVE 23

7.6 CARACTERIZACIÓN DE LA RED DE DRENAJE 26

7.7 PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO (Tr) 29

7.8 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc) 30

8. ANÁLISIS HIDROLÓGICO 31

8.1 CLIMA 33

8.2 TEMPERATURA 34

8.3 VIENTOS 35

8.4 HUMEDAD 36

8.5 BRILLO SOLAR 36
8.6 PRECIPITACIÓN 37
8.7 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO 38
8.8 DATOS FALTANTES 39
8.9 ANÁLISIS DE DOBLE MASA 39
8.10 MÓDULO PLUVIOMÉTRICO 41
8.11 PRECIPITACIONES ANUALES 42
8.12 VARIABILIDAD TEMPORAL. 45
8.13 PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL 46
8.14 VARIABILIDAD TEMPORAL 47
9. ANÁLISIS DE FRECUENCIA HIDROLÓGICO 48
9.1 DISTRIBUCIÓN GUMBEL 49
9.2 DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III 49
9.3 DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III 50
9.4 DISTRIBUCIÓN NORMAL 51
9.5 DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE 3 PARÁMETROS 51
9.6 DISTRIBUCIÓN GEV-MAX (L-Moments) 52
9.7 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE ESTADÍSTICO KOLMOGOROV-SMIRNOV 53
9.8 INTENSIDAD DE DISEÑO 60
9.9 ECUACIÓN PARA INTENSIDADES MÁXIMAS 64
9.10 HIETOGRAMA DE DISEÑO 65
9.11 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C) 69
10. CAUDALES Y ESCORRENTÍA 71

10.1 ESTIMACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR. 71

10.2 ESTIMACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS. 73

10.2.1 NUMERO DE CURVA 75

10.2.2 CÁLCULO DE CAUDALES DE APORTE POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS 81

11. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA 85

11.1 HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS 86

12. CONSIDERACIONES CLIMATOLÓGICAS 88

13. COEFICIENTE DE MANNING (n) 89

14. MODELO HIDRÁULICO 99

14.1 DISEÑO Y EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS 99

14.2 DISEÑO HIDRÁULICO DEL PUENTE 100

14.3 NIVEL DE AGUAS MÁXIMO 104

15. SOCAVACIÓN DEL CAUCE 112

15.1 SOCAVACIÓN GENERAL A LARGO PLAZO 115

15.2 RESULTADOS DEL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN 116

16. OBRAS DE PROTECCIÓN 121

16.1 ANÁLISIS DE LAS VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES SEGÚN EL MATERIAL DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA 123

17. CONCLUSIONES 124

18. REFERENCIAS 126

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tamaño de la cuenca en relación con el área. Fuente: GÁMEZ MORALES, William. Texto básico de hidrología. 18
Tabla 2. Características de la cuenca de acuerdo con el coeficiente de compacidad. Fuente GÁMEZ MORALES, William. Texto básico de hidrología (Gámez Morales, 2009). 22
Tabla 3. Característica de la cuenca en función al índice de alargamiento. Fuente: Propia. 23
Tabla 4. Tipo de terreno en relación con la pendiente media de la cuenca. Fuente GÁMEZ MORALES, William. Texto básico de hidrología (Gámez Morales, 2009). 24
Tabla 5. Cálculo de curva hipsométrica Fuente: Elaboración propia (2025). 25
Tabla 6. Datos de la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025). 27
Tabla 7. Parámetros de forma de la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025). 27
Tabla 8. Parámetros de relieve de la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025). 27
Tabla 9. Parámetros de drenaje de la cuenca. Fuente: Elaboración Propia (2025)..... 27
Tabla 10. Análisis de parámetros morfométricos de la cuenca. Fuente: Elaboración Propia (2025). 28
Tabla 11: Periodos de retorno especificados por el INVIAS para obras de drenaje. Fuente: INVIAS (2009)..... 30
Tabla 12: Localización de estación CARRILLO_EST. Fuente: CNE IDEAM (2025)..... 32
Tabla 13: Estación seleccionada CARRILLO_EST. Fuente: Catalogo Nacional de Estaciones, IDEAM (2025)..... 39
Tabla 14: Análisis de doble masa. Fuente: Elaboración propia (2025). 40
Tabla 15: Módulos pluviométricos de la zona. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 41
Tabla 16: Comportamiento estadístico de la precipitación para la estación CARRILLO_EST. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 43
Tabla 17: Análisis estadístico mensual multianual de la estación CARRILLO. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 44
Tabla 18. Precipitaciones para diferentes periodos de retorno y distribuciones de probabilidad. Fuente: Elaboración propia (2025). 59

Tabla 19: Prueba de bondad de ajuste y cálculo de P máx. 24 horas para diferentes periodos de retorno. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 59
Tabla 20. Precitaciones máximas en 24 horas anual multianual. Fuente: Elaboración propia (2025). 61
Tabla 21. Coeficientes para cálculo de curvas IDF sintéticas región CARIBE. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados (2000). 62
Tabla 22. Intensidades en diferente tiempo de retorno. Fuente: Elaboración propia (2025). 63
Tabla 23. Cálculo de parámetros por el método de regresión múltiple. Fuente: Elaboración propia (2025) 64
Tabla 24: Hietograma de diseño asociado a la duración de la lluvia Tr 50 Años. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 65
Tabla 25: Hietograma de diseño asociado a la duración de la lluvia Tr 100 Años. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 67
Tabla 26. Coeficiente de Escorrentía. Fuente: Elaboración propia con bases de Manual de drenaje para carreteras, INVIAS (2011) y 'Hidrología Aplicada Ven Chow. 69
Tabla 27. Condición hidrológica de los suelos. Fuente: Ven Te Chow (1995). 76
Tabla 28. Clasificación de grupos de suelo cuenca Fuente: Elaboración propia (2025). 79
Tabla 29. CN promedio para la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025). 80
Tabla 30: Análisis morfométrico para estimación de caudales en HMS . Fuente: Elaboración propia (2025)..... 82
Tabla 31: Resumen de parámetros de la cuenca en HEC HMS. Fuente: Elaboración propia (2025). 84
Tabla 33. Coeficientes de escorrentía de la cuenca y las subcuencas. Fuente: Elaboración Propia (2025). 85
Tabla 35: Valores base para la n de Manning. Fuente: Arcement y Schneider (1989). . 92

Tabla 36: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Grado de irregularidad (n1). Fuente: Arcement y Schneider (1989)..... 92
Tabla 37: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Variación en la sección transversal del cauce (n2). Fuente: Arcement y Schneider (1989). 92
Tabla 38: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Efecto de obstrucciones (n3). Fuente: Arcement y Schneider (1989). 93
Tabla 39: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Cantidad de vegetación (n4). Fuente: Arcement y Schneider (1989)..... 93
Tabla 40: Valores de ajuste para la estimación de la n de Manning, Grado de sinuosidad (m). Fuente: Arcement y Schneider (1989)..... 93
Tabla 41: Calculo del coeficiente de Manning según Cowan cuenca 1 . Fuente: Elaboración propia (2025)..... 94
Tabla 42. Cálculo del coeficiente de Manning según Cowan cuenca 2 . Fuente: Elaboración propia (2025)..... 96
Tabla 43. Valores "n" de Manning. Fuente: INVIAS (2024)..... 98
Tabla 44: Resumen de parámetros del modelo hidráulico Fuente: Elaboración propia (2025). 99
Tabla 45: Evento y cota de inundación. Fuente: Elaboración propia (2025). 110
Tabla 46: Resumen de parámetros geométricos de la propuesta de puente vehicular. Fuente: Elaboración propia (2025). 111
Tabla 47. Ecuaciones para el cálculo de la socavación general a largo plazo en cauces naturales. Fuente: Toapaxi (2015)..... 116
Tabla 49: Cálculos de socavación general para sección propuesta. Fuente: Elaboración propia (2025). 118
Tabla 51. Socavación en estribos. Fuente: Elaboración propia (2025). 119
Tabla 54: Resumen de cotas para puente 1. Fuente: Elaboración propia (2025). 121
Tabla 56: Velocidades medias permisibles en suelos sueltos. Fuente. Hidrología e hidráulica, Ingeniero Bernardo Diaz..... 123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Localización del municipio de Lorica. Fuente: Topografía existente (2025).... 13
Figura 2: Localización del proyecto a intervenir. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 13
Figura 3. Mapa de elevación cuenca de estudio. Fuente: Elaboración propia (2025).... 18
Figura 4: Mapa de pendientes de cuenca de estudio. Fuente elaboración propia (2025). 20
Figura 5. Curva hipsométrica. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 25
Figura 6: Polígonos de Thiessen de estaciones cercanas al proyecto. Fuente: Elaborado en SIG (2025)..... 32
Figura 7: Clasificación del clima en el departamento de Córdoba. Fuente: IDEAM (2025). 33
Figura 8: Temperatura media anual en el Municipio de Lorica. Fuente: IDEAM. Fuente: IDEAM (2025)..... 34
Figura 9. Velocidad promedio multianual de la velocidad del viento a 10 metros de altura en Colombia. Fuente: IDEAM (2025). 35
Figura 10: Ilustración 4. Humedad en el Municipio de Lorica. Fuente: https://es.weatherspark.com. 36
Figura 11: Distribución media anual del máximo valor diario del índice ultravioleta. Fuente: IDEAM (2025)..... 37
Figura 13. Precipitación espacial del municipio de Córdoba. Fuente: Fuente: IDEAM (2025). 38
Figura 14: Curva masa de la estación CARRILLO_EST. Fuente: Elaboración propia (2025). 41
Figura 15: Precipitaciones totales anuales, estación CARRILLO_EST. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 46
Figura 16: Precipitaciones mensuales multianuales, estación CARRILLO_EST. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 47
Figura 17: Ajustes de distribución de probabilidad de la estación CARRILLO_EST en escala normal. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2025)..... 55
Figura 18: Ajustes de distribución de probabilidad de la estación CARRILLO_EST en escala LOG. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2025)..... 56

Figura 19: Histograma de funciones de probabilidad en escala normal. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2025)..... 57
Figura 20: Histograma de funciones de probabilidad en escala LOG. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2025)..... 58
Figura 21. Mapa de regiones para IDF sintéticas. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados 62
Figura 22. Curvas INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA para diferentes periodos de retornos. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 63
Figura 23: Hietograma de diseño por bloques alternos Tr 50 Años. Fuente: Elaboración propia (2025). 67
Figura 24: Hietograma de diseño por bloques alternos Tr 100 Años. Fuente: Elaboración propia (2025). 69
Figura 25. Valores del número de curva para zonas urbanas. Fuente: Servicio de Conservación de Recursos Naturales del USDA. 76
Figura 26: Valores del número de curva para tipos de zonas. Fuente: INVIAS (2024).. 77
Figura 27. Tipo de suelo de la cuenca Fuente: IGAC (2009). 78
Figura 28. Cobertura de la tierra de la cuenca. Fuente: IGAC (2009)..... 79
Figura 29. Mapa de Numero de Curva. Fuente: Elaboración propia (2025). 80
Figura 30: Modelo hidrológico lluvia-escorrentía en HEC-HMS para la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025)..... 82
Figura 31. Coeficientes de escorrentía de la cuenca y las subcuencas. Fuente: Elaboración Propia..... 85
Figura 33: Hidrograma unitario - SCS para Tr 50 años para la cuenca 1. Fuente: Elaborado en HECHS (2025). 87
Figura 34: Topo-batimetría. Fuente: Elaboración propia (2025). 102
Figura 35: Geometría para puentes y MDE. Fuente: Elaborado con HEC-RAS (2025). 103
Figura 36: Elevación de lámina de agua en secciones y puente. Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2025). 104
Figura 37: Modelación de flujo en las secciones con puente propuesto (altura de lámina de agua). Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2025). 105

Figura 38: Sección hidráulico de puente con estribos. Fuente: Elaborado en HECRAS (2025). 106
Figura 39: Sección hidráulica con flujo Tr 50 años. Fuente: Elaborado en HECRAS (2025). 107
Figura 40: Perfil de velocidades. Fuente: Elaborado en HECRAS (2025). 108
Figura 41: Distribución de velocidades sobre canales con puente. Fuente: Elaborado en HECRAS (2025)..... 109
Figura 42: 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). 115
Figura 43: Ecuaciones para el cálculo de la socavación general a largo plazo en cauces naturales. Fuente: Manual de drenajes de carreteras INVIAS (2009)..... 116
Figura 44: Ecuaciones recomendadas para el cálculo de la socavación local en estribos. Fuente: Adaptado y modificado de INVIAS (2009)..... 117
Figura 45. Ecuaciones para el cálculo de la socavación general a largo plazo en cauces naturales. Fuente: INVIAS (2009)..... 117
Figura 46: Perfil del fondo socavado. Fuente: Elaboración propia (2025). 121

1. GENERALIDADES

En este informe se presentarán los cálculos y resultados del estudio hidrológico y el diseño hidráulico para la CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES, NECESARIAS PARA LLEVAR A CABO LA INSTALACIÓN DE PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN EL CORREGIMIENTO EL CARITO, MUNICIPIO DE SANTA CRUZ DE LORICA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA.

El estudio consiste en el análisis y diseño hidráulico de las obras de control de flujos de aguas pertenecientes a cauces, que afectan estructuras hidráulicas de la vía en consideración, así como la evaluación y diseño de las condiciones de socavación asociadas al cruce del puente.

Se diseñan las estructuras necesarias siguiendo las recomendaciones hechas en el Manual de Drenaje del INVIAS y se analizan los efectos potenciales de la socavación general y local sobre las fundaciones de la estructura.

Para el diseño de las obras se tomó como base el estudio hidrológico para determinar los caudales que circularán por las obras hidráulicas y se realizó el análisis de socavación asociado a dichos caudales.

2. ALCANCE

El alcance de este informe comprende los cálculos necesarios para definir el diseño de las obras de control del flujo de agua y la verificación de los efectos de socavación sobre el proyecto de CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES, NECESARIAS PARA LLEVAR A CABO LA INSTALACIÓN DE PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN EL CORREGIMIENTO EL CARITO, MUNICIPIO DE SANTA CRUZ DE LORICA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA.

El alcance del proyecto debe cumplir con las expectativas propuestas.

- El alcance de este informe comprende los cálculos necesarios para definir el diseño de las obras de control del flujo de agua y la verificación de los efectos de socavación sobre el proyecto en mención.
- Ejecutar visitas de campo al sitio del proyecto para poder visualizar y evaluar las condiciones de la zona del proyecto a construir, incluyendo inspecciones específicas sobre la morfología del cauce para la evaluación de socavación.
- Inspeccionar los datos del levantamiento topográfico para poder realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico.
- Recopilar y revisar datos disponibles más cercanos de precipitación proporcionados por el IDEAM, para poder analizar la escorrentía superficial que se genera en la cuenca que hace parte de la zona de influencia del proyecto.

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. LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto se localiza en el municipio de Lorica, en el departamento de Córdoba, específicamente en la zona rural. En la Figura 1 se muestra la localización del municipio y del proyecto a intervenir.

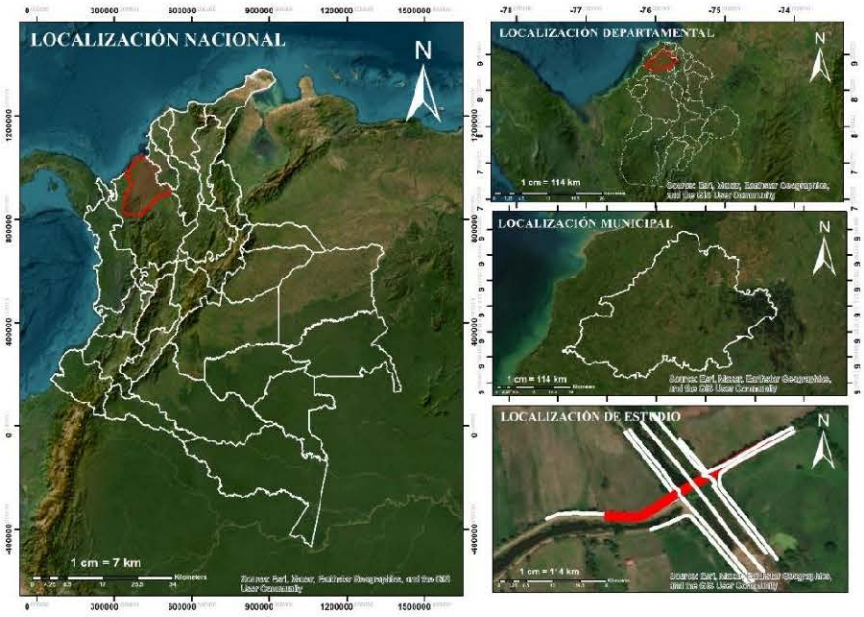


Figura 1: Localización del municipio de Lorica. Fuente: Topografía existente (2025).

En la Figura 2 se muestra la localización del sitio en evaluación en el software Google Earth.



Figura 2: Localización del proyecto a intervenir. Fuente: Elaboración propia (2025).

5. ANTECEDENTES

En el municipio de Lorica, departamento de Córdoba, se localizan infraestructuras viales rurales que desempeñan un papel estratégico al permitir la conectividad entre distintas veredas a través de cuerpos de agua menores. Uno de los puntos de drenaje más representativos de esta zona es el Caño Viejo El Carito, el cual forma parte del sistema hídrico que drena hacia la cuenca baja del río Sinú. Este caño cumple una función fundamental en la evacuación de aguas pluviales y en la regulación de los niveles freáticos durante las temporadas de lluvia.

La región presenta una topografía predominantemente plana, característica del valle aluvial del Sinú, con presencia de humedales y suelos de alta susceptibilidad a la erosión y sedimentación. Las condiciones hidrológicas están fuertemente influenciadas por un régimen de lluvias estacional, que ocasiona incrementos súbitos en los caudales del drenaje, afectando la infraestructura vial existente y limitando la movilidad de la población rural.

El adecuado funcionamiento del drenaje sobre el Caño Viejo El Carito resulta esencial para garantizar la accesibilidad, el transporte de productos agrícolas y el acceso a servicios básicos como salud y educación, contribuyendo al desarrollo socioeconómico de las comunidades aledañas.

6. OBJETIVOS

6.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño hidráulico de las obras de control del flujo de agua y evaluar el fenómeno de socavación para el proyecto de CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES, NECESARIAS PARA LLEVAR A CABO LA INSTALACIÓN DE PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN EL CORREGIMIENTO EL CARITO, MUNICIPIO DE SANTA CRUZ DE LORICA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA, incluyendo la comprobación mediante herramientas computacionales.

6.2 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 del cauce en estudio 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 el caudal del periodo de retorno.
- Estimar los niveles máximos de aguas para los periodos de retorno seleccionada para el puente.
- Analizar los fenómenos de socavación general y local en el lecho del cauce, y determinar las profundidades de socavación máxima para garantizar la estabilidad de las estructuras del puente

7. CUENCA HIDROGRÁFICA

7.1 CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS

La modelación de la cuenca hidrográfica en la que se encuentra inmersa el área de intereses del proyecto realizada a través del SIG se utilizó un umbral de 1km2, se realizaron correcciones manuales con eje objetivo de unir las corrientes del mismo orden que tuvieron nodos separados, obteniendo un total 1 curso de agua principal con diferentes ramificaciones portantes.

7.2 ÁREA DE DRENAJE

Una cuenca hidrográfica se define como el área geográfica donde las aguas, tanto superficiales como subterráneas, fluyen hacia una red natural que comprende una o más corrientes, las cuales pueden ser de flujo constante o intermitente. Estas corrientes se unen en un cuerpo de curso mayor, que a su vez puede desembocar en un río principal, un reservorio natural, una represa o directamente en el océano.

El área de drenaje fue delimitada utilizando un sistema de información geográfica teniendo como insumo principal los archivos “shapes” para construir el modelo de elevación digital, identificado por abreviación en inglés “DEM”. La técnica que se empleó fue la de encontrar las divisoras de agua o líneas parteaguas teniendo como base el punto de salida demarcado en el canal existente.

El área de drenaje corresponde entonces a la superficie delimitada por la divisoria de aguas de la zona de estudio, Las áreas se determinaron mediante el programa Google Earth y el sistema de información geográfica (SIG), con el fin de comprender cual es las áreas aferentes a pequeños drenajes que aportan a la escorrentía superficial del canal.

El área de drenaje está definida por una divisoria o parte aguas estructurada topográficamente en donde las gotas de lluvia proyectadas a la superficie terrestres suelen ser drenadas, por uno o varios cursos de aguas 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 salida del canal, 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.

Dado que el proyecto cuenta principalmente con un puente sobre y una cuenca de orden 5, respectivamente, 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 obtenido mediante información recogida de Google Earth y el IGAC (se anexa documentación de MDE).

La delimitación de las cuencas se llevó a cabo a partir de un Modelo Digital de Elevación (MDE), considerando como criterio principal las líneas divisorias de aguas (parteaguas), definidas por los cauces que enmarcan los límites naturales de las cuencas asociadas a los puentes en estudio. En este proceso, uno de los elementos de referencia fundamentales fue el caño “Caño Viejo el Carito”).

A partir del MDE se aplicaron las herramientas Fill, Flow Direction y Flow Accumulation, las cuales permitieron el acondicionamiento del modelo y la definición de la red de drenaje. Posteriormente, se utilizó la herramienta Watershed, disponible en el módulo de Hydrology, la cual requiere como insumo un punto de control o aforo. Dicho punto fue establecido en la ubicación del puente, a partir de un shapefile georreferenciado en el sistema de coordenadas correspondiente.

La herramienta Watershed genera la delimitación de la cuenca en formato ráster, mediante la intersección del punto de aforo con la dirección de flujo derivada del MDE. No obstante, durante el proceso para el puente se identificó que la delimitación no se presentó ningún inconveniente en cuanto a la delimitación.

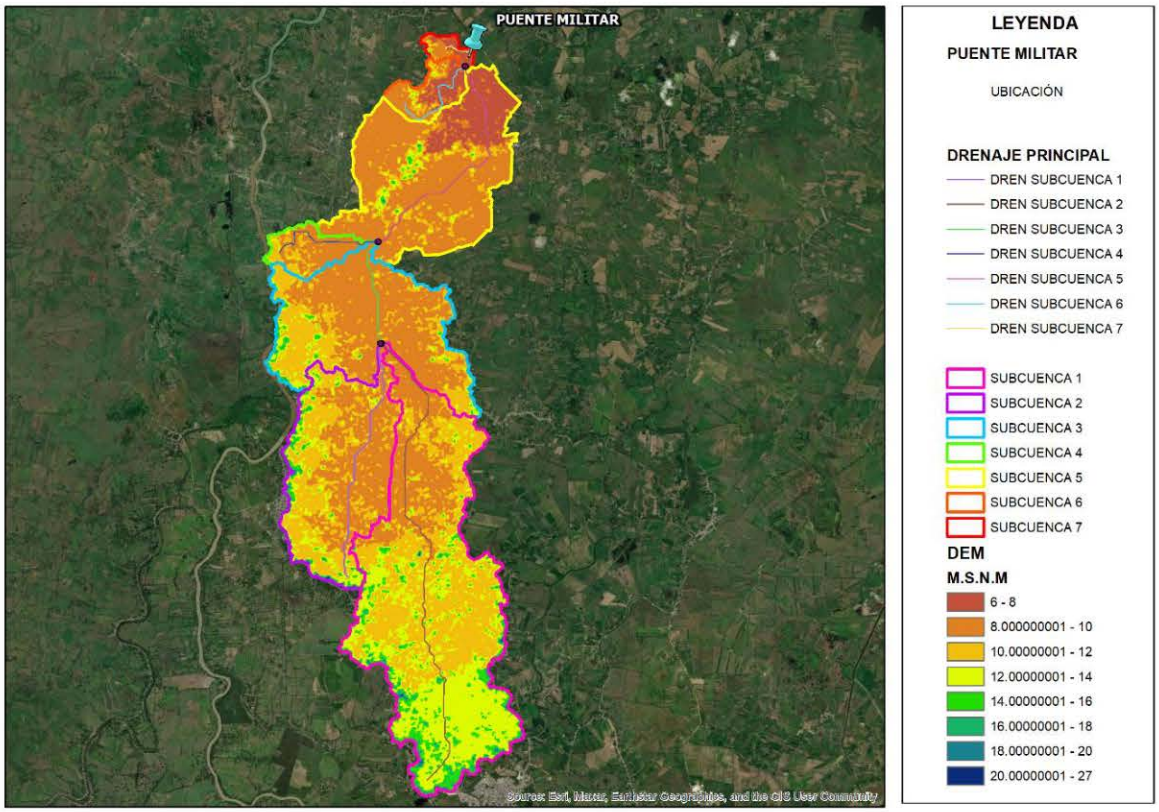


Figura 3. Mapa de elevación cuenca de estudio. Fuente: Elaboración propia (2025).

Dependiendo de la magnitud del área de la cuenca se puede establecer el tamaño de la cuenca, dicho factor tiene incidencia en el escurrimiento superficial, dado que se correlaciona con los escurrimientos máximos. En la siguiente tabla se me menciona establece la clasificación según área.

Tabla 1. Tamaño de la cuenca en relación con el área. Fuente: GÁMEZ MORALES, William. Texto básico de hidrología.

Carácter	Área (Km^2)
Pequeñas	< de 50
Medianas	De 50 a 150
Grandes	> de 150

Con base en el análisis morfométrico efectuado, se identificó que la cuenca asociada al área de estudio posee una superficie de 70.84km², lo cual, conforme a la clasificación propuesta por Gámez (Texto Básico de Hidrología), la ubica dentro del rango de cuencas medianas. Este tipo de cuencas se caracterizan por una alta sensibilidad frente a la precipitación, generando tiempos de concentración cortos y escurrimientos superficiales significativos.

7.3 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.

$$S = \left[\frac{L}{\sum \frac{Li}{\sqrt{Si}}} \right]^2 \qquad \text{Ec. 1}$$

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 4 se puede observar la distribución de pendientes de las subcuencas basado en 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.

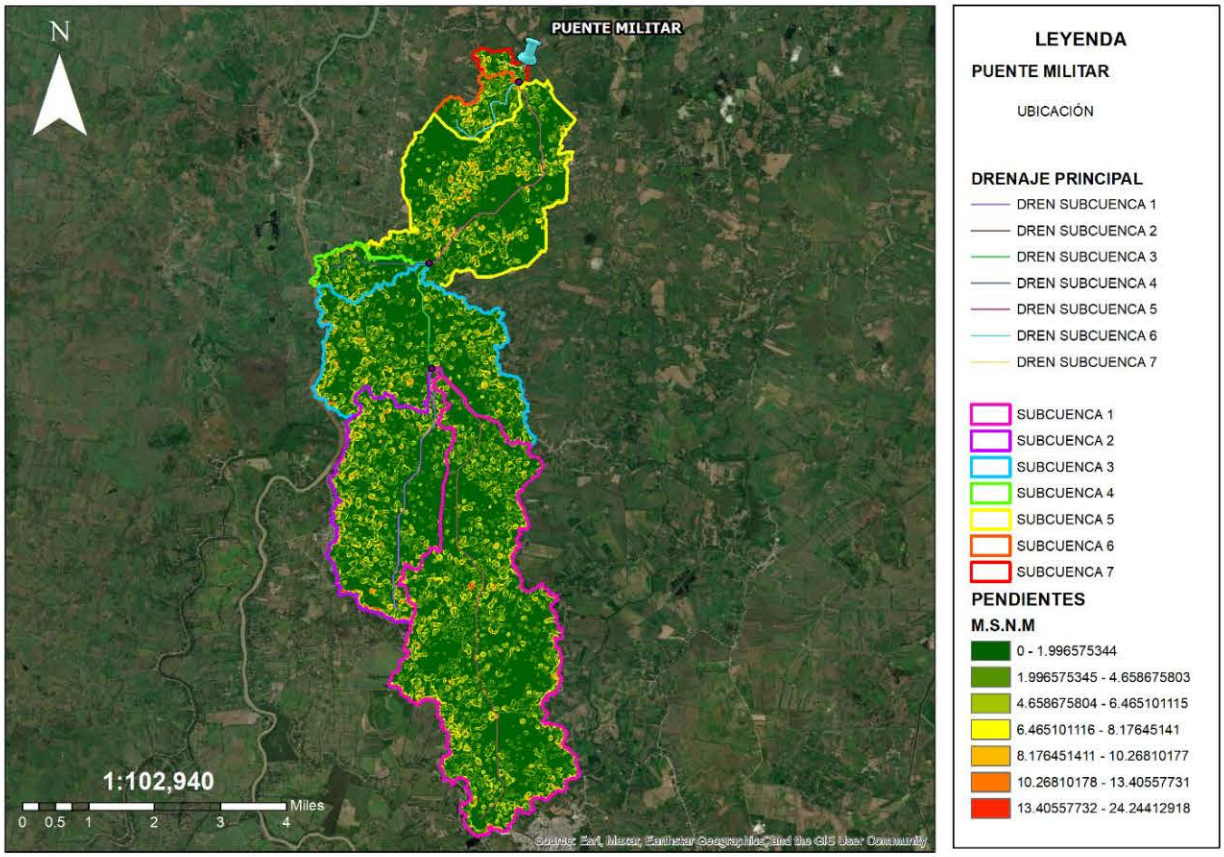


Figura 4: Mapa de pendientes de cuenca de estudio. Fuente elaboración propia (2025).

7.4 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 extraída mediante la base cartográfica y contrastados con la información contenida en la cartografía básica a escala 1:25000 disponible en medio digital en los servidores del Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

La forma de la cuenca es esencial debido a su relación con el tiempo de concentración. Este período se refiere al lapso necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda el área de la cuenca contribuya al flujo en la sección de la corriente bajo estudio, o, en otras palabras, el tiempo que lleva el agua desde los límites más alejados de la cuenca hasta llegar a su salida (Monsalve Sáenz, 1999). En los siguientes apartados, se explican los factores que determinan la forma de cada subcuenca y que han sido evaluados en este estudio.

- Parteaguas. También llamada línea divisoria de aguas se refiere a la frontera que delimita las áreas de precipitación que contribuyen a cuencas hidrográficas adyacentes, dirigiendo así el flujo de agua de escorrentía hacia uno u otro sistema fluvial. (Monsalve Sáenz, 1999).
- Área (A). Se describe como la proyección horizontal de la región de drenaje que se dirige hacia un curso de agua y está marcada por la línea divisoria de aguas o parteaguas (Monsalve Sáenz, 1999).
- Perímetro (P). Es la longitud sobre el plano horizontal, que recorre la línea parteaguas, 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:

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{A}{\pi}}} \qquad \text{Ec. 2}$$

Dónde:

- P. es el perímetro de la cuenca [Km].
- es el área de drenaje de la cuenca [Km2].

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 2. 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, representándose con la siguiente expresión algebraica:

$$K_f = \frac{A}{{L_m}^2} \qquad \text{Ec. 3}$$

Dónde:

- A. Es el área de drenaje de la cuenca [Km2].
- Lm. Es la longitud hidráulica o curso de agua más largo de la cuenca hidrográfica [Km].

Si Kf > 1 la cuenca es achatada y tiende a formar fácilmente grandes crecidas; un Kf < 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 Kf = 1 la cuenca tiene forma de un cuadrado (Monsalve Sáenz, 1999).

Índice de alargamiento (Ia). Relaciona la longitud paralela al cauce principal de la cuenca y el ancho máximo de la cuenca, mediante este valor se puede establecer si la cuenca es largada o si es achatada y por tanto el cauce principal es corto. Esta relación se puede calcular mediante la expresión:

$$I_A = \frac{L}{A_n} \qquad \text{Ec. 4}$$

Dónde:

- L. Es la longitud de la cuenca.
- An. Es e ancho de la cuenca.

Tabla 3. Característica de la cuenca en función al índice de alargamiento. Fuente: Propia.

VALORES DE I_A	CARACTERÍSTICA
$I_A > 1$	Cuenca alargada
$I_A < 1$	Cuenca Achatada

Coeficiente de sinuosidad total (S): Es la relación entre la longitud del río principal a lo largo de su cauce (L) y la longitud en línea curva o recta entre el inicio y final del cauce (Ld). Es un coeficiente adimensional (Llamas, 1993). De este modo la sinuosidad se determina como:

$$S = \frac{L}{Ld} \qquad \text{Ec. 5}$$

Dónde:

- L. Es la longitud del cauce principal.
- Ld. Es la longitud recta entre el inicio hasta el final del cauce principal.

7.5 CARACTERIZACIÓN DEL RELIEVE

Respecto 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 los siguientes parámetros:

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). En orden de la magnitud se puede clasificar el terreno en función de la pendiente media de la siguiente manera:

Tabla 4. Tipo de terreno en relación con la pendiente media de la cuenca. Fuente GÁMEZ MORALES, William. Texto básico de hidrología (Gámez Morales, 2009).

Pendiente media, %	Tipo de terreno
(0-2]	Plano
(2-5]	Suave
(5-10]	Accidentado medio
(10-15]	Accidentado
(15-25]	Fuertemente accidentado
(25-50]	Escarpado
>50	Muy escarpado

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).

Curva hipsométrica: constituye un criterio de la variación territorial del escurrimiento resultante de la región, lo que genera la base para la caracterizar zonas climatologías y ecológicas.

La curva hipsométrica refleja con precisión el comportamiento global de la altitud de la cuenca y la dinámica del ciclo de erosión. Es la representación gráfica del relieve de la cuenca en función de las superficies correspondientes (Díaz et al., 1999).

En este caso puntual la curva hipsométrica se calculó mediante un sistema de información geográfica (SIG) teniendo como resultado la siguiente tabla y grafica.

Tabla 5. Cálculo de curva hipsométrica Fuente: Elaboración propia (2025).

No	Cotas			m2	Área (km2)			
	Min	Max	Promedio	Área entre curvas	Área entre curvas	Acumulado	%acumulado	% inter
1	6.00	7.00	6.50	2392968.75	2.39	70.75	100.0%	3.4%
2	8.00	9.00	8.50	16722656.25	16.72	68.35	96.6%	23.6%
3	10.00	11.00	10.50	22529218.75	22.53	51.63	73.0%	31.8%
4	12.00	13.00	12.50	20066093.75	20.07	29.10	41.1%	28.4%
5	14.00	14.00	14.00	4213125.00	4.21	9.04	12.8%	6.0%
6	15.00	16.00	15.50	3422187.50	3.42	4.82	6.8%	4.8%
7	17.00	18.00	17.50	1105000.00	1.11	1.40	2.0%	1.6%
8	19.00	20.00	19.50	247656.25	0.25	0.30	0.4%	0.4%
9	21.00	21.00	21.00	30625.00	0.03	0.05	0.1%	0.0%
10	22.00	23.00	22.50	16406.25	0.02	0.02	0.0%	0.0%
11	24.00	25.00	24.50	1406.25	0.00	0.00	0.0%	0.0%
12	27.00	27.00	27.00	312.50	0.00	0.00	0.0%	0.0%
				Total=	70.74765625			

La anterior tabla se representa en la siguiente figura:

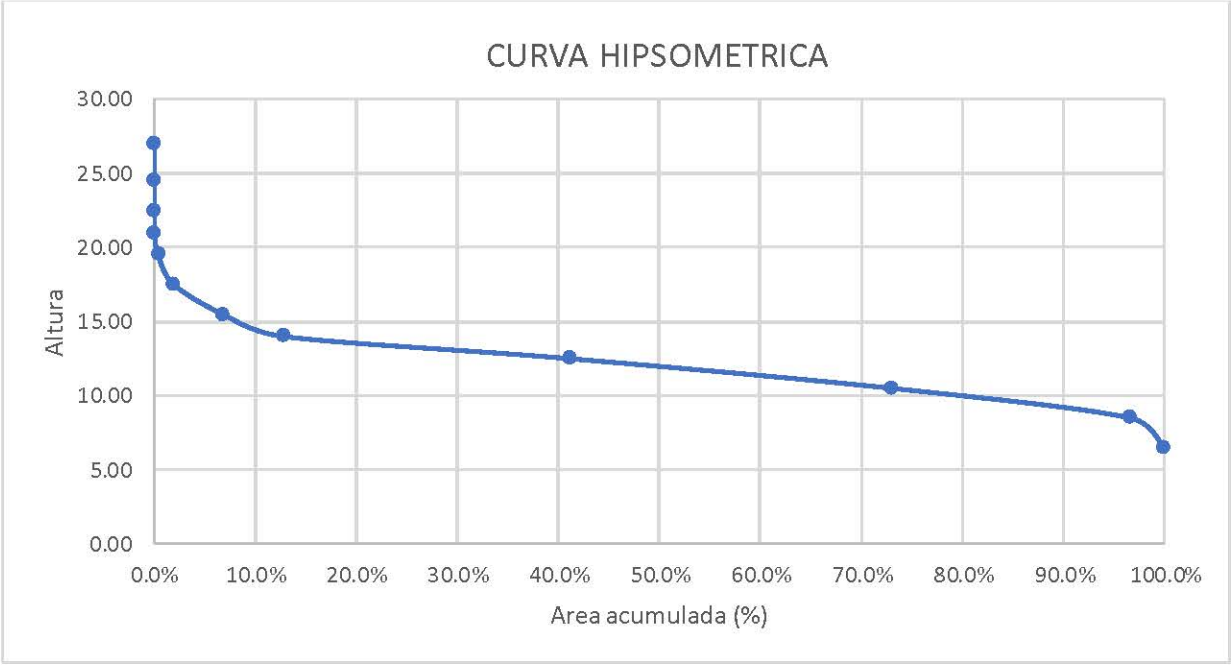


Figura 5. Curva hipsométrica. Fuente: Elaboración propia (2025).

7.6 CARACTERIZACIÓN DE LA RED DE DRENAJE

La red de drenaje se puede describir como el patrón o disposición de los cursos de agua y sus lechos a lo largo de los cuales fluye el exceso de agua superficial, resultado de la precipitación, hacia un cuerpo de agua natural o artificial. (Gámez Morales, 2009).

- Cauce principal: Se refiere a la corriente que atraviesa la salida de una cuenca. Cada cuenca tiene una única corriente principal.
- Pendiente del cauce principal (J): Se determina dividiendo la diferencia de elevación entre los puntos que marcan la desembocadura y el origen del cauce principal por la longitud de este. Este factor es esencial para calcular el tiempo de concentración de una cuenca y tiene un impacto directo en la velocidad del agua que fluye a través del cauce principal (Barros Cantillo, 1994).
- Cota mayor y menor del cauce principal: Representan la altitud más alta y baja del cauce principal, respectivamente.
- Longitud hidráulica (Lm): Indica la ruta más larga de flujo desde el punto de división de aguas de la cuenca hasta su punto de salida.
- La densidad de drenaje (Dd) fue establecida por Horton (1932) según el cociente entre la sumatoria de las longitudes de todos los cursos de agua que drenan por la cuenca (Ln) y el área total de la cuenca (A) (López Cadenas de Llano, 1998; Gaspari et al., 2009).
- Clasificación de la red de drenaje según Strahler. el cual expresa que las redes de drenaje pueden ser modeladas o representadas por un conjunto de nodos conectados unos a otros por segmentos, de manera que cada nodo tiene solo una ruta hacia la salida (Strahler, 1964).

Para jerarquizar una red de drenaje se asignan valores numéricos a los órdenes de los cursos que conforman la red de drenaje, asignándole valor 1 a los cursos que son las nacientes, valor 2 a la conjunción de dos cauces de orden 1, valor 3 a la unión entre dos cauces de orden 2 Así se procede sucesivamente hasta finalizar con la jerarquización de la red de drenaje.

En las siguientes tablas se representan la información de los apartados 7.1 al 7.5

Tabla 6. Datos de la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025).

Datos de la cuenca		
Geometría		
Área	km2	70.84
Perímetro	km	17.07
Ancho máximo	km	4.44
Longitud	km	19.24
Valores de las cotas		
Cota mínima	m.s.n.m	6.00
Cota máxima	m.s.n.m	27.00
Coordenadas		
Centroide X	W	4690811.04
Centroide Y	N	2551347.65
Centroide Z	m.s.n.m	14.80
Pendiente de la cuenca		
Pendiente de la cuenca	%	2.65
Longitud del cauce principal	Km	22.73
Orden de la red hídrica	Adimensional	5
Longitud de la red hídrica	Km	171.65
Pendiente promedio de la red hídrica	%	1.08

Tabla 7. Parámetros de forma de la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025).

Parámetros de forma		
Área	km2	70.84
Perímetro	km	17.07
Ancho máximo	m	4.44
Longitud	m	19.24
Longitud del cauce principal (L)	km	22.73
Longitud de Drenajes (Ln)	km	23.63
Longitud más corta entre inicio y desembocadura (Ld)	km	18.68
Sinuosidad de las corrientes de agua (S)		1.22
Coeficiente de forma (Kf)		0.19
Coeficiente de compacidad (Kc)		0.57
Índice de alargamiento (Ia)		4.34

Tabla 8. Parámetros de relieve de la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025).

Parámetros de Relieve		
Altura con mayor frecuencia	m.s.n.m	10.50
Promedio de alturas	m.s.n.m	14.80
Coeficiente de rugosidad (Ra)		62.95
Coeficiente de masividad (Km)		0.209

Tabla 9. Parámetros de drenaje de la cuenca. Fuente: Elaboración Propia (2025).

Parámetros de Drenaje		
Clasificación de la red de drenaje		5
Densidad de drenaje (Dd)		0.33
Pendiente del cauce principal (J)	m/m	0.0004
Tiempo de concentración (Tc) - Kirpich	Minutos	908.97
Tiempo de concentración (Tc) - Témez	Horas	13.64
Tiempo de concentración (Tc) - Ventura - Heras	Horas	13.64

Dados estos datos se puede establecer que la subcuenca cuenta con las siguientes características:

Tabla 10. Análisis de parámetros morfométricos de la cuenca. Fuente: Elaboración Propia (2025).

Variable	Observación
Área	Mediana
Pendiente de la cuenca	Plano
Coeficiente de forma (Kf)	Alargada
Coeficiente de compacidad (Kc)	Redonda a oval redonda
Índice de alargamiento (Ia)	Alargada
Densidad de drenaje (Dd)	Baja
Orden de drenajes	4
Pendiente del cauce principal (J)	Suave

La cuenca cuenta con un área de 70.84 km², corresponde a una cuenca de tamaño pequeño según la clasificación propuesta por Sierra (1998), quien afirma que las cuencas pequeñas tienden a presentar una variabilidad moderada en sus respuestas hidrológicas. La forma alargada de la cuenca, evidenciada por el bajo coeficiente de forma Kf = 0.19 y el índice de alargamiento Ia = 4.34, sugiere que la concentración de escorrentía hacia la salida será menos rápida que en cuencas más compactas, favoreciendo tiempos de respuesta más prolongados y picos de caudal relativamente bajos, como señalan Chow et al. (1988).

La pendiente media de la cuenca 2.65% y del cauce principal 0.00039%, es suave, lo cual implica que la velocidad de escorrentía será moderada y permitirá un mayor tiempo de concentración. Particularmente, el tiempo de concentración calculado mediante la fórmula empírica de Kirpich para las subcuencas correspondientes al Puente Militar. Para la subcuenca 1 en 312.57 minutos (aproximadamente 5.20 horas), para la subcuenca 2 en 546.48 minutos (aproximadamente 9.10 horas), para la subcuenca 3 en 219.33 minutos (aproximadamente 3.65 horas), para la subcuenca 4 en 181.00 (aproximadamente 3.01 horas), para la subcuenca 5 en 296.94 minutos (aproximadamente 4.94 horas), para la subcuenca 6 en 127.02 minutos (aproximadamente 2.11 horas), y para la subcuenca 7 en 37.20 minutos (aproximadamente 0.62 horas).

El bajo orden de la red de drenaje de la cuenca (5), su densidad (0.33 km/km²) refleja un sistema de drenaje poco desarrollado, típico de zonas con relieve moderadamente ondulado o en evolución inicial, como expone Strahler (1957). Esta característica, sumada al coeficiente de compactación (Kc = 0.57), sugiere que el flujo de agua no encuentra rutas muy directas para su evacuación, prolongando aún más el tiempo de respuesta ante eventos de lluvia.

El desnivel altitudinal significativo (21.00 m) junto con un coeficiente de rugosidad alto (Ra = 62.95) revela una topografía heterogénea, lo cual no induce tanto a fenómenos locales de concentración de caudales y potenciales problemas de erosión, sobre todo en sectores más pendientes. Según Horton (1945), cuencas con alta rugosidad topográfica presentan mayor tendencia a la generación de escorrentía concentrada y erosiva, especialmente durante eventos extremos.

En términos de hidrología aplicada, el periodo de retardo estimado para el puente militar, correspondiente a la subcuenca 1 es de 187.545 minutos, para la subcuenca 2 es de 327.888 minutos, para la subcuenca 3 es de 131.602 minutos, para la subcuenca 4 es de 108.602 minutos, para la subcuenca 5 es de 178.167 minutos, para la subcuenca 6 es de 76.214 minutos, y para la subcuenca 7 es de 22.324 minutos, complementa la interpretación de un régimen de respuesta lenta, pero el valor de Kirpich alerta sobre la posibilidad de que, en condiciones de lluvias torrenciales intensas, la cuenca aún requiera considerar escenarios de escorrentía rápida localizada, en particular en sus sectores de mayor pendiente.

7.7 PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO (Tr)

El periodo 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 $X \geq xt$ en cualquier observación puede relacionarse con el periodo de retorno de la siguiente manera:

$$T = \frac{1}{P(X \geq xt)} = \frac{1}{1 - P(X \leq xt)} \qquad \text{Ec. 6}$$

Siguiendo las indicaciones establecidas por el INVIAS (2009, 2013) se recomiendan unos periodos de retorno para diferentes obras de drenaje vial, las cuales se relacionan en la Tabla 12.

Tabla 11: Periodos de retorno especificados por el INVIAS para obras de drenaje. Fuente: INVIAS (2009).

TIPO DE OBRA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)[1]
Cunetas	5
Zanjas de Cronación[2]	10
Estructuras de caída	10
Alcantarillas de 0.90 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores a 0.90 m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10m)	25
Puentes de luz mayor o igual a 10 m y menor a 50 m	50
Puentes de luz mayor o igual a 50 m	100
Drenaje subsuperficial	2

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.

7.8 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):**

$$t_c = 0.06628\left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.77} \quad \text{Ec. 7}$$

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:**

$$t_c = 0.30\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76} \quad \text{Ec. 8}$$

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:**

$$t_c = 0.30\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.75} \quad \text{Ec. 9}$$

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).

8. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

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:

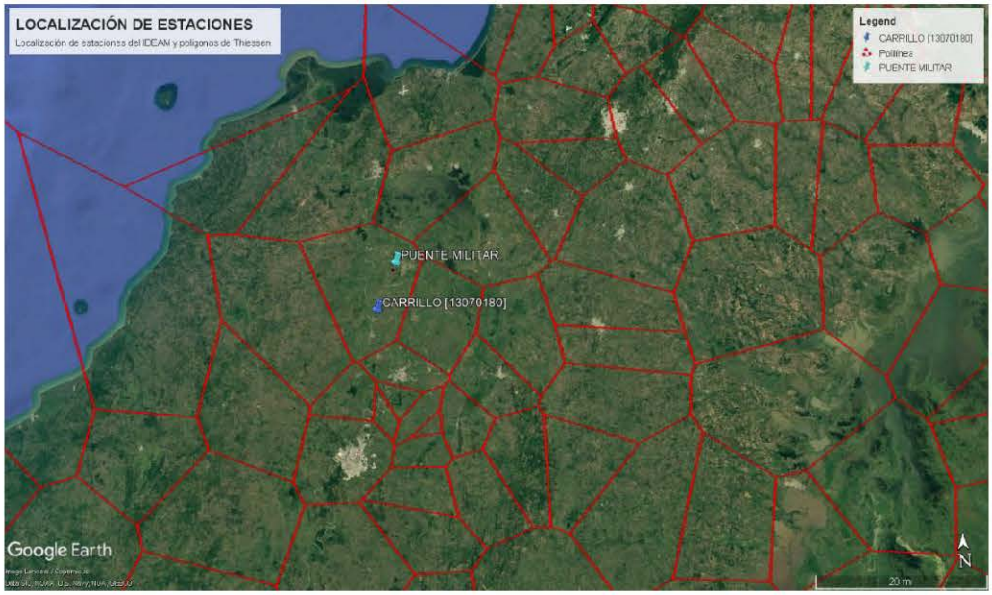


Figura 6: Polígonos de Thiessen de estaciones cercanas al proyecto. Fuente: Elaborado en SIG (2025).

Con base en la figura anterior, se puede apreciar que la estaciones que tiene incidencia directa sobre la cuenca de la vía a intervenir es: CARRILLO_EST (Pluviométrica Convencional) estando ubicada a 9.52 km, siendo la más cercana y cuenta con un registro de datos de 55 años, por tal razón se escoge la estación. Para realizar el análisis hidrológico de la zona, se han utilizado los valores de precipitación mensual de la estación CARRILLO_EST, localizada como se muestra a continuación:

Tabla 12: Localización de estación CARRILLO_EST. Fuente: CNE IDEAM (2025).

OBJECTID	348
CODIGO	13070180
nombre	CARRILLO [13070180]
CATEGORIA	Pluviométrica
TECNOLOGIA	Convencional
ESTADO	Activa
FECHA_INST	3/15/1979
altitud	20
latitud	8.98444
longitud	-75.8318
DEPARTAMEN	Córdoba
MUNICIPIO	San Pelayo
AREA_OPERA	Área Operativa 02 - Atlántico-Bolívar-Sucre
AREA_HIDRO	Caribe
ZONA_HIDRO	Sinú
observación	
CORRIENTE	Cno Tapoa
FECHA_SUSP	
SUBZONA_HI	Bajo Sinú

8.1 CLIMA

La Organización Meteorológica Mundial (OMT) define el clima como 'el conjunto de las condiciones atmosféricas caracterizado por los estados del tiempo en una porción determinada de espacio. El clima se determina por el análisis espacio-tiempo de los elementos que lo definen y los factores que lo afectan. En Lorica, la temporada de lluvia es nublada, la temporada seca es parcialmente nublada y es muy caliente y opresivo durante todo el año. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de *24 °C* a *35 °C* y rara vez baja a menos de *23 °C* o sube a más de *38 °C*.

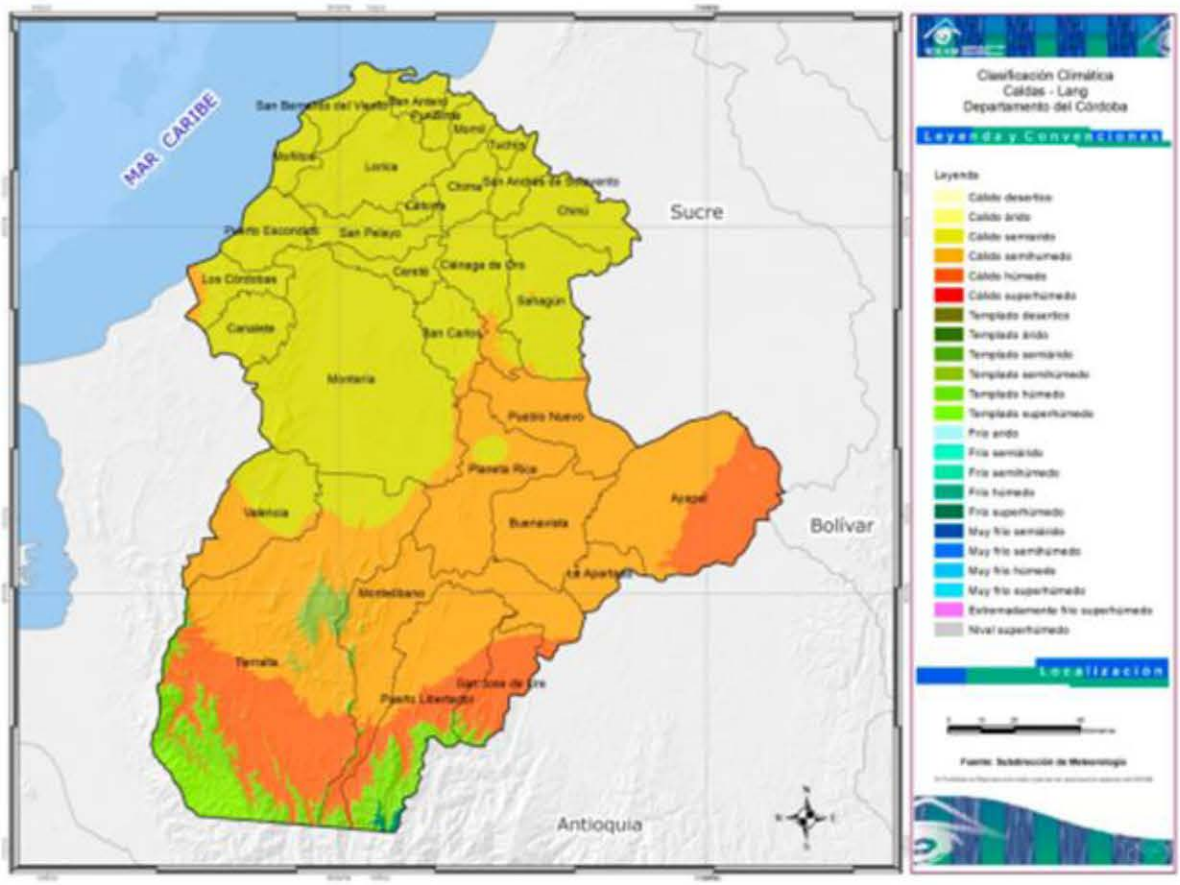


Figura 7: Clasificación del clima en el departamento de Córdoba. Fuente: IDEAM (2025).

8.2 TEMPERATURA

La temporada calurosa dura 1,8 meses, del 18 de febrero al 10 de abril, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 33 °C. El mes más cálido del año en Lorica es mayo, con una temperatura máxima promedio de 32 °C y mínima de 25 °C.

La temporada fresca dura 2,3 meses, del 18 de septiembre al 26 de noviembre, y la temperatura máxima promedio diaria es menos de 32 °C. El mes más frío del año en Lorica es enero, con una temperatura mínima promedio de 23 °C y máxima de 32 °C.

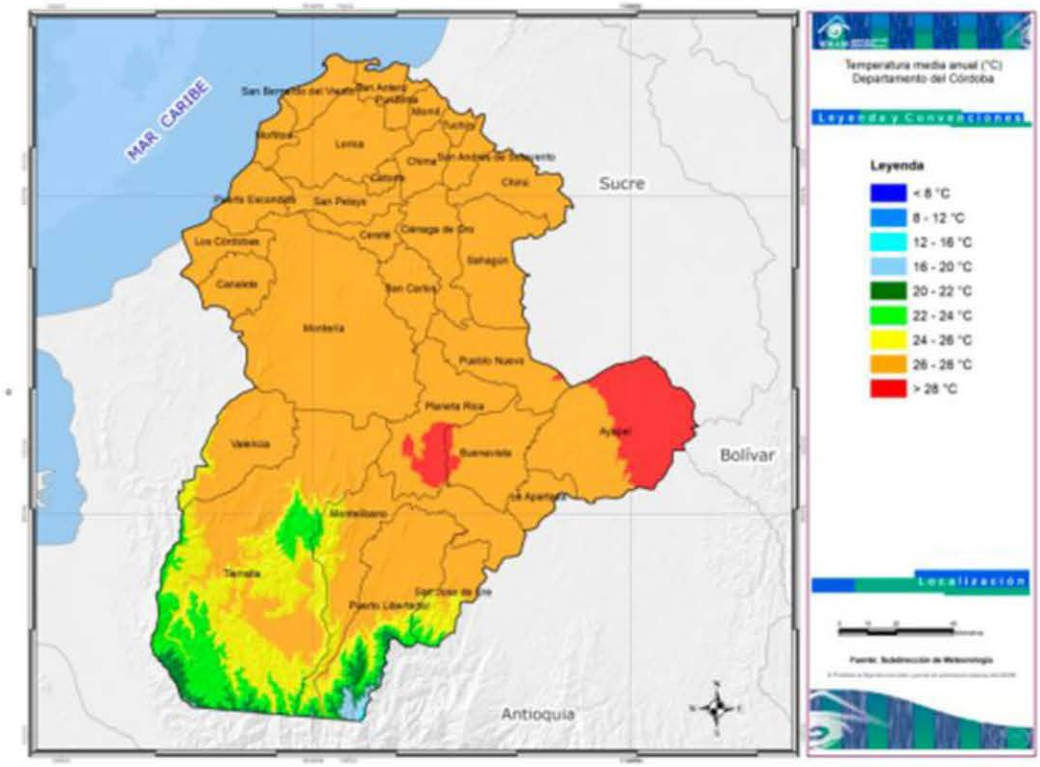


Figura 8: Temperatura media anual en el Municipio de Lorica. Fuente: IDEAM. Fuente: IDEAM (2025).

8.3 VIENTOS

La velocidad promedio del viento por hora en Lorica tiene variaciones estacionales leves en el transcurso del año.

La parte más ventosa del año dura 3,8 meses, del 29 de diciembre al 24 de abril, con velocidades promedio del viento de más de 7,5 kilómetros por hora. El mes más ventoso del año en Lorica es marzo, con vientos a una velocidad promedio de 9,5 kilómetros por hora.

El tiempo más calmado del año dura 8,2 meses, del 24 de abril al 29 de diciembre. El mes más calmado del año en Lorica es julio, con vientos a una velocidad promedio de 5,5 kilómetros por hora.

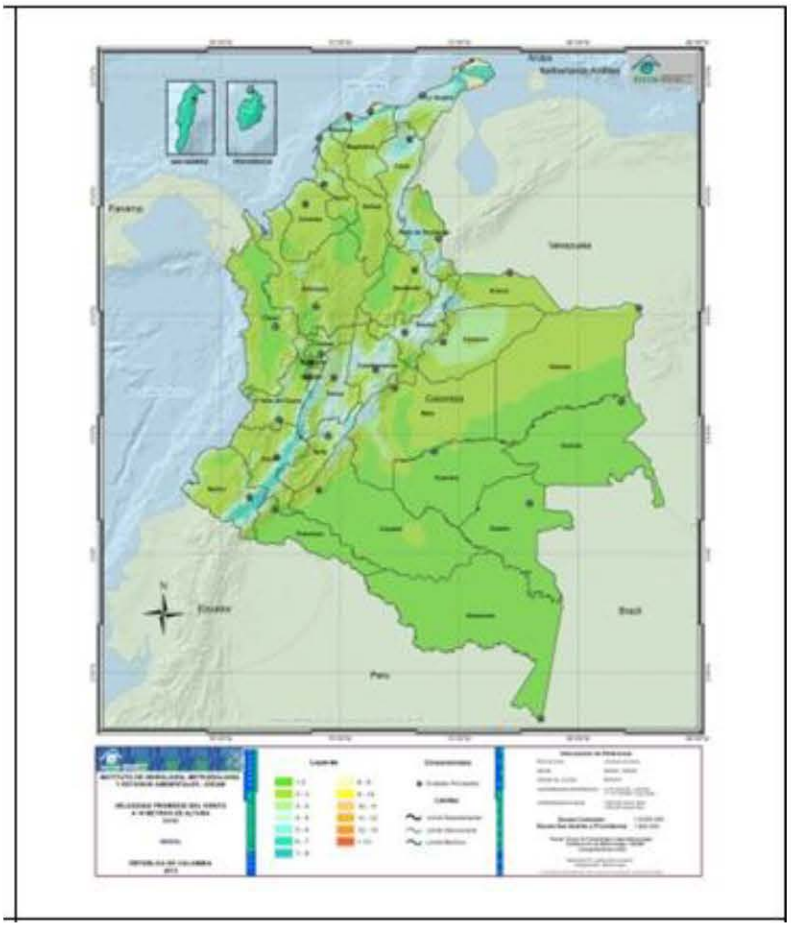


Figura 9. Velocidad promedio multianual de la velocidad del viento a 10 metros de altura en Colombia. Fuente: IDEAM (2025).

8.4 HUMEDAD

El nivel de humedad percibido en Lorica, medido por el porcentaje de tiempo en el cual el nivel de comodidad de humedad es bochornoso, opresivo o insoportable, no varía considerablemente durante el año, y permanece prácticamente constante en 100 %.

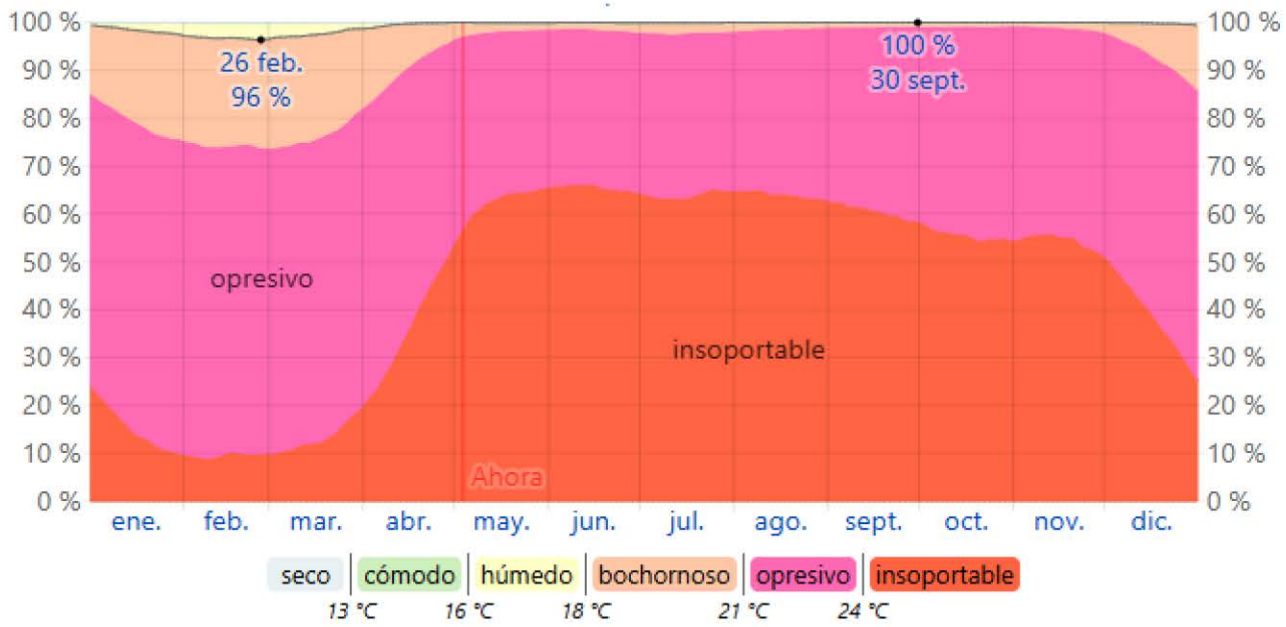


Figura 10: Ilustración 4. Humedad en el Municipio de Lorica. Fuente: https://es.weatherspark.com.

8.5 BRILLO SOLAR

La duración del día en Lorica no varía considerablemente durante el año, solamente varía 39 minutos de las 12 horas en todo el año. En 2025, el día más corto es el 21 de diciembre, con 11 horas y 35 minutos de luz natural; el día más largo es el 20 de junio, con 12 horas y 40 minutos de luz natural.

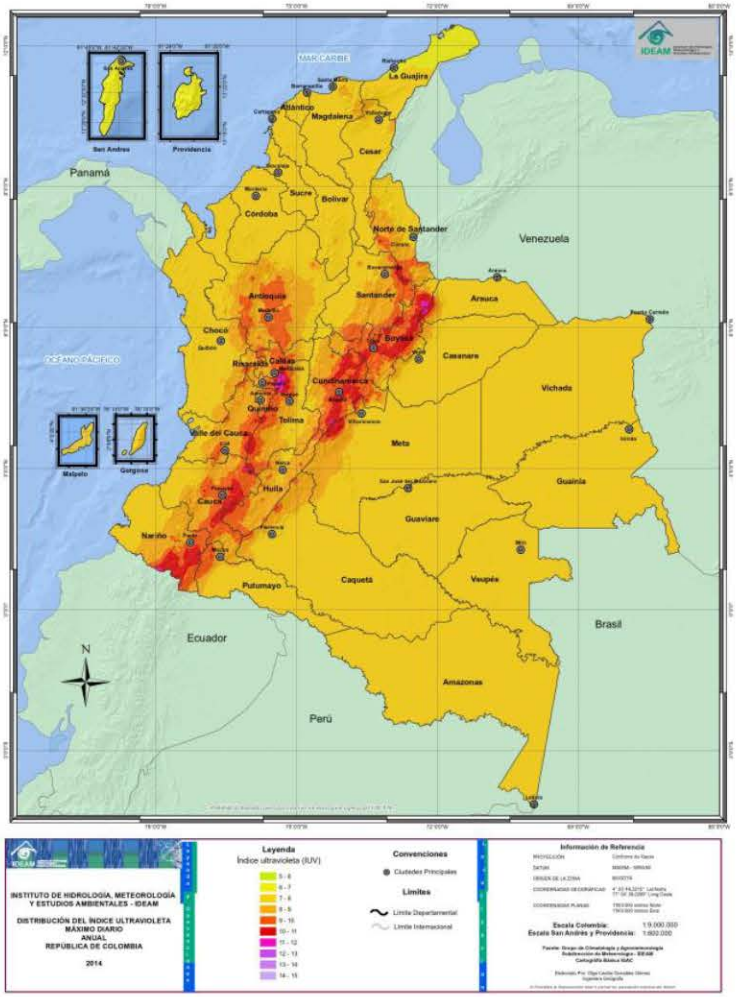


Figura 11: Distribución media anual del máximo valor diario del índice ultravioleta. Fuente: IDEAM (2025).

8.6 PRECIPITACIÓN

Llueve durante el año en Lorica. El mes con más lluvia es septiembre, con un promedio de 177.79 milímetros de lluvia. El mes con menos lluvia en Lorica es enero, con un promedio de 7.15 milímetros de lluvia.

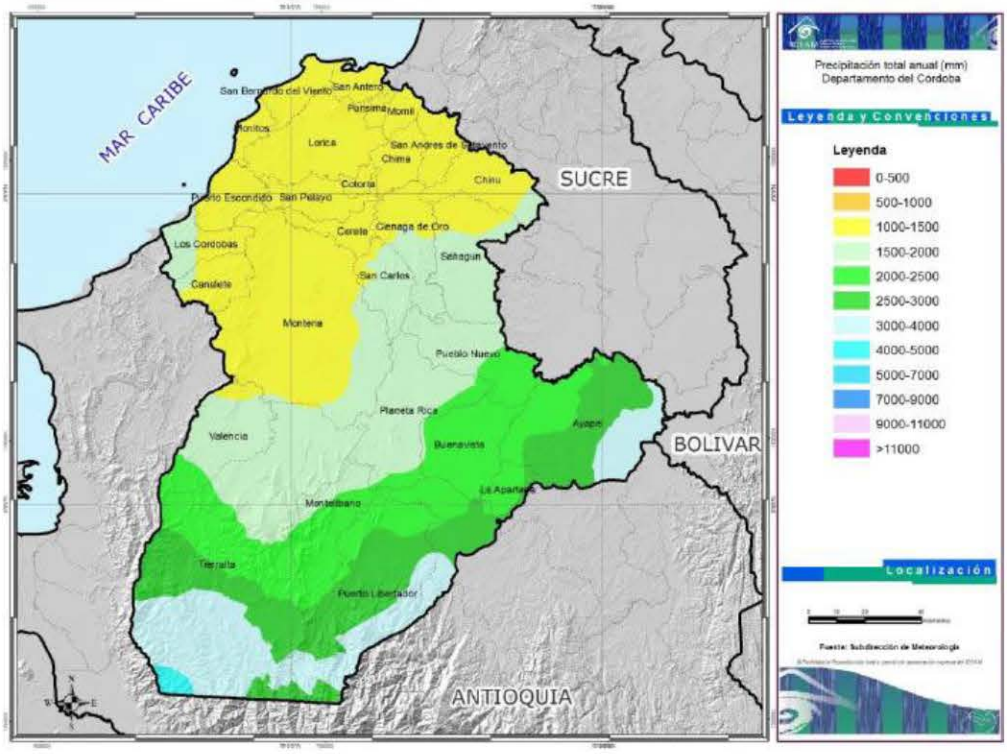


Figura 12. Precipitación espacial del municipio de Córdoba. Fuente: Fuente: IDEAM (2025).

8.7 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO

Una precipitación de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de este se calculan utilizando procedimientos de lluvia — escorrentía y tránsito de caudales. Una precipitación de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de lluvia en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación, o mediante un mapa de isoyetas que especifique el patrón espacial de la precipitación. Se selecciona la estación más cerca al área del proyecto del catálogo de estaciones climatológicas del IDEAM, encontrándose que la estación CARRILLO_EST, cuya información se muestra en la Tabla 13.

Tabla 13: Estación seleccionada CARRILLO_EST. Fuente: Catalogo Nacional de Estaciones, IDEAM (2025).

DATOS ESTACIÓN	
CÓDIGO	13070180
NOMBRE	CARRILLO [13070180]
CATEGORÍA	Pluviométrica
ELEVACIÓN (m.s.n.m)	20
LATITUD	8.98444
LONGITUD	-75.8318
DEPARTAMENTO	Córdoba
MUNICIPIO	San Pelayo

8.8 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”.

8.9 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 1993 y 2024, 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 14: Análisis de doble masa. Fuente: Elaboración propia (2025).

AÑO/MES	TOTALES	ACUMULADO
1993	1211	1211
1994	1473	2684
1995	900	3584
1996	1185	4769
1997	787	5556
1998	1207	6763
1999	1542	8305
2000	834	9139
2001	994	10133
2002	834	10967
2003	1318	12285
2004	924	13209
2005	1709	14918
2006	1144	16062
2007	1471	17533
2008	1480	19013
2009	1495	20508
2010	1516	22024
2011	1158	23182
2012	1690	24872
2013	1084	25956
2014	958	26914
2015	800	27713
2016	909	28622
2017	979	29600
2018	1178	30778
2019	1166	31944

AÑO/MES	TOTALES	ACUMULADO
2020	1197	33142
2021	916	34057
2022	1680	35737
2023	1475	37212
2024	1460	38673

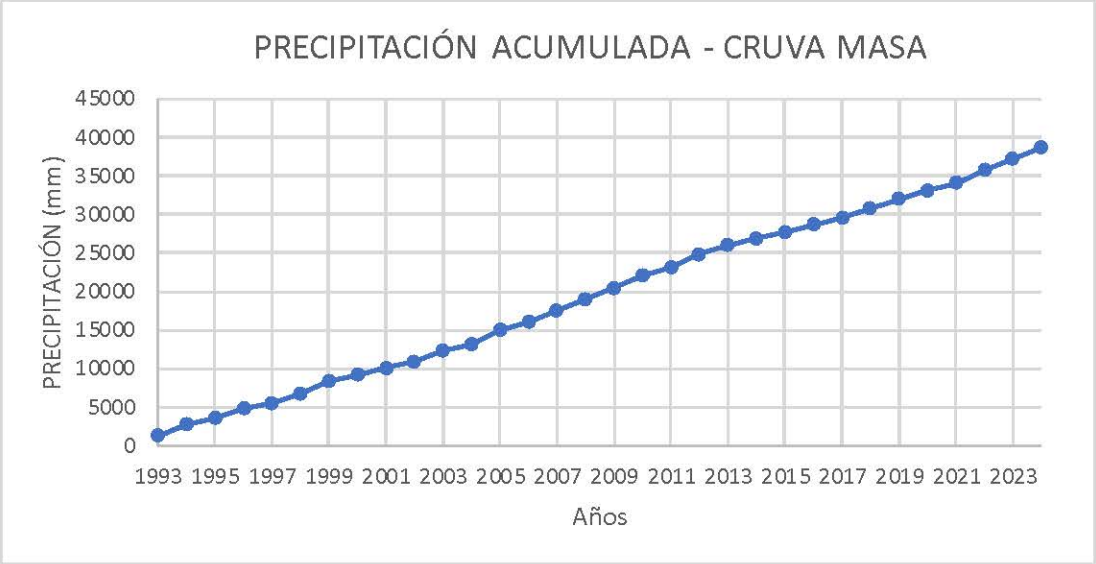


Figura 13: Curva masa de la estación CARRILLO_EST. Fuente: Elaboración propia (2025).

8.10 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 1993 y 2024, el cual es el periodo común para las estaciones.

Tabla 15: Módulos pluviométricos de la zona. Fuente: Elaboración propia (2025).

ESTACIÓN	CARRILLO_EST
MODULO PLUVIOMÉTRICO (mm)	1208.52

Determinado con la siguiente formula:

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

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

Ec 1.

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

8.11 PRECIPITACIONES ANUALES

La precipitación es el resultado de la condensación del vapor de agua en la atmósfera, que se deposita en la superficie terrestre en forma de lluvia, nieve o granizo. Este fenómeno ocurre cuando el aire alcanza su punto de saturación y el vapor de agua se enfría o se incrementa la humedad hasta que se condensa y precipita.

En la estación analizada, los datos anuales de precipitación muestran una variabilidad considerable entre 1993 y 2024. Durante este período, se ha registrado una precipitación acumulada de 38673 mm, con un promedio anual de 1208.52 mm.

El valor máximo de precipitación anual ocurrió en 2005, con un total de 1709 mm, mientras que el mínimo se presentó en 2004, con 924 mm. Estas diferencias reflejan la dinámica climática de la región, influenciada por diversos factores atmosféricos y fenómenos meteorológicos como El Niño y La Niña.

El análisis de la serie de tiempo para Lorica, Córdoba, muestra una considerable variabilidad interanual en la precipitación total anual, aunque no se evidencia una tendencia clara de aumento o disminución sostenida. Por ejemplo, en 2005 se registró el valor más alto con 1709 mm, mientras que en 2004 se presentó el valor mínimo con apenas 924 mm. Esta fluctuación está asociada tanto a fenómenos climáticos globales como al comportamiento regional de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT).

La desviación estándar calculada es de 1709 mm, lo que indica una variabilidad moderada en las lluvias anuales del municipio. El coeficiente de asimetría (0.2) sugiere una leve inclinación hacia valores superiores al promedio, es decir, años con lluvias por encima de lo normal han sido un poco más frecuentes. Por su parte, la curtosis de -1.2 señala que la distribución de los datos tiende a ser más plana que una distribución normal, lo cual implica que los eventos extremos han sido menos frecuentes de lo esperado. Esto es relevante para la planificación hidráulica, ya que la probabilidad de eventos extremos, aunque no sea alta, sigue siendo un riesgo que debe considerarse.

En las tablas siguientes se muestra el comportamiento de las lluvias a escala anual para la estación CARRILLO_EST, la cual registra mayores valores de precipitación media anual.

Tabla 16: Comportamiento estadístico de la precipitación para la estación CARRILLO_EST. Fuente: Elaboración propia (2025).

AÑO	PRECIPITACIÓN TOTAL DIARIA (mm)		
	MÁXIMA	MÍNIMA	TOTAL ANUAL
1993	78	0	1211
1994	109	0	1473
1995	72	0	900
1996	84	0	1185
1997	73	0	787
1998	105	0	1207
1999	102	0	1542
2000	66	0	834
2001	76	0	994
2002	74	0	834
2003	90	0	1318
2004	50	0	924
2005	132	0	1709
2006	102	0	1144
2007	120	0	1471
2008	99	0	1480
2009	111	0	1495
2010	100	0	1516
2011	107	0	1158
2012	75	0	1690
2013	104	0	1084
2014	94	0	958
2015	81	0	800
2016	59	0	909
2017	56	0	979
2018	84	0	1178
2019	82	0	1166
2020	107	0	1197
2021	89	0	916

AÑO	PRECIPITACIÓN TOTAL DIARIA (mm)		
	MÁXIMA	MÍNIMA	TOTAL ANUAL
2022	113	0	1680
2023	99	0	1475
2024	90	0	1460
PROMEDIO	90	0	1209
MÍN	50	0	787
MÁX	132	0	1709
D.E	19.01	0	280.4
VARIANZA	361.25	0	78623.55
COEF. ASIMETRIA	-0.1300		0.2
CURTOSÍS	-0.36		-1.2

El análisis de los datos de precipitación en la estación evaluada revela que la precipitación máxima diaria tiene un coeficiente de variación de aproximadamente 28%, lo que indica una variabilidad moderada en relación con la media de 90 mm. De manera similar, el total anual de precipitación presenta un coeficiente de variación de -0.130%, con un promedio de 1209 mm.

Estos resultados sugieren que la región mantiene un régimen de precipitaciones relativamente estable, con fluctuaciones moderadas tanto en los eventos de lluvia extrema diarios como en los acumulados anuales.

Tabla 17: Análisis estadístico mensual multianual de la estación CARRILLO. Fuente: Elaboración propia (2025).

AÑO/MES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1993	7	0	57	88	163	142	165	93	190	156	140	10
1994	14	0	50	162	175	151	83	285	126	313	114	0
1995	0	0	0	44	133	195	115	150	112	71	58	22
1996	0	25	42	117	223	106	234	184	156	32	66	0
1997	0	7	0	110	78	107	84	64	190	141	6	0
1998	0	0	0	73	268	168	227	162	114	71	101	23
1999	3	38	30	195	170	112	95	222	325	182	129	41
2000	6	17	8	55	199	145	79	119	73	92	41	0
2001	20	0	0	55	103	80	64	187	236	120	123	6
2002	0	0	17	95	90	58	132	44	104	181	24	89
2003	0	0	65	190	144	125	134	170	250	138	78	24
2004	0	0	0	48	127	96	109	203	252	89	0	0
2005	40	0	34	215.2	308.6	68.2	308.1	181.8	135	151	218	49
2006	2	2	18.2	133.3	247.5	188.3	78.7	173.8	97	94	79.3	30
2007	0	0	139	137	185	187	241	234	91.5	155	55	46
2008	25	58	5.5	78	145.3	115	129.8	286.4	286.9	134.5	171.8	44
2009	3	30	5	85.5	144.3	269	256	240	179.5	181	66	36
2010	0	6	5	58	275	167	168.5	184	183	111.5	111	247
2011	6	3.5	72	152	126	129	46	80	145	260	110	28
2012	0	0	12	289	318	254	153	298	100	245	6	15
2013	0	38	13	81	111	169	66	267	61	87	166	25
2014	4	0	6	29	83	63	81	302	185	122.5	55.5	27
2015	0	24	0	73	132	47	71.1	80.7	187	60.6	124.3	0

AÑO/MES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2016	0	0	0	73.9	117.4	107.6	32.8	141.3	115.9	152	73.2	94.5
2017	0	0	113.4	126.9	182.9	74	182.3	112.4	107.8	34.4	7.2	37.3
2018	48.9	0	17.3	100.2	205.4	166.6	81.4	169.7	164.7	142.9	80.7	0
2019	0	0	0	93.5	270.2	172.1	19.5	130	256	126.9	45.8	52.1
2020	0	0	0	65.1	240.3	145.9	95.8	94.5	155.8	265.5	134.5	0
2021	2.9	8	19.2	55.4	71	137.5	64.9	66.7	137.3	227.4	96.2	29
2022	8	5	150	129	36	165	142	304	417	167	141	16
2023	39	0	23	94	214	198	95	190	371	141.2	59	51
2024	0	51.3	4.1	118	145.6	247.9	216.6	83.7	184.8	249	94	65.2
TOTALES	228.80	312.80	905.70	3419.00	5431.50	4556.10	4050.50	5503.00	5689.20	4694.40	2774.50	1107.10
MEDIA	7.15	9.78	28.31	106.85	169.74	142.38	126.58	171.97	177.79	146.70	86.71	34.60
MODA	0	0	0	55	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	190	71	#N/D	0
DESVIACIÓN ESTANDAR	13.12	16.47	40.31	56.59	71.87	56.33	71.14	76.96	85.09	68.63	52.34	46.16
VARIANZA	166.53	262.7	1573.49	3102.06	5003.14	3073.02	4902.56	5737.11	7013.82	4562.36	2653.8	2063.47
CURTOSIS	3.86	2.06	3.16	2.27	-0.55	-0.14	0.03	-0.94	1.13	-0.01	-0.05	14.56
ASIMETRÍA	2.17	1.75	1.93	1.37	0.37	0.38	0.85	0.22	1.16	0.56	0.31	3.37
MÍNIMO	0.00	0.00	0.00	29.00	36.00	47.00	19.50	44.00	61.00	32.00	0.00	0.00
MÁXIMO	48.90	58.00	150.00	289.00	318.00	269.00	308.10	304.00	417.00	313.00	218.00	247.00

8.12 VARIABILIDAD TEMPORAL.

El análisis de la precipitación mensual en la estación evaluada revela una marcada variabilidad a lo largo del año. Por ejemplo, el coeficiente de variación (C.V.) del mes de agosto es de aproximadamente 70%, lo que indica una alta fluctuación interanual en las precipitaciones durante este mes. Este comportamiento puede asociarse a eventos climatológicos extremos que afectan de forma irregular la distribución de lluvias.

Los meses de mayor precipitación, como agosto y septiembre, registran desviaciones estándar elevadas de 76.96 mm y 85.09 mm, respectivamente, lo cual evidencia la posibilidad de ocurrencia de lluvias intensas o prolongadas en estos periodos. En contraste, los meses de enero y febrero presentan menor variabilidad, con desviaciones estándar de 13.12 mm y 16.47 mm, lo que indica una mayor estabilidad en los niveles de precipitación mensual.

Por ejemplo, el mes de enero muestra una asimetría de 2.17 y una curtosis de 3.86, lo que sugiere una distribución altamente sesgada hacia valores bajos, pero con eventos extremos de precipitación registrados en algunos años. Por otro lado, el mes de agosto presenta una asimetría de 0.22 y una curtosis de -0.94, lo cual indica una distribución aproximadamente simétrica y aplanada, es decir, sin una presencia significativa de valores extremos.

Este análisis resalta la importancia de considerar la variabilidad temporal de la precipitación en la gestión del recurso hídrico, el diseño de infraestructuras de drenaje y la planificación agrícola, especialmente en meses con alta variabilidad y probabilidad de eventos extremos.

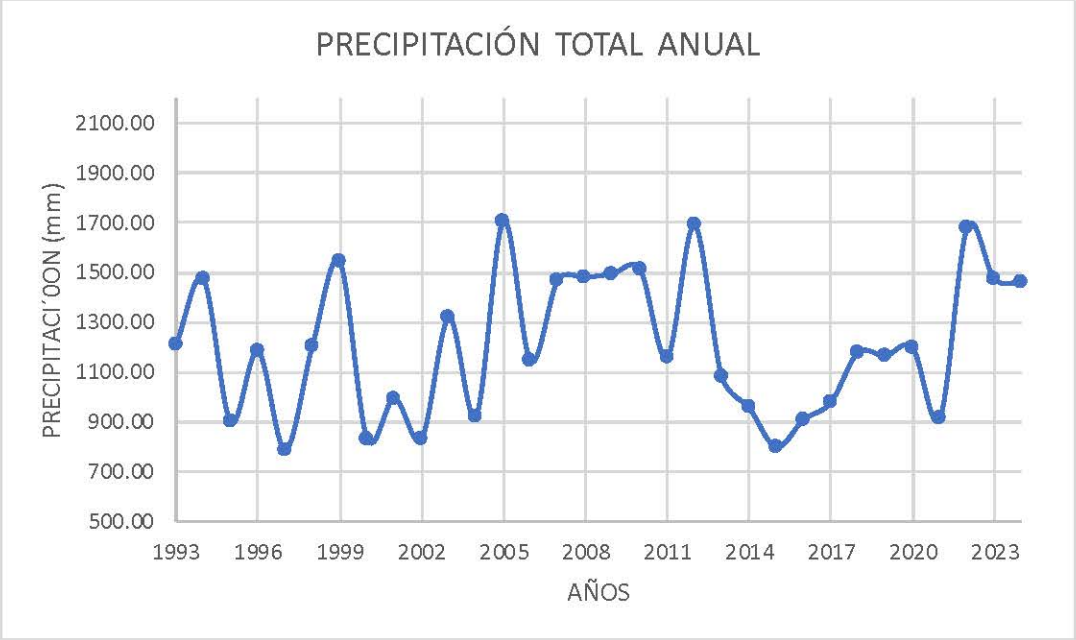


Figura 14: Precipitaciones totales anuales, estación CARRILLO_EST. Fuente: Elaboración propia (2025).

8.13 PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL

El comportamiento de las lluvias promedio mensual en las estaciones fluctúa entre 7.15 y 177.79 mm, tal como lo muestra la siguiente figura:

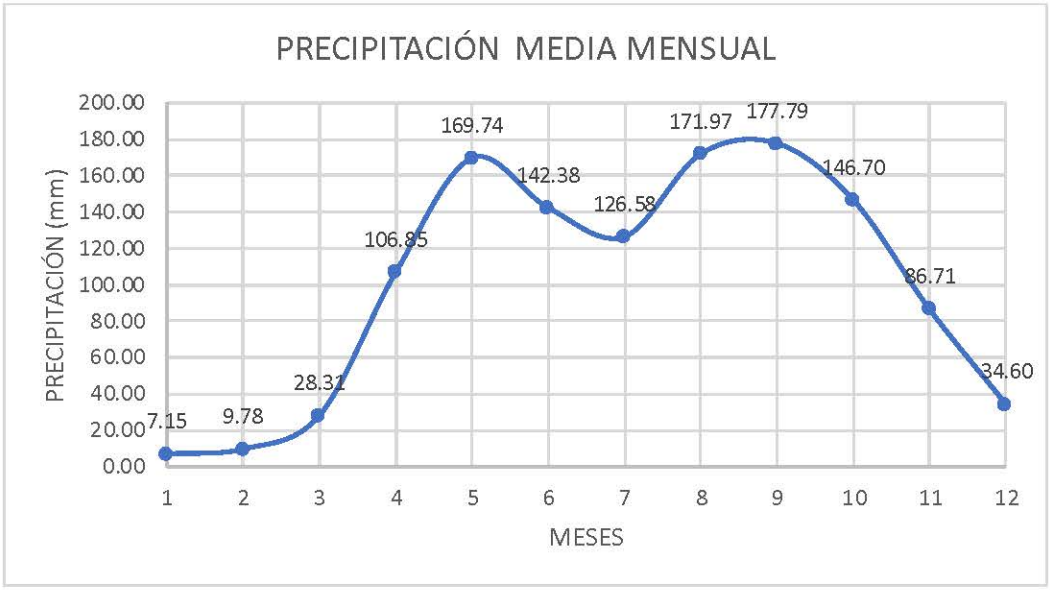


Figura 15: Precipitaciones mensuales multianuales, estación CARRILLO_EST. Fuente: Elaboración propia (2025).

Esto sugiere que en a la zona se pueden experimentar meses muy secos, con precipitaciones cercanas a 7.15 mm, mientras que otros meses pueden experimentar precipitaciones significativamente más altas, hasta 177.79 mm. Como característica general de la región se aprecia un periodo de lluvia entre abril y octubre y un periodo seco de diciembre a marzo.

8.14 VARIABILIDAD TEMPORAL

Las variaciones en la precipitación mensual en Lorica, Córdoba, están fuertemente influenciadas por la climatología general de la región, caracterizada por un clima tropical húmedo, debido a su ubicación en la región Caribe y su proximidad al río Sinú. La dinámica atmosférica está regida principalmente por el movimiento cíclico de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT), la cual constituye un factor clave en el control de las precipitaciones anuales.

A diferencia de zonas con topografía montañosa como Lorica, Lorica se caracteriza por una topografía medianamente plana, con presencia de zonas de humedales y suelos aluviales, donde la interacción entre la ZCIT y la humedad disponible en el sistema del río Sinú influye directamente en la climatología local.

Asimismo, las variaciones interanuales y las anomalías climáticas pueden verse afectadas por fenómenos de escala global como el ENSO (El Niño - Oscilación del Sur) y la Oscilación del Atlántico Norte (NAO), los cuales alteran los patrones de lluvia esperados. El ciclo anual de precipitación en Lorica presenta un régimen bimodal, con disminuciones notables entre enero y febrero, y máximos relativos durante los meses de abril y octubre

9. ANÁLISIS DE FRECUENCIA HIDROLÓGICO

El análisis de frecuencia de lluvias se ejecuta con las precipitaciones máximas en 24 horas, la cual sirve para predecir el comportamiento típico de lluvia del área de estudio. En función de lo mencionado anteriormente se procede a calcular la probabilidad de excedencia la cual indica dentro de una serie de datos la probabilidad que un dato sea excedido por los demás datos que ocurrieron en la serie histórica. En este caso particular para el cálculo de la probabilidad de excedencia se utilizaron, entre otras, las distribuciones de normal o Gauss, Log - Normal, Gumbel o de valores extremos, Log-Gumbel y Log Pearson tipo III principalmente.

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).

9.1 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:

¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo. $F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$ Ec. 12

La función de densidad de densidad de probabilidad es:

$$F(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}]} \quad \text{Ec. 13}$$

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

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \quad \text{Ec. 14}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45\ S \quad \text{Ec. 15}$$

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).

9.2 DISTRIBUCIÓN 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 máximos 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:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1(\beta_1)}\left\{\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}\right\}^{\beta_1-1} e^{-\frac{x-\beta_1}{\alpha_1}} \qquad \text{Ec. 16}$$

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

9.3 DISTRIBUCIÓN 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).

$$F(x) = \frac{\lambda^{\beta}(y-\epsilon)^{\beta-1}e^{-\lambda(y-e)}}{xr(\beta)} \qquad \text{Ec. 17}$$

Donde:

$$y = \log x$$

$$\log x \geq \epsilon$$

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

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

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

9.4 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).

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)} \qquad \text{Ec. 28}$$

Donde: X son los datos de caudal, μ es el valor promedio, αes 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.

9.5 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).

$$F(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right)} \qquad \text{Ec. 39}$$

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.

9.6 DISTRIBUCIÓN GEV-MAX (L-Moments)

La distribución Generalizada de Valores Extremos (GEV-Max) es ampliamente utilizada para el análisis de variables meteorológicas extremas, como precipitaciones y caudales máximos, proporcionando resultados precisos y confiables (Smith, 2018). Esta distribución es especialmente útil para modelar eventos extremos y se basa en los momentos lineales (L-moments) para estimar sus parámetros, lo cual permite un ajuste más robusto a los datos de eventos extremos.

La función de distribución que representa esta distribución es:}

$$F(x) = \exp\left(-\left[1+\xi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)\right]^{-\frac{1}{\xi}}\right) \qquad \text{Ec. 20}$$

donde μ, σ, y ξ son los parámetros de ubicación, escala y forma, respectivamente.

$$F(x) = \frac{1}{\sigma}\left(1+\xi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)\right)^{-\frac{1}{\xi-1}} \exp\left(-\left[1+\xi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)\right]^{-\frac{1}{\xi}}\right) \qquad \text{Ec. 24}$$

La función de densidad de probabilidad es:

Los parámetros de la función se estiman mediante los L-moments, que son momentos lineales utilizados para describir la forma de la distribución de una muestra de datos. Estos momentos son menos sensibles a valores extremos y proporcionan una estimación más robusta de los parámetros de la distribución (Aparicio, 1992).

La función teórica de probabilidad de GEV-Max posee un coeficiente de asimetría o sesgo (Cs), el cual varía dependiendo del valor del parámetro de forma ξ. Si los datos de una muestra se ajustan a esta distribución, su coeficiente de asimetría estará relacionado con el valor de ξ.

Para el caso de esta distribución de probabilidad GEV-Max, el método de L-moments utiliza las características estadísticas de la muestra, como los momentos lineales de orden uno y dos, para estimar los parámetros de la distribución. Estos parámetros se relacionan con la variable original y la variable reducida mediante una ecuación que, a su vez, está ligada a la probabilidad. La recta de mejor ajuste de los datos históricos se calcula y se grafica en papel probabilístico, lo que permite una visualización clara del ajuste de la distribución a los datos observados (Invias, 2009).

Esta metodología es ampliamente utilizada en hidrología y climatología para el análisis de eventos extremos, proporcionando una herramienta poderosa para la gestión del riesgo y la planificación de infraestructuras (Smith, 2018).

9.7 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE ESTADÍSTICO KOLMOGOROV-SMIRNOV

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D

entre la función de distribución de probabilidad observada $fa\ (xm)$ y la estimada

$f(xm)$.

$$D = máx|F_0(x_m) - F(x_m) \qquad \text{Ec. 22}$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia

seleccionado. Si D < d, se acepta la hipótesis nula.

$$F_0(x_m) = 1 + \frac{m}{n+1} \qquad \text{Ec. 23}$$

Donde: m= número de orden del dato, xm en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

Cuando en la serie histórica se observan "outliers (valores atípicos)" es necesario verificar la sensibilidad del ajuste debido a la presencia de estos. (Ashkar, et al. 1994). Para el ajuste a las distribuciones Log-Normal, Log-Gumbel y Log-Pearson se requiere transformar la variable al campo logarítmico para modelarla, con lo que se disminuye la varianza muestral, pero también se filtran las variaciones reales de los datos. La distribución Log - Normal de dos parámetros sólo es recomendable sí el coeficiente de asimetría es cercano a cero. Las distribuciones Gumbel y Log - Gumbel son recomendables si el coeficiente de asimetría de los eventos registrados es cercano a 1.13. Para ajustar distribuciones de tres parámetros (Log Normal III, Log Pearson) se requiere estimar el coeficiente de asimetría de la distribución; para ello es necesario disponer de una serie con longitud de registros larga, mayor de 50 años, (Kite, 1988).

Las distribuciones de dos parámetros son usualmente preferidas cuando se dispone de pocos datos, porque reducen la varianza de la muestra (Ashkar, et al. 1994). Para seleccionar la distribución de probabilidades adecuada se debe tratar de utilizar información adicional del proceso hidrológico que permita identificar la forma en que se distribuye la variable. Usualmente es muy difícil determinar las propiedades físicas de los procesos hidrológicos para identificar el tipo de distribución de probabilidad que es aplicable.

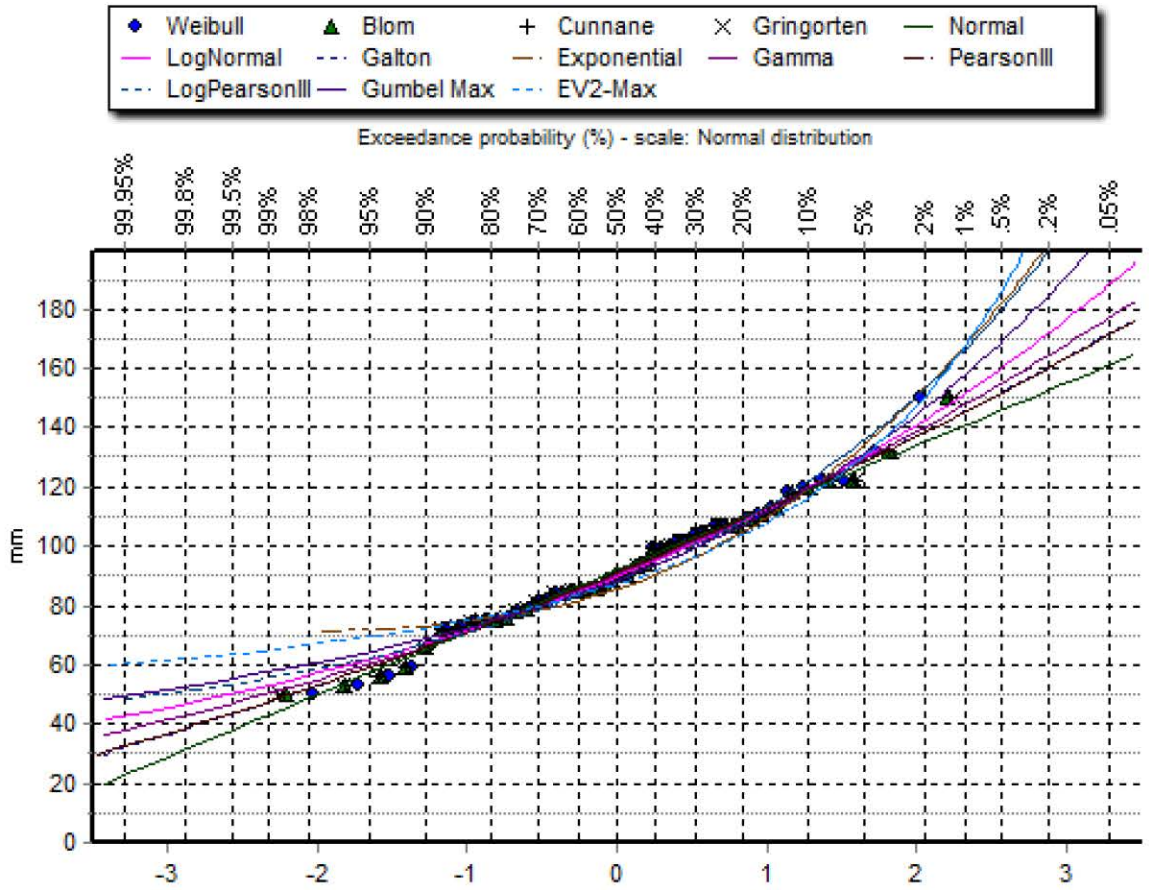


Figura 16: Ajustes de distribución de probabilidad de la estación CARRILLO_EST en escala normal. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2025).

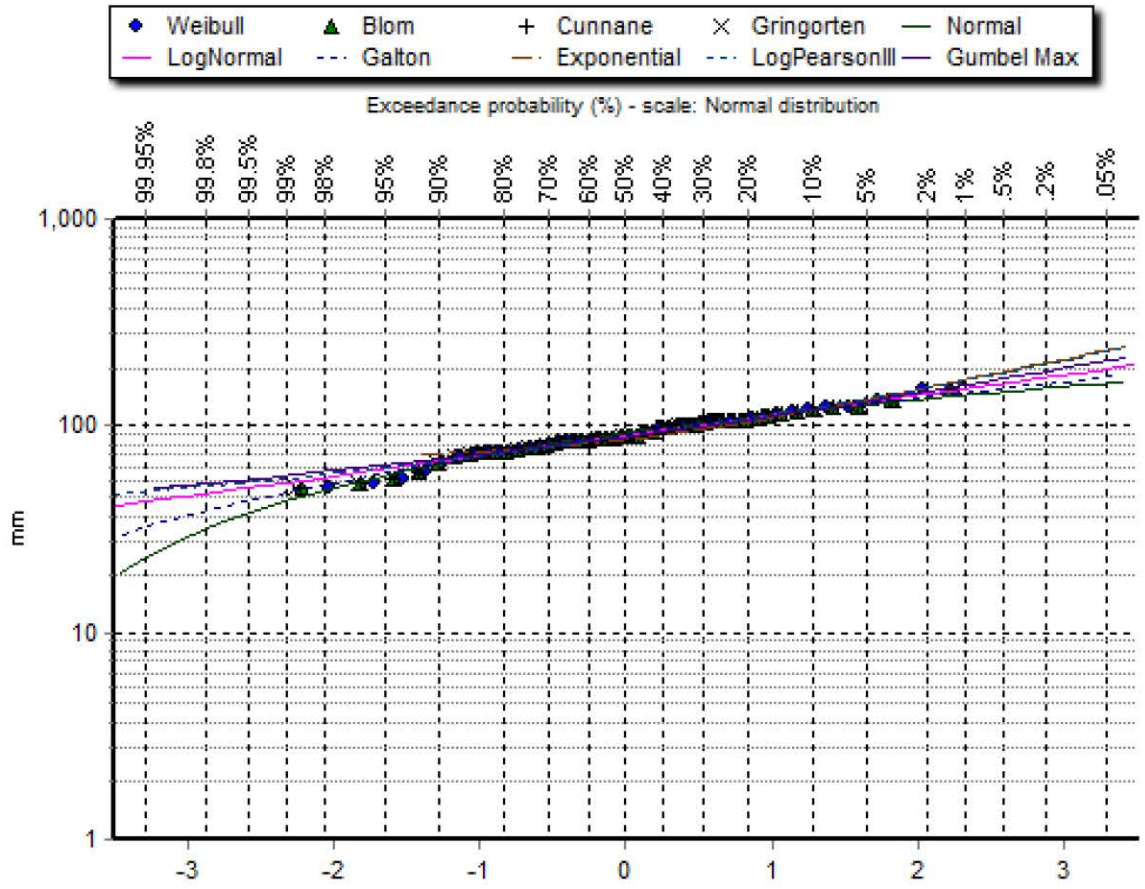


Figura 17: Ajustes de distribución de probabilidad de la estación CARRILLO_EST en escala LOG. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2025).

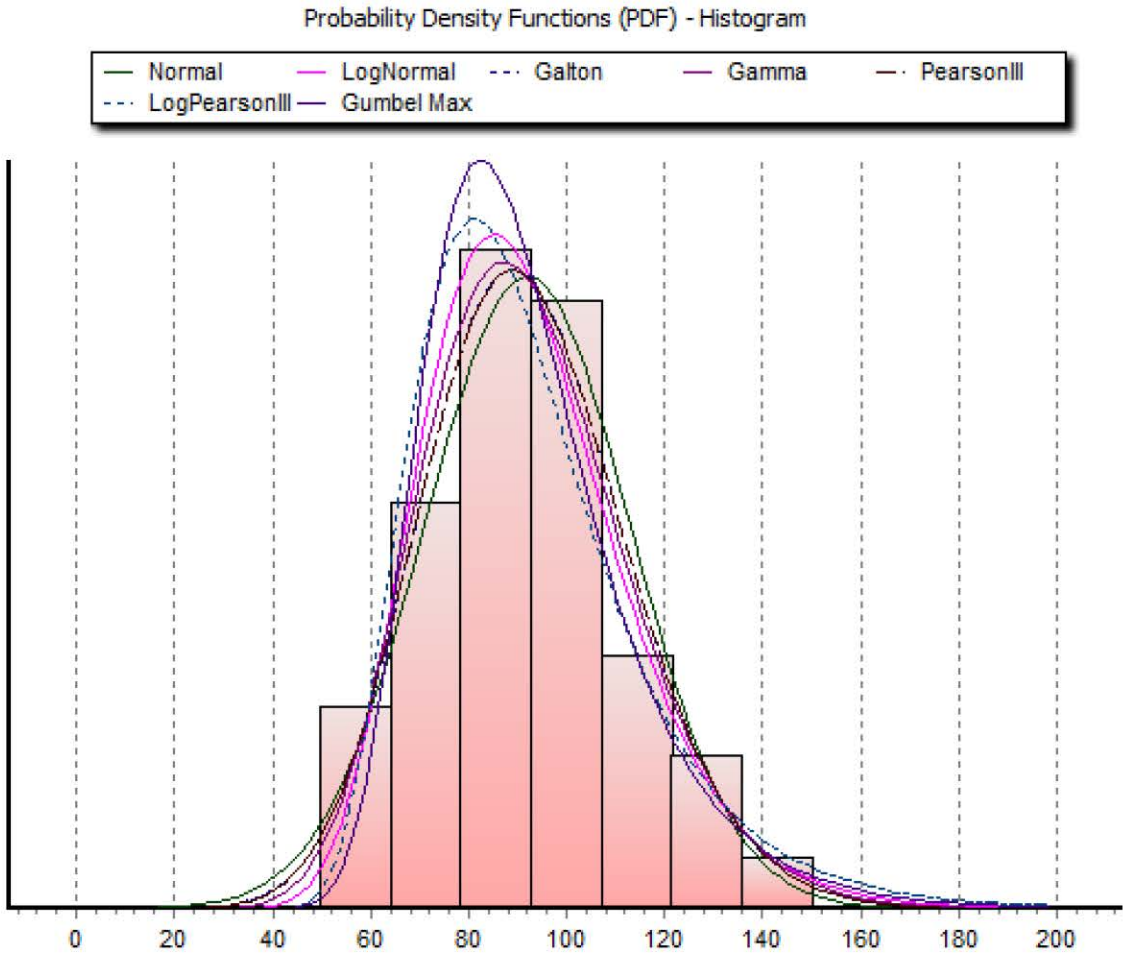


Figura 18: Histograma de funciones de probabilidad en escala normal. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2025).

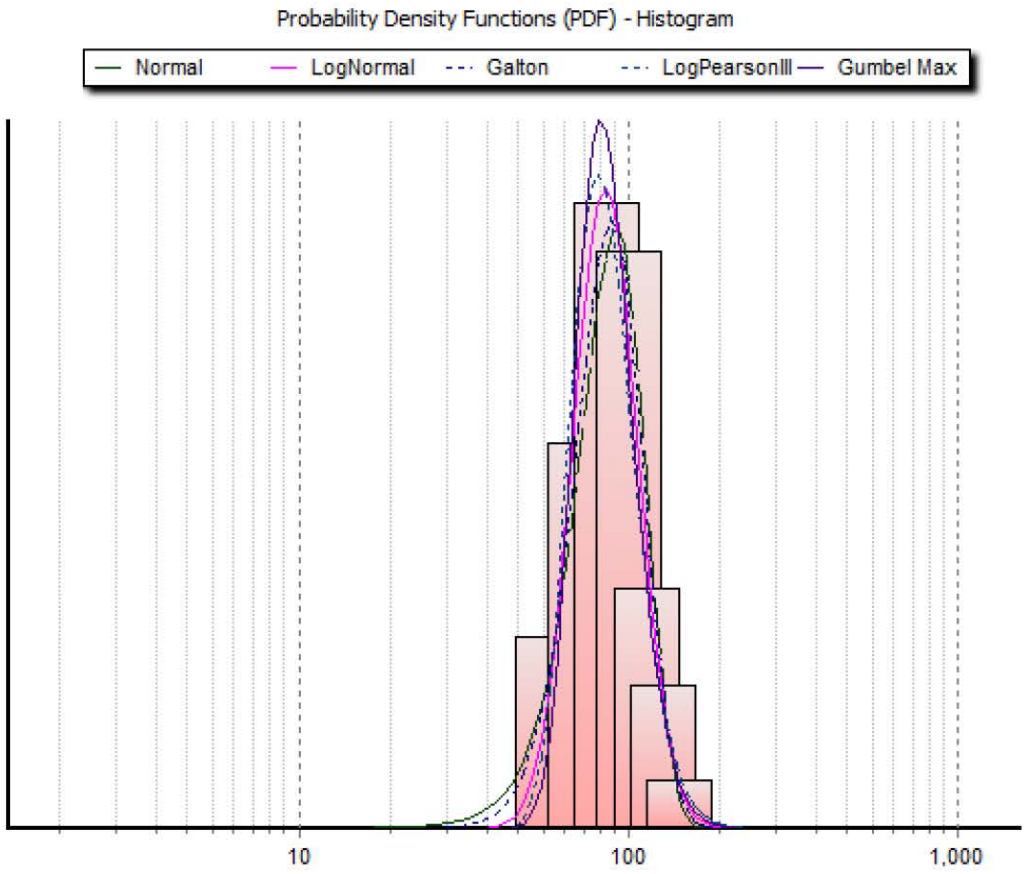


Figura 19: Histograma de funciones de probabilidad en escala LOG. Fuente: Elaborado en Hydrognom (2025).

En la Figura 16, Figura 17, Figura 18, Figura 19 se observa el comportamiento de la probabilidad de ocurrencia (eje X) y las precipitaciones máximas en 24 horas en escala aritmética (eje Y); adicional se puede observar la línea de tendencia que mejor se ajusta al modelo comprobado mediante la prueba Kolmogorov-Smirnov. Una vez encontrada la ecuación de ajuste de cada método se puede calcular la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno, ver Tabla 18.

Tabla 18. Precipitaciones para diferentes periodos de retorno y distribuciones de probabilidad. Fuente: Elaboración propia (2025).

F. Distribución	Tr (años)								
	2.33	5	10	15	20	25	50	100	500
Normal	93.5315	106.307	114.782	119.011	121.781	123.82	129.658	134.91	145.54
LogNormal	91.4899	105.262	115.523	121.012	124.747	127.57	136.012	144.082	161.913
Gamma	92.175	105.779	115.495	120.555	123.945	126.479	133.923	140.854	155.58
Pearson III	93.5315	106.307	114.782	119.011	121.781	123.82	129.658	134.91	145.54
Log Pearson III	89.4357	105.413	119.018	126.931	132.58	136.995	150.976	165.477	201.78
EV2-Max (L-Momments)	87.872	102.535	116.269	124.814	131.168	136.282	153.323	172.346	225.825
GEV-Max (kappa specified)	88.384	101.051	112.743	119.944	125.266	129.529	143.618	159.153	201.934

Tabla 19: Prueba de bondad de ajuste y cálculo de P máx. 24 horas para diferentes periodos de retorno. Fuente: Elaboración propia (2025).

Test Kolmogorov-Smirnov					
F. Distribución	Nivel de significancia				
	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.84413	0.102
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.557448	0.134
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.664985	0.122
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.84413	0.102
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.418032	0.150
EV2-Max (L-Momments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.197904	0.18371
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.139141	0.1977
F. Distribución seleccionada					Normal

Según lo anterior las distribuciones apropiadas para la serie de tiempo son la Normal (L-Moments), Normal y Pareto. De acuerdo con los resultados de la prueba de bondad de ajuste, la distribución Pareto presenta menor valor "D", por ende Pareto se utiliza de mejor manera para determinar valores extremos y caracteriza generalmente el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos) en series de tiempo de precipitación y/o caudales; dado lo anterior para la estimación de los de la precipitación y caudales

correspondientes a diferentes periodos de retorno se empleará la siguiente distribución con menor valor "D" que corresponde a la Pareto.

9.8 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

$$i = \frac{axT^{b}xM^{d}}{T^{c}} \qquad \text{Ec. 25}$$

Donde

- 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 siguiente:

Tabla 20. Precitaciones máximas en 24 horas anual multianual. Fuente: Elaboración propia (2025).

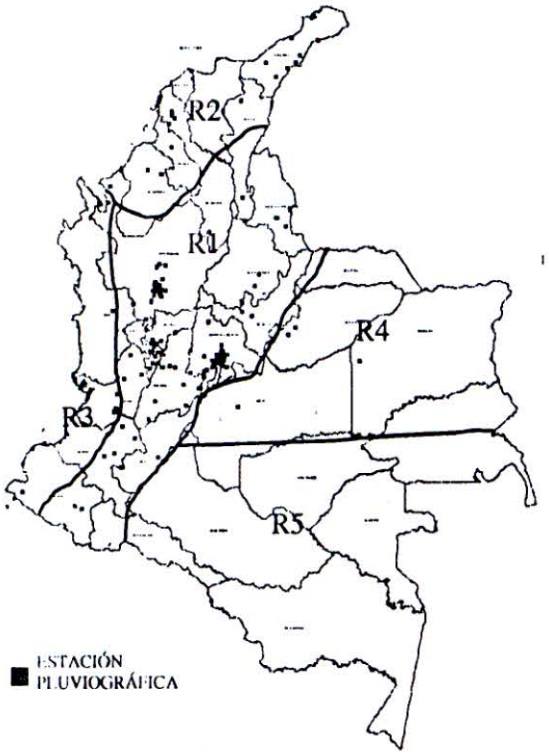
Año	No. Días Lluvia	Prec. Máx. 24h
1993	78	78
1994	77	109
1995	73	72
1996	71	84
1997	49	73
1998	61	105
1999	77	102
2000	56	66
2001	53	76
2002	56	74
2003	71	90
2004	56	50
2005	75	132
2006	62	102
2007	70	120
2008	77	99
2009	70	111
2010	97	100
2011	94	107
2012	76	75
2013	64	104
2014	61	94
2015	60	81
2016	74	59
2017	74	56
2018	67	84
2019	61	82
2020	67	107
2021	70	89
2022	88	113
2023	54	99
2024	76	90
PROMEDIO	**69.22**	**90**

Se utilizan los coeficientes de regresión de la región CARIBE (R2 en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**9) mostrados en a la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**1.

Tabla 21. Coeficientes para cálculo de curvas IDF sintéticas región CARIBE. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados (2000).

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

Figura 20. Mapa de regiones para IDF sintéticas. Fuente: Curvas IDF sintéticas Díaz-Granados



A partir de los coeficientes anteriores y empleando la ecuación mostrada del numeral 9.8 se obtienen los valores de la Tabla 22.

Tabla 22. Intensidades en diferente tiempo de retorno. Fuente: Elaboración propia (2025).

	Intensidades (mm/h)					
Tr (años)	**10**	**20**	**30**	**60**	**120**	**360**
2.33	115.00	81.32	66.39	46.95	33.20	19.17
5	136.03	96.19	78.54	55.54	39.27	22.67
10	158.44	112.04	91.48	64.68	45.74	26.41
15	173.22	122.49	100.01	70.72	50.01	28.87
20	184.54	130.49	106.55	75.34	53.27	30.76
25	193.83	137.06	111.91	79.13	55.95	32.30
50	225.76	159.63	130.34	92.17	65.17	37.63
100	262.95	185.93	151.81	107.35	75.91	43.82
500	374.66	264.93	216.31	152.96	108.16	62.44

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

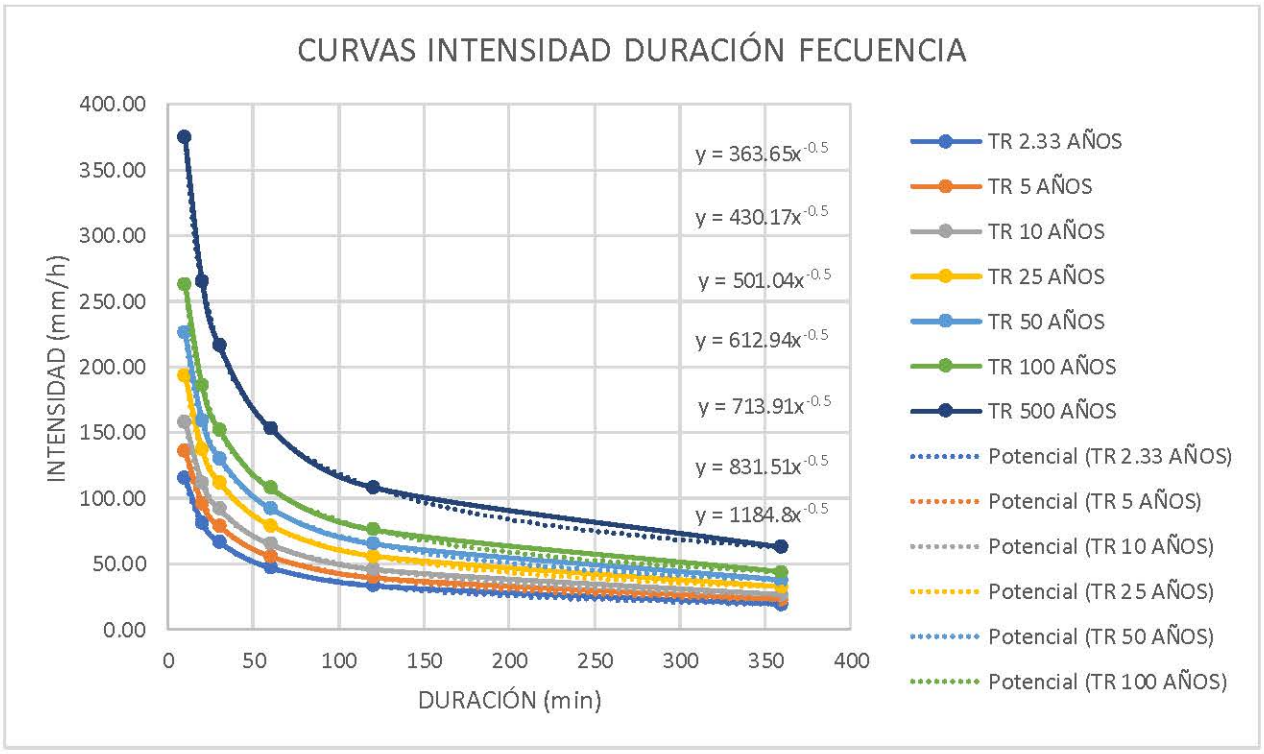


Figura 21. Curvas INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA para diferentes periodos de retornos. Fuente: Elaboración propia (2025).

9.9 ECUACIÓN PARA INTENSIDADES MÁXIMAS

Mediante el estudio de regresión múltiple se obtuvo una ecuación teórica para el cálculo de intensidades. Para la obtención de la ecuación fue necesario calcular ciertos parámetros.

Tabla 23. Cálculo de parámetros por el método de regresión múltiple. Fuente: Elaboración propia (2025)

ANÁLISIS DE REGRESIÓN MÚLTIPLE					
duración (min)	**Tiempo de retorno(años)**	**Intensidad (mm/hr)**	m	n	k
			0.0775	**-0.7500**	**807.3997**
d	T	I	x3=Log(d)	x2=Log(T)	y=Log(I)
15	2.0	105.18	1.18	0.30	2.02
30	2.0	62.54	1.48	0.30	1.80
45	2.0	46.14	1.65	0.30	1.66
60	2.0	37.19	1.78	0.30	1.57
75	2.0	31.46	1.88	0.30	1.50
90	2.0	27.44	1.95	0.30	1.44
105	2.0	24.44	2.02	0.30	1.39
120	2.0	22.11	2.08	0.30	1.34
135	2.0	20.24	2.13	0.30	1.31
150	2.0	18.70	2.18	0.30	1.27
165	2.0	17.41	2.22	0.30	1.24
180	2.0	16.31	2.26	0.30	1.21
195	2.0	15.36	2.29	0.30	1.19
210	2.0	14.53	2.32	0.30	1.16
225	2.0	13.80	2.35	0.30	1.14
240	2.0	13.15	2.38	0.30	1.12
255	2.0	12.56	2.41	0.30	1.10
270	2.0	12.04	2.43	0.30	1.08
285	2.0	11.56	2.45	0.30	1.06
300	2.0	11.12	2.48	0.30	1.05
315	2.0	10.72	2.50	0.30	1.03
330	2.0	10.35	2.52	0.30	1.02
345	2.0	10.01	2.54	0.30	1.00
360	2.0	9.70	2.56	0.30	0.99

En la tabla 24 se indica cómo se calculó los parámetros de la ecuación este ejercicio se debe realizar para cada periodo de retorno. Los parámetros calculados son m, n y k las cuales influyen directamente en la ecuación 26

9.10 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 50 y 100 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.

Para el tiempo de duración del evento proyectó una lluvia típica de 960 minutos y se generó el hietograma asociado al periodo de retorno, por el método de bloques alternos. En la Tabla se observa la distribución de las lluvias en intervalos de 20 min y en la Figura 22 se presenta el comportamiento del evento desde que inicia hasta que termina.

Tabla 24: Hietograma de diseño asociado a la duración de la lluvia Tr 50 Años. Fuente: Elaboración propia (2025).

MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACIÓN	INTENSIDAD	PROFUNDIDAD ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACIÓN
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
20	115.59	38.53	38.53	0-20	0.53
40	68.73	45.82	7.29	20-40	0.55
60	50.71	50.71	4.89	40-60	0.57
80	40.87	54.49	3.78	60-80	0.59
100	34.57	57.62	3.13	80-100	0.61
120	30.15	60.30	2.69	100-120	0.64
140	26.86	62.67	2.37	120-140	0.66
160	24.30	64.80	2.13	140-160	0.69
180	22.25	66.74	1.94	160-180	0.72
200	20.56	68.52	1.78	180-200	0.76
220	19.14	70.17	1.65	200-220	0.80
240	17.93	71.71	1.54	220-240	0.85
260	16.88	73.16	1.45	240-260	0.90
280	15.97	74.53	1.37	260-280	0.96
300	15.17	75.83	1.30	280-300	1.04
320	14.45	77.06	1.23	300-320	1.13
340	13.81	78.24	1.18	320-340	1.23
360	13.23	79.37	1.13	340-360	1.37

MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACIÓN	INTENSIDAD	PROFUNDIDAD ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACIÓN
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
380	12.70	80.45	1.08	360-380	1.54
400	12.22	81.48	1.04	380-400	1.78
420	11.78	82.48	1.00	400-420	2.13
440	11.38	83.45	0.96	420-440	2.69
460	11.01	84.38	0.93	440-460	3.78
480	10.66	85.28	0.90	460-480	7.29
500	10.34	86.16	0.87	480-500	38.53
520	10.04	87.01	0.85	500-520	4.89
540	9.76	87.83	0.82	520-540	3.13
560	9.50	88.63	0.80	540-560	2.37
580	9.25	89.42	0.78	560-580	1.94
600	9.02	90.18	0.76	580-600	1.65
620	8.80	90.92	0.74	600-620	1.45
640	8.59	91.64	0.72	620-640	1.30
660	8.40	92.35	0.71	640-660	1.18
680	8.21	93.04	0.69	660-680	1.08
700	8.03	93.72	0.68	680-700	1.00
720	7.87	94.38	0.66	700-720	0.93
740	7.71	95.03	0.65	720-740	0.87
760	7.55	95.67	0.64	740-760	0.82
780	7.41	96.29	0.62	760-780	0.78
800	7.27	96.90	0.61	780-800	0.74
820	7.13	97.50	0.60	800-820	0.71
840	7.01	98.09	0.59	820-840	0.68
860	6.88	98.67	0.58	840-860	0.65
880	6.77	99.24	0.57	860-880	0.62
900	6.65	99.80	0.56	880-900	0.60
920	6.54	100.35	0.55	900-920	0.58
940	6.44	100.89	0.54	920-940	0.56
960	6.34	101.42	0.53	940-960	0.54

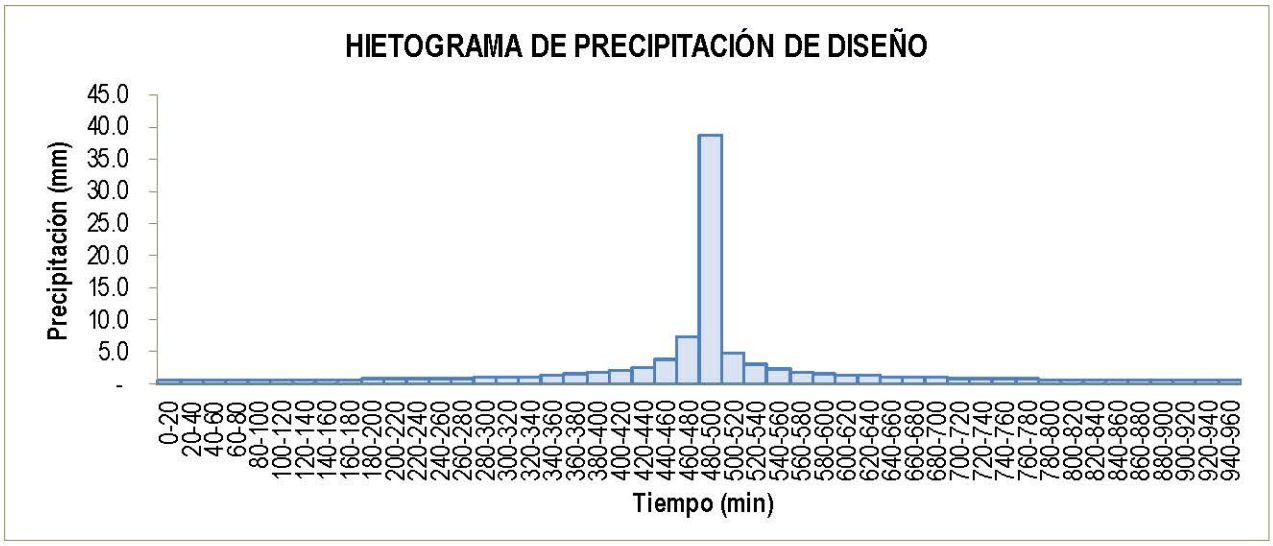


Figura 22: Hietograma de diseño por bloques alternos Tr 50 Años. Fuente: Elaboración propia (2025).

Tabla 25: Hietograma de diseño asociado a la duración de la lluvia Tr 100 Años. Fuente: Elaboración propia (2025).

MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACIÓN	INTENSIDAD	PROFUNDIDAD ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACIÓN
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
20	121.97	40.66	40.66	0-20	0.56
40	72.52	48.35	7.69	20-40	0.58
60	53.51	53.51	5.16	40-60	0.60
80	43.12	57.50	3.99	60-80	0.62
100	36.48	60.80	3.30	80-100	0.65
120	31.82	63.63	2.84	100-120	0.67
140	28.34	66.13	2.50	120-140	0.70
160	25.64	68.38	2.24	140-160	0.73
180	23.47	70.42	2.04	160-180	0.76
200	21.69	72.30	1.88	180-200	0.80
220	20.19	74.04	1.74	200-220	0.85
240	18.92	75.67	1.63	220-240	0.90
260	17.82	77.20	1.53	240-260	0.95
280	16.85	78.64	1.44	260-280	1.02
300	16.00	80.01	1.37	280-300	1.10
320	15.25	81.31	1.30	300-320	1.19
340	14.57	82.56	1.24	320-340	1.30
360	13.96	83.74	1.19	340-360	1.44
380	13.40	84.88	1.14	360-380	1.63
400	12.90	85.98	1.10	380-400	1.88

MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACIÓN	INTENSIDAD	PROFUNDIDAD ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACIÓN
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
420	12.43	87.03	1.06	400-420	2.24
440	12.01	88.05	1.02	420-440	2.84
460	11.61	89.04	0.98	440-460	3.99
480	11.25	89.99	0.95	460-480	7.69
500	10.91	90.91	0.92	480-500	40.66
520	10.59	91.81	0.90	500-520	5.16
540	10.30	92.68	0.87	520-540	3.30
560	10.02	93.52	0.85	540-560	2.50
580	9.76	94.35	0.82	560-580	2.04
600	9.52	95.15	0.80	580-600	1.74
620	9.28	95.93	0.78	600-620	1.53
640	9.07	96.70	0.76	620-640	1.37
660	8.86	97.45	0.75	640-660	1.24
680	8.66	98.18	0.73	660-680	1.14
700	8.48	98.89	0.71	680-700	1.06
720	8.30	99.59	0.70	700-720	0.98
740	8.13	100.27	0.68	720-740	0.92
760	7.97	100.94	0.67	740-760	0.87
780	7.82	101.60	0.66	760-780	0.82
800	7.67	102.25	0.65	780-800	0.78
820	7.53	102.88	0.63	800-820	0.75
840	7.39	103.50	0.62	820-840	0.71
860	7.26	104.11	0.61	840-860	0.68
880	7.14	104.71	0.60	860-880	0.66
900	7.02	105.30	0.59	880-900	0.63
920	6.91	105.88	0.58	900-920	0.61
940	6.79	106.45	0.57	920-940	0.59
960	6.69	107.01	0.56	940-960	0.57

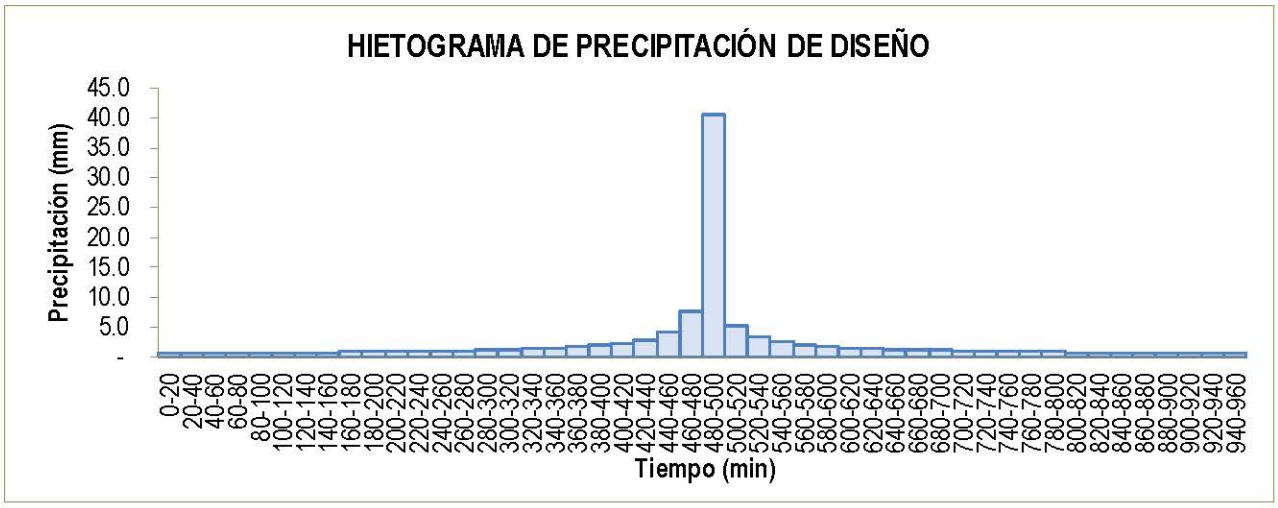


Figura 23: Hietograma de diseño por bloques alternos Tr 100 Años. Fuente: Elaboración propia (2025).

9.11 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C)

El coeficiente de escorrentía representa la proporción de la precipitación que fluye superficialmente en comparación con la precipitación total, considerando que esta porción superficial es menor debido a la evaporación, evapotranspiración, almacenamiento, entre otros factores. Dada la complejidad del proceso de escorrentía, es necesario simplificarlo en la práctica. Este coeficiente es un número sin unidades que varía de 0 a 1.

La cantidad de escorrentía está influenciada por la ubicación urbana y los materiales que conforman la superficie. Según la zona, se pueden asignar los siguientes valores:

Tabla 26. Coeficiente de Escorrentía. Fuente: Elaboración propia con bases de Manual de drenaje para carreteras, INVIAS (2011) y 'Hidrología Aplicada Ven Chow.

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
ÁREAS DESARROLLADAS							
Asfáltico	0.7 3	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%	0.3 2	0.3	0.	0.4	0.4 4	0.4 7	0.58

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
Promedio 2-7%	0.3 7	0.4	0.4 3	0.4 6	0.4 9	0.5 3	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

10. 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:*

$$E = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \qquad \text{Ec. 30}$$

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

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \qquad \text{Ec. 31}$$

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

10.1 ESTIMACIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

El hidrograma unitario triangular es una simplificación del hidrograma unitario real, propuesta por Fred F. Snyder en 1938, como parte de su método empírico para estimar la respuesta hidrológica de cuencas no aforadas. Esta representación idealizada facilita el cálculo hidrológico cuando no se dispone de registros de caudales observados. Snyder desarrolló su método a partir del análisis de múltiples cuencas en Estados Unidos, identificando relaciones entre las características geomorfológicas de las cuencas y los parámetros del hidrograma unitario.

En el modelo triangular, el hidrograma se representa mediante una figura con tres segmentos: una línea ascendente desde el inicio del evento hasta el caudal pico, y una línea descendente desde el pico hasta el retorno al caudal base. El área bajo la curva corresponde a un volumen equivalente a 1 pulgada (o 1 mm) de escorrentía uniforme distribuida sobre toda la cuenca en un tiempo de duración específico.

Los principales parámetros son:

-Tiempo de concentración: el tiempo de concentración tc representa el tiempo que tarda una gota de agua en desplazarse desde el punto más alejado de la cuenca hasta su salida. Se estima utilizando la siguiente relación empírica.

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

Donde:

- Tc: Tiempo de concentración (horas)
- L: Longitud de cauce (km)
- S: Pendiente (m/m).

-Tiempo de punta: Una vez estimado el tiempo de concentración, se puede determinar el tiempo punta tp, que representa el instante en que se alcanza el caudal máximo. Se considera que este ocurre una vez transcurrida media duración de la lluvia efectiva, más un retardo asociado al transporte y almacenamiento superficial en la cuenca:

$$tp = (0.5 * D) + (0.6) * tc$$

Donde:

- Tp: Tiempo punta (horas)
- Tc: Tiempo de concentración (horas)
- D: Duración neta de la lluvia (horas)

-Tiempo de base: El tiempo de base tb corresponde al tiempo total de duración del hidrograma triangular, desde el inicio de la escorrentía hasta que retorna al caudal base. Se estima como una función proporcional del tiempo al pico.

$$tb = 2.67 * tp$$

Donde:

- Tb: Tiempo base (horas)
- Tp: Tiempo punta (horas)

-Caudal punta: Finalmente, la caudal punta (Qp) del hidrograma unitario se obtiene distribuyendo el volumen total de escorrentía directa (producto del área de la cuenca y la lámina de lluvia efectiva) sobre el tiempo de base estimado

$$Qp = \frac{\frac{P * A}{1.8}}{tb}$$

Donde:

- Qp: Caudal punta (m3/s)
- Tb: Tiempo base (horas)
- P: Precipitación que escurre (mm).
- A: Área de la cuenca (km2)

10.2 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.

$$d \times A = \int_0^t QEdt \qquad \text{Ec. 34}$$

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:

$$qp = 0.2083 \times \frac{A \times E}{tp} \qquad \text{Ec. 35}$$

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:

$$tp = \frac{d}{2} + t1 \qquad \text{Ec. 36}$$

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

$$d = 0.133 \times tc \qquad \text{Ec. 37}$$

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

$$t1 = 0.6 \times tc \qquad \text{Ec. 38}$$

Dónde Tc es el tiempo de concentración de una cuenca.

10.2.1 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 25 y la Figura 25. La pertenencia a un grupo hidrológico ya sea A, B, C o D, depende del potencial de escorrentía del suelo.

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.

Grupo Hidrológico	Descripción del Suelo	Características Hidrológicas
A	Arenosos o francos arenosos	Alta infiltración, bajo potencial de escorrentía
B	Franco arenosos, franco-arenosos limosos	Moderada infiltración, potencial de escorrentía bajo a moderado
C	Franco limosos, limosos, franco arcillosos	Baja infiltración, potencial de escorrentía moderado a alto
D	Arcillosos, arcillosos limosos	Muy baja infiltración, alto potencial de escorrentía

Figura 24. Valores del número de curva para zonas urbanas. Fuente: Servicio de Conservación de Recursos Naturales del USDA.

Tabla 27. 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

	Uso del suelo y cobertura	Tratamiento del suelo	Condición para la infiltración	Grupo hidrológico del suelo			
				A	B	C	D
ÁREAS URBANAS	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
	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
	Areas 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 pasto entre el 50 % y 75 % del área.			49	69	79	84
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
ÁREAS NO URBANAS	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, encaminada 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.						

VERSIÓN BORRADOR

Figura 25: Valores del número de curva para tipos de zonas. Fuente: INVIAS (2024).

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 harán 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. A continuación, se muestra el mapa de tipo de suelo de la cuenca y sus subcuencas.

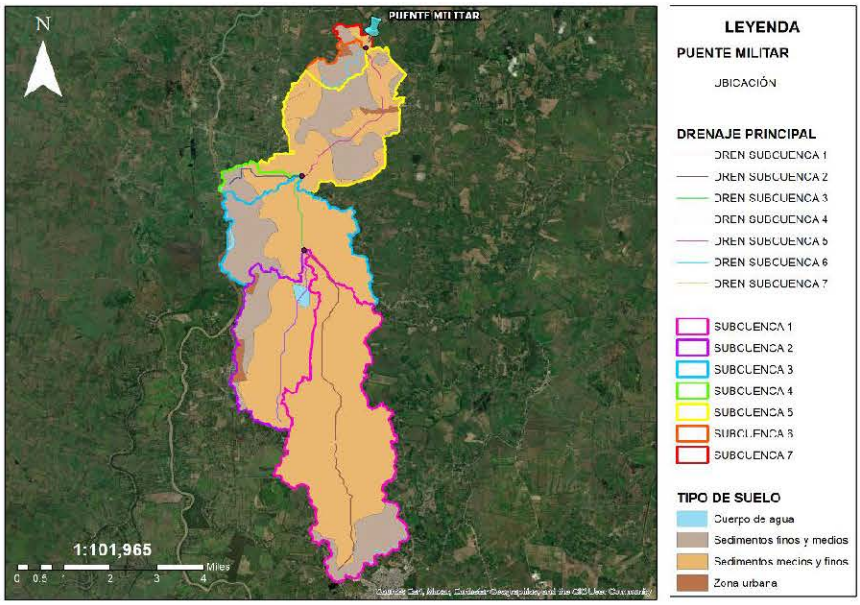


Figura 26. Tipo de suelo de la cuenca Fuente: IGAC (2009).

Con lo anterior se obtuvo la siguiente tabla en donde se determinó el grupo hidrológico de cada tipo de suelo.

Tabla 28. Clasificación de grupos de suelo cuenca Fuente: Elaboración propia (2025).

Litología (tu lista)	Grupo Hidrológico más razonable	Justificación técnica
Sedimentos finos	C	"Limosos / franco limosos" encajan en C (baja infiltración, limo predominante).
Sedimentos finos y medios	B	Mezcla limo-arena fina: la presencia de arena incrementa la infiltración.
Zona urbana	D	Pavimentos y cubiertas tienen infiltración prácticamente nula; operacionalmente se modelan como Grupo D o directamente como superficie impermeable

A continuación, se presenta el mapa de cobertura de la tierra:

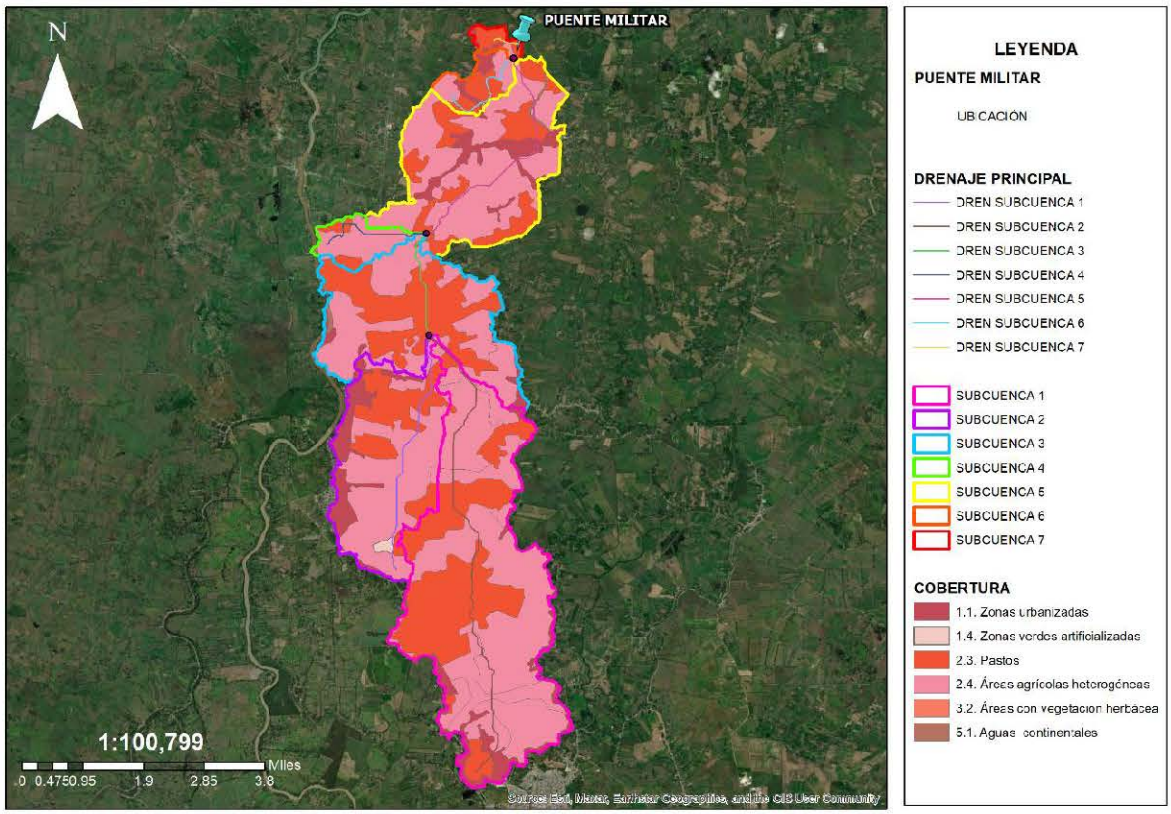


Figura 27. Cobertura de la tierra de la cuenca. Fuente: IGAC (2009).

A continuación, se presenta el mapa de numero de curva:

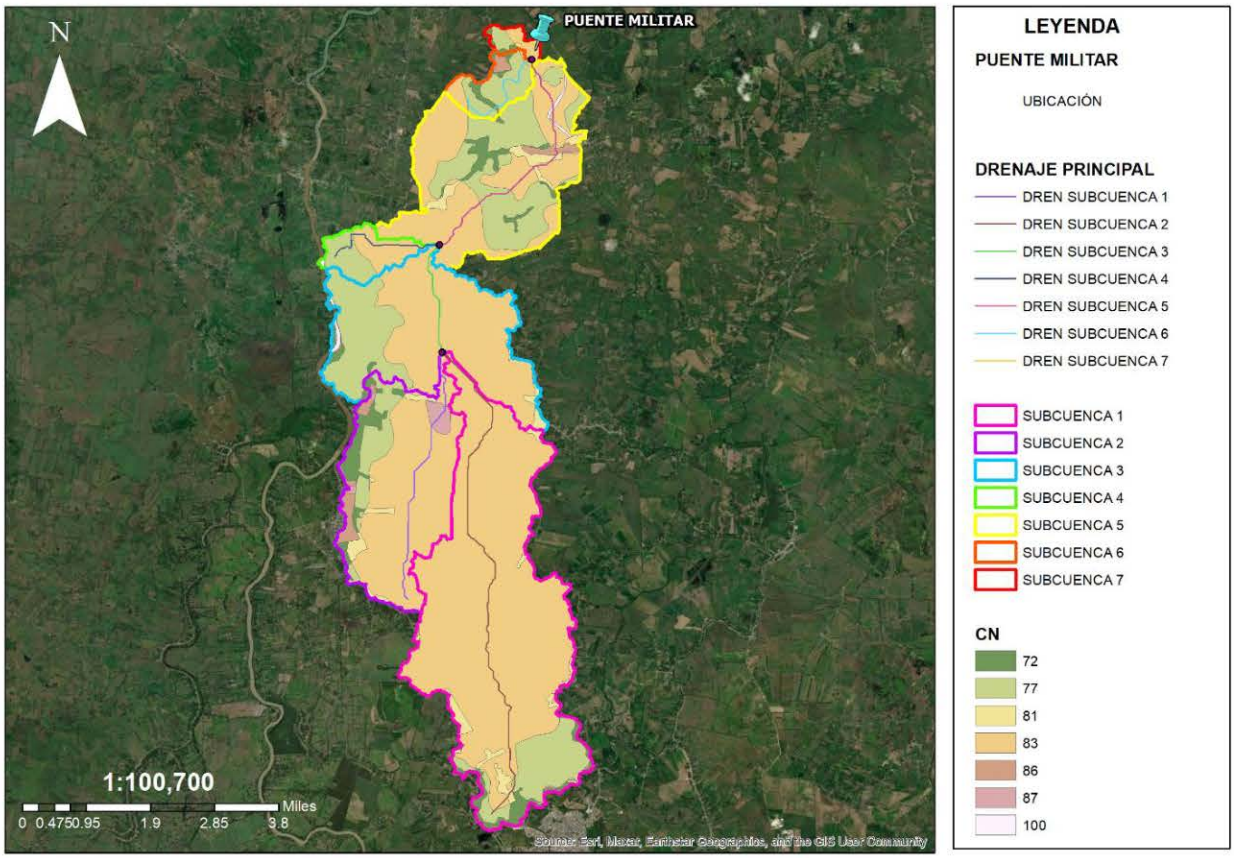


Figura 28. Mapa de Numero de Curva. Fuente: Elaboración propia (2025).

CN II	
CUENCA TOTAL	81
SUBCUENCA_1	81
SUBCUENCA_2	83
SUBCUENCA_3	81
SUBCUENCA_4	83
SUBCUENCA_5	84
SUBCUENCA_6	82
SUBCUENCA_7	83

Tabla 29. CN promedio para la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025).

La elección del CN III se fundamenta en que esta condición de humedad antecedente (AMC III) representa escenarios donde el suelo se encuentra prácticamente saturado debido a lluvias acumuladas en los cinco días previos y, en algunos casos, a la presencia de bajas temperaturas que reducen la evapotranspiración y la infiltración. El uso del CN III es apropiado cuando se busca modelar situaciones críticas de respuesta hidrológica, ya que este valor incrementado de número de curva refleja la disminución significativa de la capacidad de infiltración del suelo y, por lo tanto, una mayor generación de escorrentía.

Según la práctica hidrológica aplicada, el CN III se emplea cuando se desean analizar condiciones de máxima escorrentía o escenarios de diseño en los que se requiere considerar un suelo cercano a la saturación. Como señalan Chow, Maidment y Mays (1988) en Applied Hydrology, las condiciones AMC III deben utilizarse cuando existe evidencia de humedad antecedente elevada que influye directamente en el incremento del pico de crecida. Asimismo, Viessman y Lewis (2003) destacan en Introduction to Hydrology que la selección del CN III es adecuada en regiones donde la humedad del suelo puede permanecer alta por variabilidad climática o por eventos sucesivos de lluvia, lo que justifica su uso en análisis que requieren incorporar condiciones hidrológicas más severas.

10.2.2 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 considerando la condición III (94) se estiman los caudales generados. En la Tabla 30 se muestran los parámetros utilizados y el esquema de tránsito de caudales.

Tabla 30: Análisis morfométrico para estimación de caudales en HMS . Fuente: Elaboración propia (2025).

PARÁMETRO	RESULTADO	UNIDAD
Área de la cuenca	70.84	km2
Perímetro	17.07	km
Elevación máxima	27.00	m.s.n.m.
Elevación mínima	6.00	m.s.n.m.
Desnivel	21.00	m.s.n.m.
Longitud de la cuenca	0.00	Km
Ancho máximo de la cuenca	0.00	Km
Longitud del cauce principal	22.73	km
Altura máxima del cauce principal	14.76	m.s.n.m.
Altura mínima del cauce principal	6.00	m.s.n.m.
Pendiente del cauce principal	0.0004	m/m



Figura 29: Modelo hidrológico lluvia-escorrentía en HEC-HMS para la cuenca. Fuente: Elaboración propia (2025).

En la

Tabla 31 se muestran los caudales calculados para cada una de periodos de retorno evaluado por esta metodología.

Tabla 31: Resumen de parámetros de la cuenca en HEC HMS. Fuente: Elaboración propia (2025).

PARÁMETRO	UNIDAD	SUBCUENCA_1	SUBCUENCA_2	SUBCUENCA_3	SUBCUENCA_4	SUBCUENCA_5	SUBCUENCA_6	SUBCUENCA_7
Área de la cuenca	km2	26.9383	12.1497	12.7690	2.0320	14.2850	1.9752	0.6953
Longitud del cauce principal	km	6.4678	12.7195	2.8101	3.1640	6.3551	2.9723	0.9996
Altura máxima del cauce principal	m.s.n.m.	12.2292	14.7551	9.6647	10.5625	9.5000	9.2500	9.0000
Altura mínima del cauce principal	m.s.n.m.	9.0000	9.0000	9.0000	9.0000	6.0000	6.0000	6.0000
Pendiente del cauce principal	m/m	0.0005	0.0005	0.0002	0.0005	0.0006	0.0011	0.0030
Tiempo de concentración Kirpich	minutos	312.5763	546.4811	219.3350	181.0039	296.9462	127.0248	37.2076
Lag Time (min)	minutos	187.5458	327.8886	131.6010	108.6023	178.1677	76.2149	22.3246
Muskingum	Hr	3.1258	5.4648	2.1933	1.8100	2.9695	1.2702	0.3721

La metodología empleada para determinar el coeficiente K del modelo Muskingum se basa en la estimación previa del Lag Time (T Lag), definido como el intervalo entre el centroide de la precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía. Para su estimación se utilizaron relaciones empíricas ampliamente aceptadas en hidrología, como la formulación de Kirpich, que relaciona el tiempo de concentración (usado como aproximación del Lag time) con las características físicas de la subcuenca.

El Lag Time se estimó como una fracción del tiempo de concentración, siguiendo la relación:

$$T\,Lag = T_c * 0.6 \qquad \text{Ec. 39}$$

Una vez calculado el Lag time para cada subcuenca, se procedió a convertirlo a horas para su uso como el parámetro K en el modelo de Muskingum, de modo que:

$$k = \frac{T\,lag}{60} \qquad \text{Ec. 40}$$

Este valor representa el almacenamiento hidrológico del tramo y permite simular de manera aproximada el efecto del tránsito de caudal entre subcuencas. La elección del parámetro X del modelo Muskingum se realizó dentro del rango típico de 0.2 a 0.3, considerando la pendiente.

11. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

A continuación, se presenta el mapa de coeficiente de escorrentía el cual se realizó teniendo en cuenta las coberturas de suelo y las pendientes del suelo es decir las Figuras 28 y 29 dando como resultado el mapa de escorrentía de la Figura 31 y se obtuvieron los valores promedio para la cuenca en general y cada una de sus subcuencas mostrados en la Tabla 33.

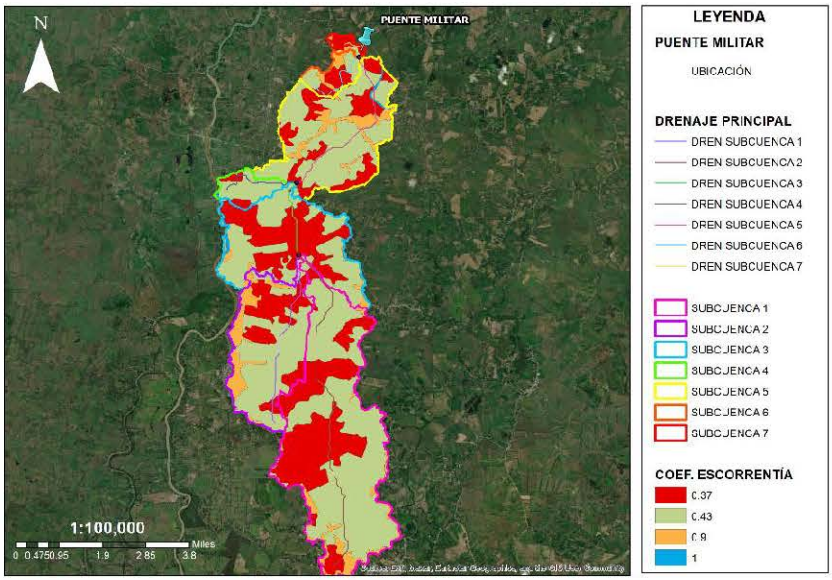


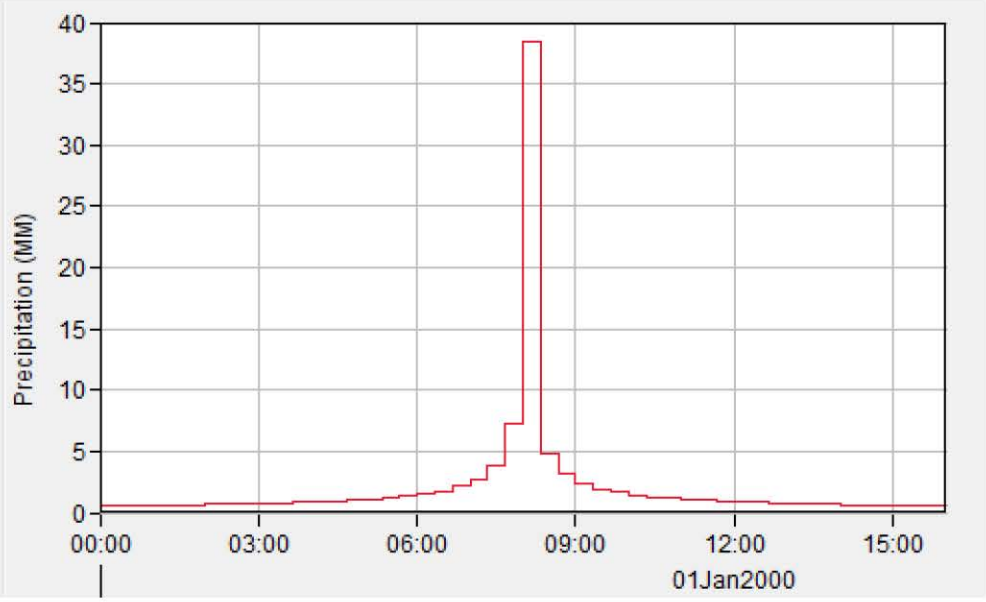
Figura 30. Coeficientes de escorrentía de la cuenca y las subcuencas. Fuente: Elaboración Propia.

COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA.	
CUENCA TOTAL	0.46
SUBCUENCA_1	0.45
SUBCUENCA_2	0.44
SUBCUENCA_3	0.49
SUBCUENCA_4	0.43
SUBCUENCA_5	0.47
SUBCUENCA_6	0.47
SUBCUENCA_7	0.47

Tabla 32. Coeficientes de escorrentía de la cuenca y las subcuencas. Fuente: Elaboración Propia (2025).

11.1 HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS

Se presentan los caudales para diferentes periodos de retorno mediante la herramienta HEC-HMS y aplicando las ecuaciones descritas en el 10.2.



Project: PUEN_MILITAR_SCS Simulation Run: Run 3VF

Start of Run: 01ene2000, 00:00
End of Run: 04ene2000, 16:00
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE

Basin Model: CUENCA
Meteorologic Model: Met 1
Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Uni... MM 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Sink-1	145,1	588,1	1 January 2000, 0...	82,79

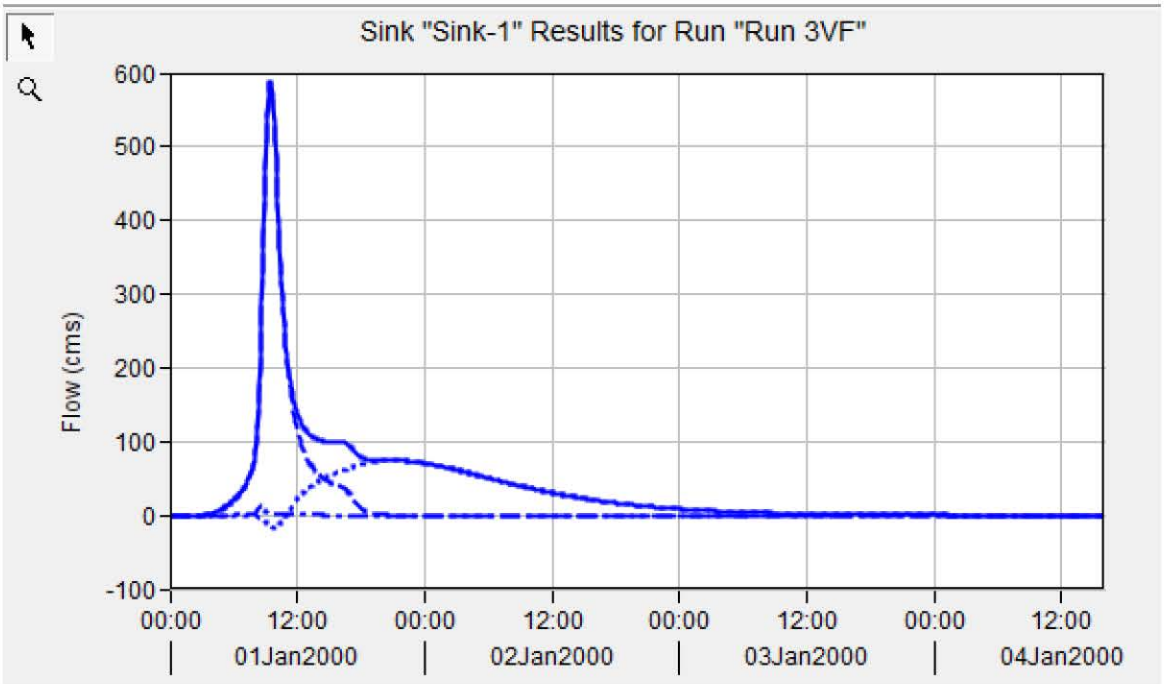


Figura 31: Hidrograma unitario - SCS para Tr 50 años para la cuenca 1. Fuente: Elaborado en HECHS (2025).

El análisis hidrológico realizado para la cuenca evidencia comportamientos diferenciados entre la cuenca principal y sus subcuencas, permitiendo identificar zonas críticas con mayor potencial de generación de escorrentía. Para un periodo de retorno de 50 años, el caudal máximo en la salida de la cuenca, estimado mediante el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), es de 588.1 m³/s. Este valor, correspondiente al cauce identificado por el IGAC como Caño Viejo El Carito, resulta coherente al contrastarlo con estudios previos desarrollados en el área de influencia del proyecto.

12. CONSIDERACIONES CLIMATOLÓGICAS

El proyecto se localiza en el municipio de Lorica, Córdoba, dentro de una zona de alta sensibilidad climática del Caribe colombiano. Para el análisis de lluvias se utilizó la estación meteorológica CARRILLO, con registros continuos desde 1993 hasta 2024. El conjunto de datos consistió en las precipitaciones máximas diarias anuales durante 31 años, con una media de 100.71 mm/h. La curva IDF se construyó mediante la metodología de Invias, que parte del registro completo de eventos extremos y ajusta los coeficientes de intensidad en función de la duración y el periodo de retorno, sin realizar un ajuste explícito por cambio climático. Sin embargo, la inclusión del registro completo hasta 2024 permite capturar parcialmente la señal climática reciente, en especial la intensificación de eventos extremos registrada en los últimos años (IDEAM, 2021).

Para la estimación de los caudales de diseño se aplicó el modelo HEC-HMS utilizando el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), con condición hidrológica CN III, la cual representa suelos en estado de humedad crítico. Adicionalmente, se incorporó un factor de seguridad implícito mediante el uso de un tiempo de control de 10 minutos, lo que permite capturar eventos de alta intensidad y corta duración, representativos de tormentas severas locales, frecuentemente asociadas al cambio climático (IPCC, 2021). Esta elección técnica permite una simulación más precisa del caudal pico, considerando una respuesta rápida de la cuenca ante eventos extremos.

Cabe resaltar que, aunque los caudales generados por las subcuencas parecen superar el caudal total de la cuenca, este comportamiento no representa una inconsistencia, sino que responde a la no simultaneidad de los caudales pico en el sistema. Tal como lo señalan Maidment (1993) y Chow et al. (1988), los caudales no son aditivos entre subcuencas, ya que sus hidrogramas se superponen en el tiempo según sus respectivos tiempos de concentración, generando una atenuación natural en la cuenca principal.

Respecto al enfoque climático, es ampliamente reconocido que el Caribe colombiano presenta una alta vulnerabilidad al cambio climático, expresada en el aumento de las lluvias intensas y la variabilidad interanual, principalmente asociada a fenómenos como El Niño y La Niña (IDEAM, 2017). En este contexto, los caudales de diseño estimados para periodos de retorno de 50 y 100 años representan un nivel conservador y consistente con los eventos extremos que podrían intensificarse bajo escenarios futuros. Si bien no se utilizaron proyecciones climáticas explícitas (p. ej. modelos CMIP6), la utilización de registros históricos prolongados y actualizados hasta 2024 proporciona una base representativa para capturar tendencias recientes.

13. 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:

$$v = \frac{1}{n}\sqrt{s}Rh^{2/3} \qquad \text{Ec. 41}$$

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:***

$$n = 0.0474 K_s^{\,1/16} \qquad \text{Ec. 42}$$

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:***

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.031 \log\left(\frac{11.75 Rh}{3.5\, d_{84}}\right) \qquad \text{Ec. 43}$$

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:***

$$n = \frac{0.0926 Rh^{1/6}}{1.16 + 2\log\left(\frac{Rh}{d_{84}}\right)} \qquad \text{Ec. 44}$$

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):

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m \qquad \text{Ec. 45}$$

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 33 realizar estimaciones con las ecuaciones analíticas como las referidas anteriormente:

Tabla 33: 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 34: 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 35: 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 36: 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 37: 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 38: 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 0.0004 m/m, valor promedio de lo que se observa a lo largo de los 19.40 Km del tramo analizado.

Tabla 39: Calculo del coeficiente de Manning según Cowan cuenca 1 . Fuente: Elaboración propia (2025).

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			
	variación de la sección adoptada:		A	=	0

SEGÚN COWAN:

Condiciones del río:

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 = 0.042

Tabla 40. Cálculo del coeficiente de Manning según Cowan cuenca 2 . Fuente: Elaboración propia (2025).

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			
	variación de la sección adoptada:		A	=	0
Efecto de las obstrucciones:	A	despreciables			
	B	menor			
	C	apreciable			

SEGÚN COWAN:

Condiciones del río:

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 = 0.042

En cuanto al coeficiente de rugosidad de Manning, para el caño “Caño Viejo El Carito”, se tomó un valor de n base de 0.042, correspondiente a la textura y granulometría de los materiales presentes en el cauce. La irregularidad baja de las formas del cauce, la presencia menor de obstrucciones y una cantidad baja de vegetación en las márgenes del cauce dan como resultado un coeficiente de Manning de 0.042 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 (2025), Un resumen de las características del modelo se presenta en la Tabla 42. Por otra parte, la zona considerada como planicie de inundación en el modelo se asignaron coeficientes de Manning en función de la cobertura superficial, empleando n = 0.018 para las calles sin pavimentar n= 0.035 para los canales por su rugosidad media y presencia ocasional de irregularidades, n = 0.030 para los cuerpos de agua con flujo lento y fondo natural, y n=0.030 para las zonas verdes, donde la vegetación baja y el terreno natural incrementan la resistencia al flujo superficial.

Tabla 41. Valores "n" de Manning. Fuente: INVIAS (2024)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Arroyos naturales			
1. Canales principales			
a. Limpio, recto, lleno, sin grietas ni charcos profundos.	0.025	0.030	0.033
b. Igual que arriba, pero más piedras y maleza	0.030	0.035	0.040
c. Limpio, sinuoso, algunos charcos y bajíos	0.033	0.040	0.045
d. Igual que arriba, pero algunas malas hierbas y piedras	0.035	0.045	0.050
e. Igual que arriba, etapas más bajas, pendientes y secciones más ineficaces	0.040	0.048	0.055
f. Igual que la "d" pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
g. Alcances lentos, maleza. estanques profundos	0.050	0.070	0.080
h. Tramos con mucha maleza, estanques profundos o cauces de inundación con grandes masas de madera y matorral.	0.070	0.100	0.150
2. Llanuras aluviales			
a. Pasto sin maleza			
1. Hierba corta	0.025	0.030	0.035
2. Hierba alta	0.030	0.035	0.050
b. Zonas cultivadas			
1. Ningún cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en hilera maduros	0.025	0.035	0.045
3. Cultivos maduros	0.030	0.040	0.050
c. Cepillo			
1. Matorrales dispersos, maleza espesa	0.035	0.050	0.070
2. Matorral ligero y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Matorral ligero y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Matorral medio a denso, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Matorral medio a denso, en verano	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			
1. Terreno despejado con tocones de árboles, sin brotes	0.030	0.040	0.050
2. Igual que el anterior, pero brotes pesados	0.050	0.060	0.080
3. Arbolado denso, pocos árboles caídos, poca maleza, flujo por debajo de las ramas.	0.080	0.100	0.120
4. Igual que arriba, pero con flujo hacia las ramas	0.100	0.120	0.160
5. Sauces densos, verano, rectos	0.110	0.150	0.200
3. Arroyos de montaña, sin vegetación en el cauce, orillas generalmente empinadas, con árboles y maleza en las orillas sumergidos			
a. Fondo: gravas, guijarros y pocos cantos rodados	0.030	0.040	0.050
b. Fondo: guijarros con cantos rodados grandes	0.040	0.050	0.070

Tabla 42: Resumen de parámetros del modelo hidráulico Fuente: Elaboración propia (2025).

Características geométricas	
Número de secciones	6
Estación aguas abajo	0+266,00
Estación aguas arriba	0+000,00
Coeficientes de rugosidad (Manning)	
Cauce principal y planicies	0.042 centro 0.035 laderas
Condiciones de caudal	
Q50años	588.1 M3/S

14. MODELO HIDRÁULICO

14.1 DISEÑO Y EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

La capacidad de caudal del barril se encuentra, en primer lugar, relacionada con el patrón de flujo: flujo a la entrada de la superficie libre, entrada sumergida, o barril sumergido. Cuando ocurre flujo de superficie libre dentro del barril, el caudal se encuentra fijado sólo por las condiciones de entrada mientras que, en el caso de alcantarillas sumergidas, el caudal está determinado por la resistencia en la alcantarilla.

14.2 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 del canal en el programa HEC-RAS se contó con el levantamiento topográfico del cauce (ver Figura 32). 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 260 m, que cubre 120 m aguas arriba y 120 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 33).

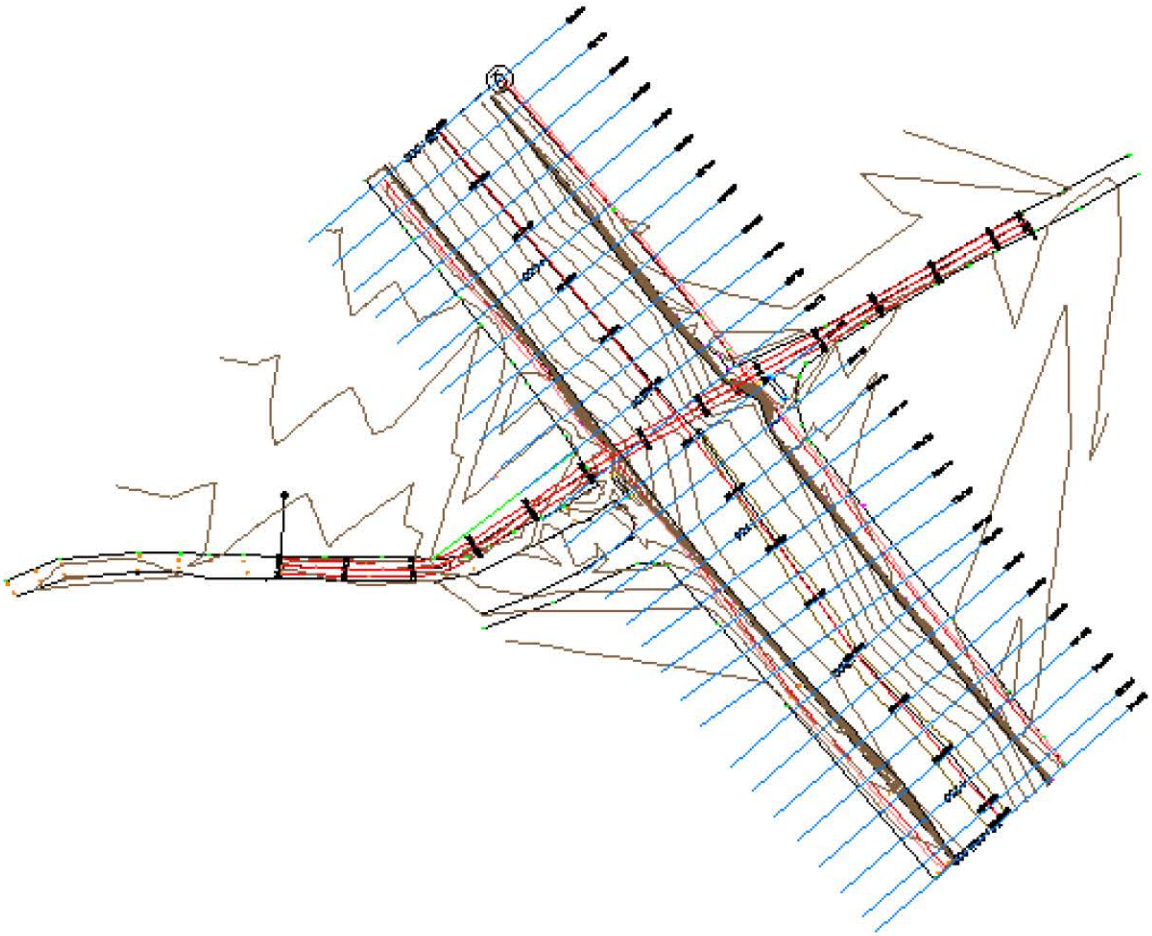


Figura 32: Topo-batimetría. Fuente: Elaboración propia (2025).

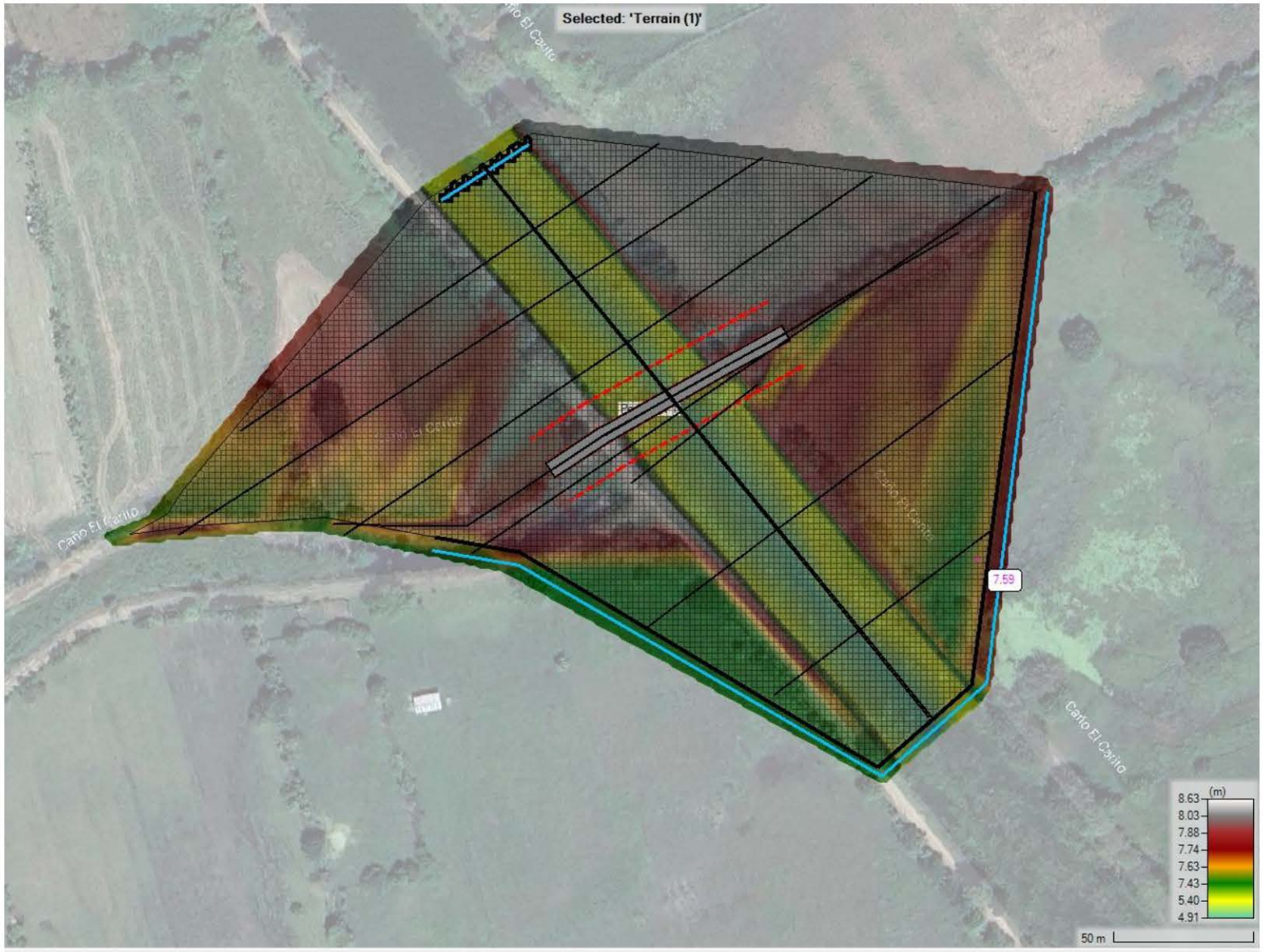


Figura 33: Geometría para puentes y MDE. Fuente: Elaborado con HEC-RAS (2025).

A partir de la superficie tridimensional digital se generaron secciones transversales espaciadas cada 30 metros para el Caño “Caño Viejo El Carito”, con extensiones a lo largo de toda la topografía levantada a cada lado del eje del cauce. En total, 6 secciones transversales conformaron el modelo hidráulico.

14.3 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 con el caudal de diseño evaluado.



Figura 34: Elevación de lámina de agua en secciones y puente. Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2025).



Figura 35: Modelación de flujo en las secciones con puente propuesto (altura de lámina de agua). Fuente: Elaboración con HEC-RAS (2025).

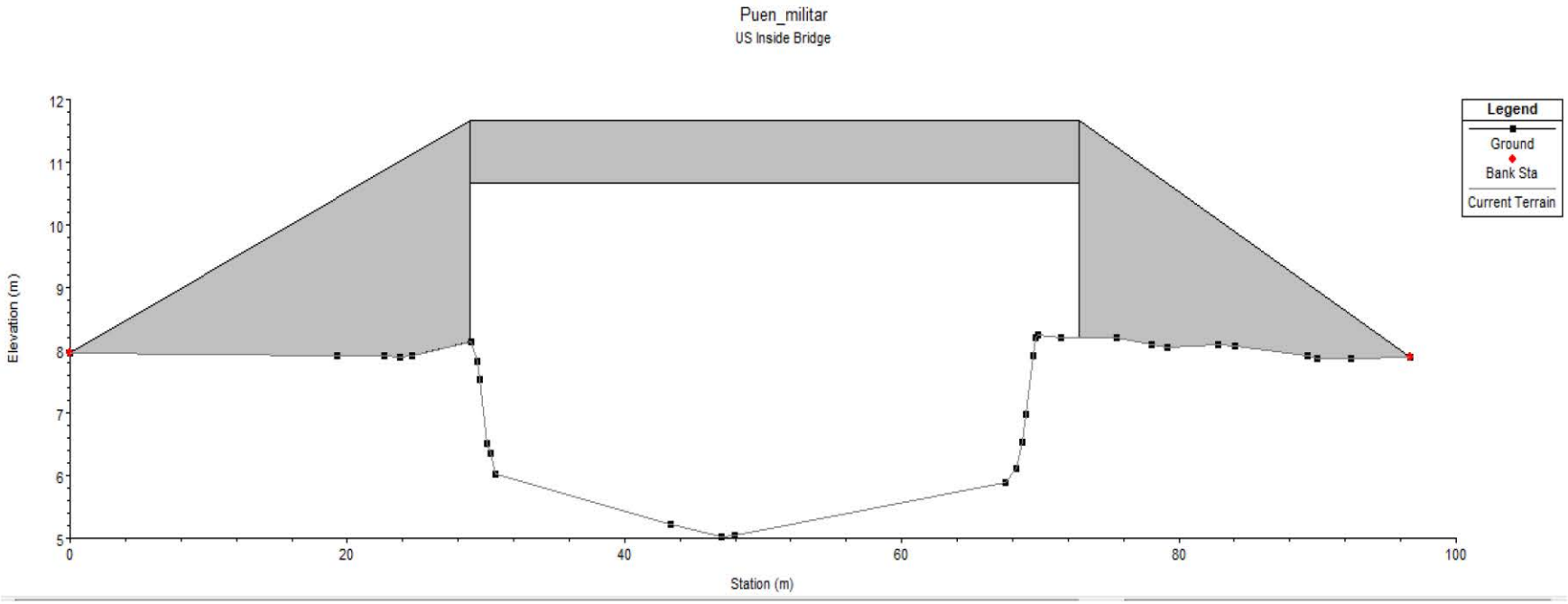


Figura 36: Sección hidráulico de puente con estribos. Fuente: Elaborado en HECRAS (2025).

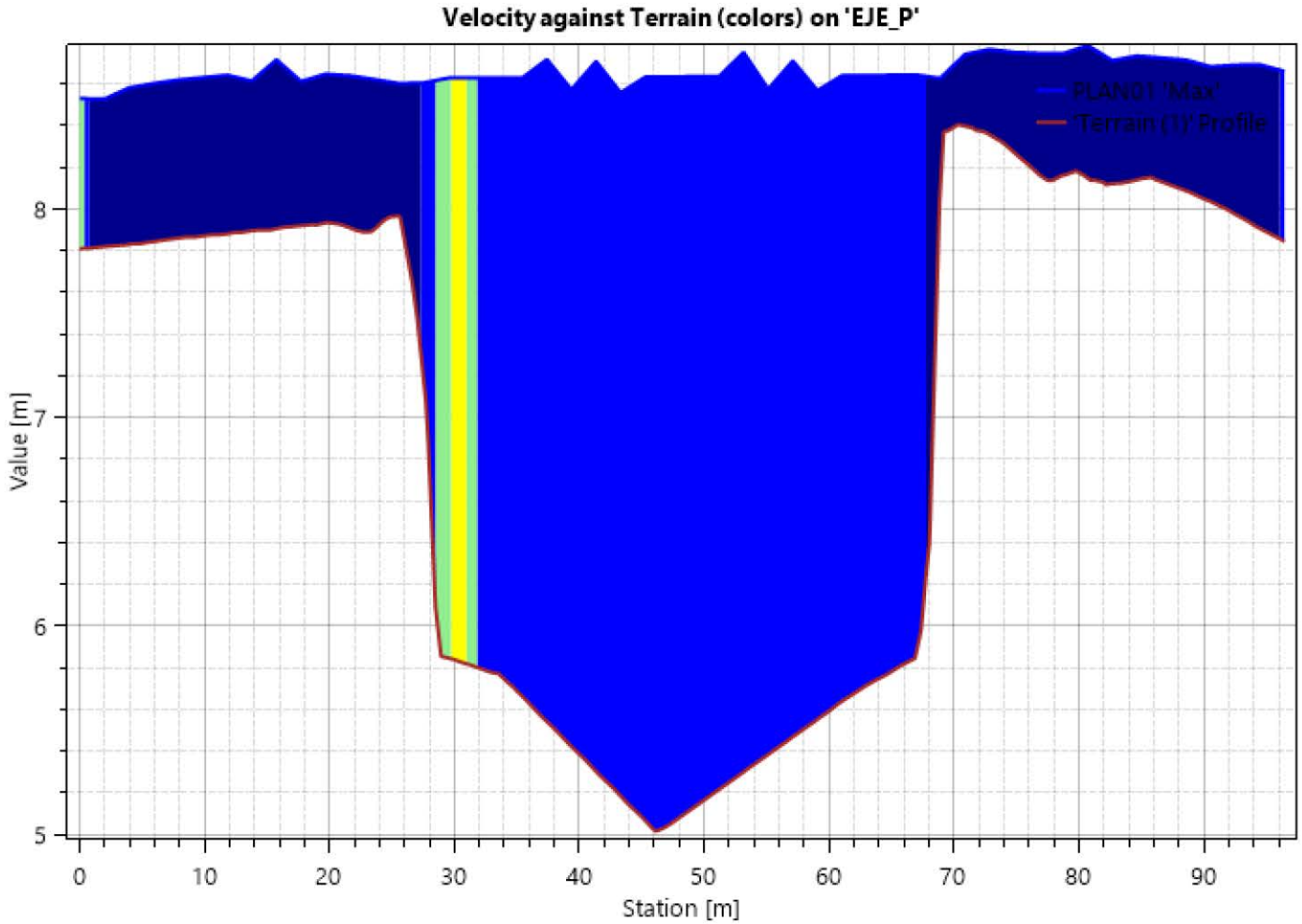


Figura 37: Sección hidráulica con flujo Tr 50 años. Fuente: Elaborado en HECRAS (2025).

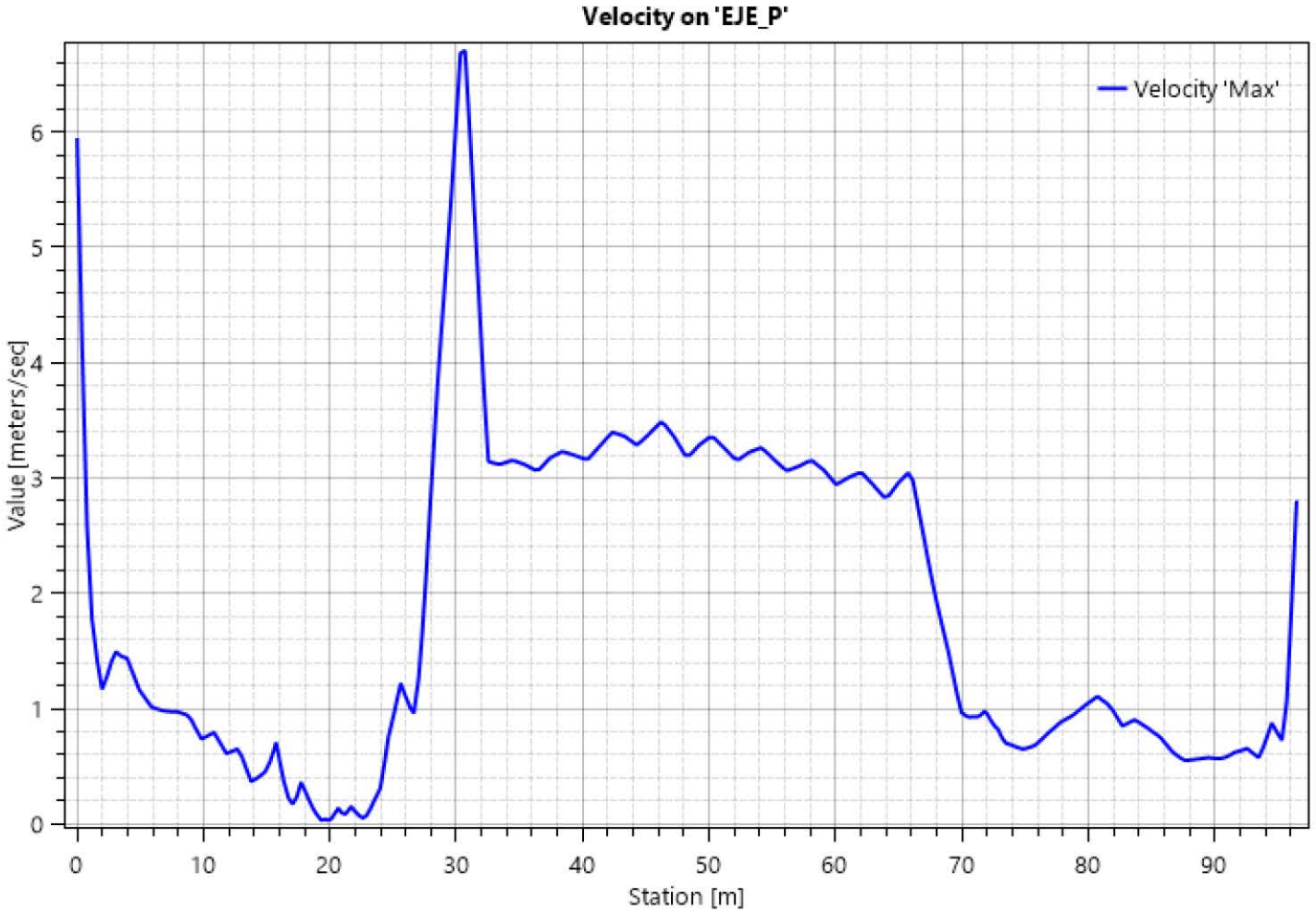


Figura 38: Perfil de velocidades. Fuente: Elaborado en HECRAS (2025).

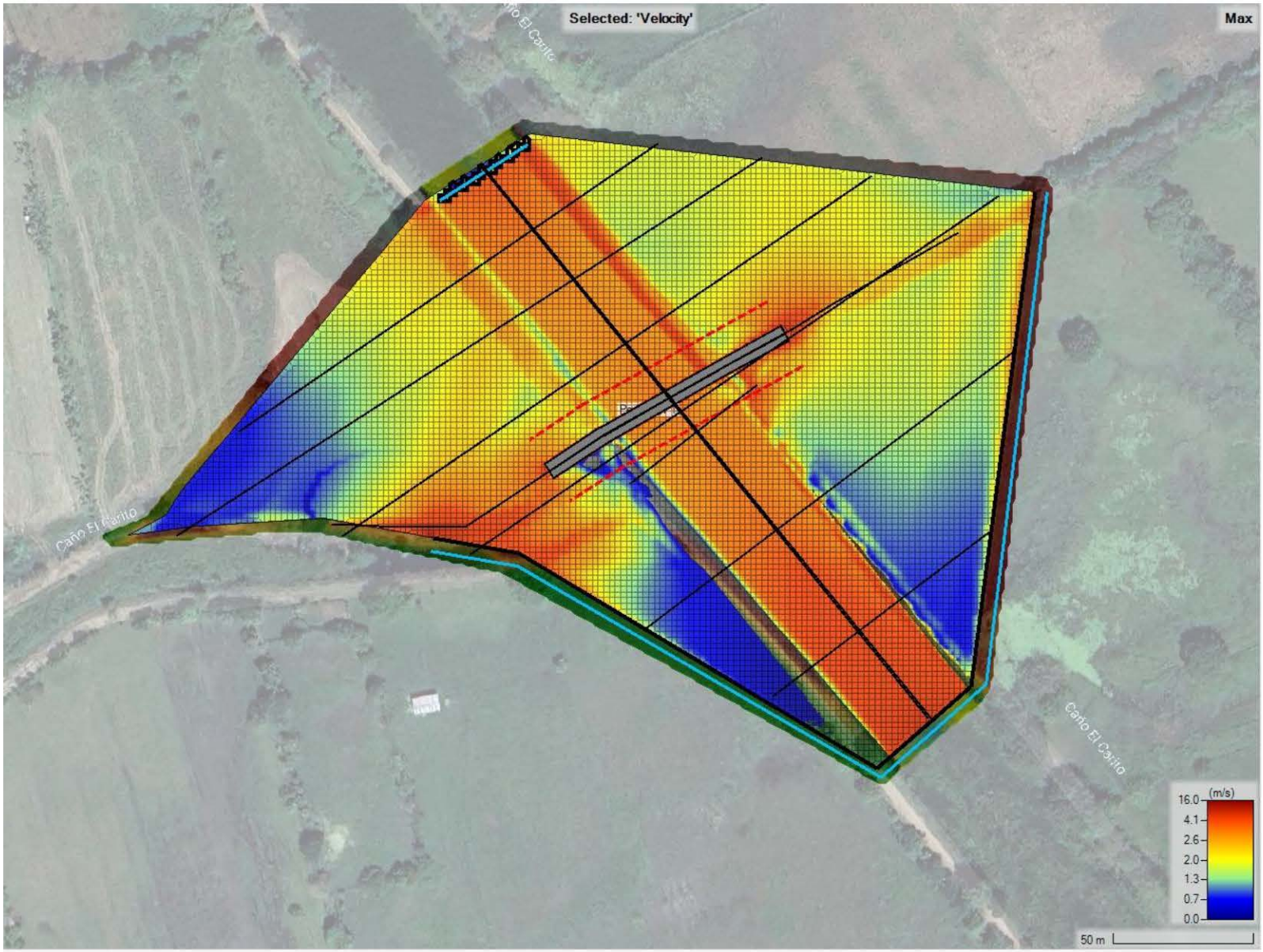


Figura 39: Distribución de velocidades sobre canales con puente. Fuente: Elaborado en HECRAS (2025).

A partir de las tablas y figuras anteriores se tiene una velocidad máxima 6.00 m/s, una elevación mínima de aguas de 8.58 m.s.n.m. Por otro lado, el nivel de aguas máximo de 8.75 m.s.n.m, mientras que para la sección K0+110 donde se ubicó el puente sobre el canal. Las velocidades registradas en el punto de estudio presentan valores elevados como consecuencia directa de las condiciones topográficas e hidráulicas del sector.

Debido a que el flujo no es constante ne la sección del puente se calculó el promedio para estimar la cota máxima de agua, el cual fue 8.66 m.s.n.m.

Adicionalmente, el sitio corresponde a una zona de acumulación de caudales, donde convergen los aportes hídricos de diferentes áreas de la cuenca. Esta concentración de volúmenes de agua, sumada a la pendiente pronunciada, intensifica la capacidad de arrastre y provoca que el flujo se manifieste con velocidades superiores a las esperadas en tramos de menor inclinación o con distribución más homogénea del caudal.

En consecuencia, la combinación de una topografía con fuertes pendientes y la condición de acumulación en el punto analizado explica de manera consistente los valores elevados de velocidad observados en la modelación y/o medición hidráulica

Como resultado del levantamiento topográfico realizado en la zona de estudio se conoce que el nivel máximo alcanzado por la inundación no supera el nivel de la vía el cual está en 8.10 m.s.n.m. 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 43: Evento y cota de inundación. Fuente: Elaboración propia (2025).

PUENTE	NAME TR 50 AÑOS (m.s.n.m.)
CAÑO VIEJO EL CARITO	8.66

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 (2009) el cual estipula que para corrientes de agua que en algunos periodos transportan desechos, troncos, y otros objetos voluminosos se recomienda un gálibo mínimo de (2.0 m) por encina del N.A.M.E.

Tras los análisis iniciales, se determinó que el fondo de viga debía ubicarse sobre las cotas mencionadas en la siguiente tabla. 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 44, 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 44: Resumen de parámetros geométricos de la propuesta de puente vehicular. Fuente: Elaboración propia (2025).

Parámetro geométrico	Valor
Luz libre estructural	44 m
Taludes de sección interna	2,0H:1,0V
Nivel rasante calle en el puente	11.66 m.s.n.m
Nivel inferior de viga	10.66 m.s.n.m
Nivel mínimo de fondo de cauce	5 m.s.n.m
Altura entre fondo de cauce y fondo de viga	3.66 m
Ancho mínimo de fondo de cauce	41.45 m

En la situación actual, el cauce sobre el cual se proyecta la construcción del puente presenta un régimen de flujo que, bajo condiciones ordinarias, se mantiene completamente contenido dentro de la sección hidráulica existente. El diseño del puente contempla la ubicación de los estribos sobre los bordes superiores del cauce, de manera que, durante el funcionamiento normal y para caudales ordinarios, la estructura no actúa como obstáculo ni genera interferencia significativa en el flujo. Sin embargo, al modelar el comportamiento hidráulico para el caudal asociado a un periodo de retorno de 50 años, se evidencia que el caudal proyectado supera la capacidad del cauce y produce un desbordamiento hacia la planicie de inundación.

En este escenario de avenida máxima, el flujo rebasado entra en contacto directo con los estribos del puente, situación en la cual la estructura sí introduce una obstrucción parcial al movimiento del agua. Por lo tanto, la interferencia hidráulica del puente se presenta únicamente bajo condiciones extremas de caudal, y no durante el comportamiento habitual del cuerpo de agua.

15. 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 40 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.

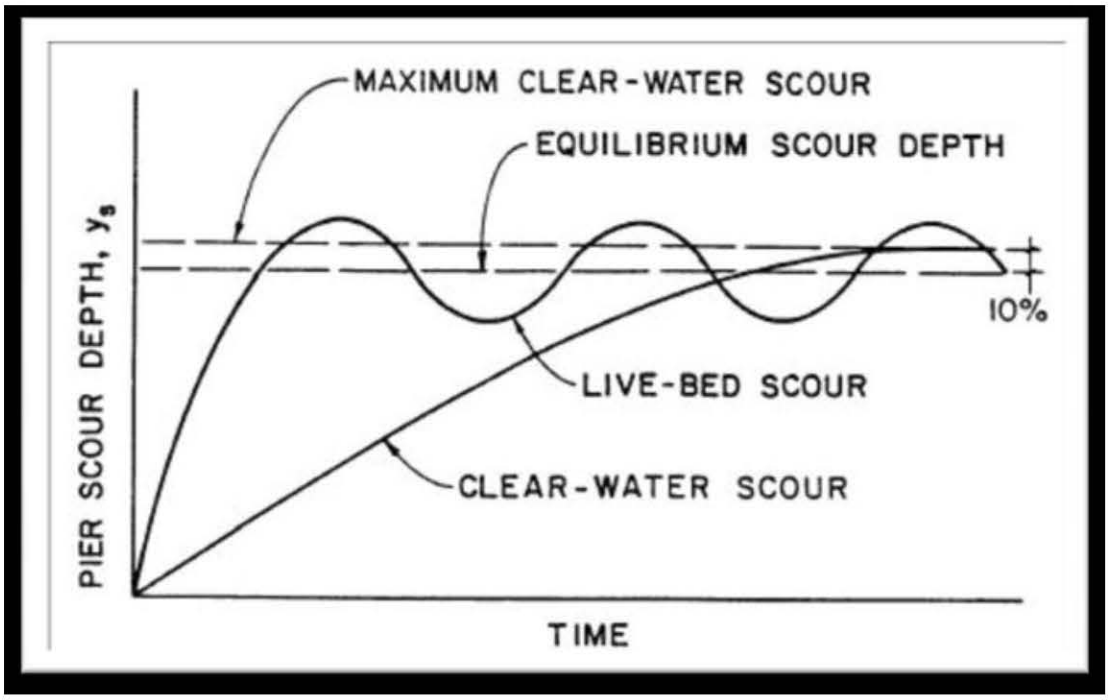


Figura 40: Representación esquemática de la evolución en el tiempo de la socavación en una pila de puente, para condiciones de aguas claras y lecho vivo. Fuente: FHWA, (2001).

15.1 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 del depósito 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 depósito 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.

15.2 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**
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 (-)	$h_{ms} = \left(\frac{\alpha Y_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 * \beta * \mu * \Phi * d_m^{0.28}}\right)^{\frac{1}{1+z}}$	Válido para el rango de las arenas d_{50} en (m)

Figura 41: Ecuaciones para el cálculo de la socavación general a largo plazo en cauces naturales. Fuente: Manual de drenajes de carreteras INVIAS (2009).

SOCAVACIÓN GENERAL (A LARGO PLAZO)		
AUTOR	**ECUACIÓN**	**OBSERVACIONES**
Lacey (1930)	$h_{ms} = 0{,}389\left(\frac{Q^{1/3}}{d_m^{1/6}}\right)$	

Tabla 45. Ecuaciones para el cálculo de la socavación general a largo plazo en cauces naturales. Fuente: Toapaxi (2015).

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

Figura 42: Ecuaciones recomendadas para el cálculo de la socavación local en estribos. Fuente: Adaptado y modificado de INVIAS (2009).

SOCAVACIÓN GENERAL (A LARGO PLAZO)		
AUTOR	**ECUACIÓN**	**OBSERVACIONES**
Método de Maza Álvarez	$Y_s = \left(\frac{\alpha\ y_0^{5/3}}{4.7\ \beta\ d_{84}^{0.28}}\right)^{\frac{d_{84}^{0.092}}{0.223 + d_{84}^{0.092}}}$	Para suelos granulares Válida si 0.0028 m ≤ d_{84} ≤ 0.182 m.

Figura 43. Ecuaciones para el cálculo de la socavación general a largo plazo en cauces naturales. Fuente: INVIAS (2009).

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.

Para el análisis de socavación general en el proyecto del puente, se aplicaron las ecuaciones empíricas de Lischtvan & Lebediev (INVIAS), Maza-Álvarez (INVIAS), Lacey y Blench, todas reconocidas y referenciadas en estudios de hidráulica fluvial para cauces aluviales con sedimentos no cohesivos. Estas metodologías se seleccionaron por su aplicabilidad en condiciones naturales como las de la quebrada Jui, y por estar respaldadas por criterios técnicos adoptados en el Manual de Drenaje del INVIAS. Para los cálculos se utilizó un valor de d_{50} igual a 0.00041 m (0.41 mm), correspondiente al tamaño medio del material del lecho, según el estudio geotécnico del sitio.

De todas las metodologías aplicadas, se eligió base para el diseño la socavación estimada mediante la fórmula de Lischtvan & Lebediev (INVIAS), debido a que esta metodología fue específicamente adaptada y recomendada por el INVIAS para condiciones de cauces naturales en Colombia, y tiene en cuenta factores hidráulicos como el caudal, el diámetro del sedimento y la geometría del canal. Su formulación considera explícitamente el régimen de flujo y la resistencia al arrastre del material granular del cauce, lo cual permite una estimación ajustada a las condiciones locales de pendiente, caudal y granulometría. Además, esta ecuación ha demostrado ser más representativa para tramos de quebradas con características morfológicas similares, y su nivel de confiabilidad ha sido validado en múltiples proyectos viales del país. Por estas razones, y teniendo en cuenta que sus resultados se encuentran dentro del rango medio de las estimaciones obtenidas con las demás fórmulas consideradas, se adoptó como criterio base para definir la socavación general en el diseño de cimentaciones del puente.

A continuación, se comentan los resultados de este análisis, cuyo resumen se muestra en la Tabla 4652 y Tabla 49.

Tabla 46: Cálculos de socavación general para sección propuesta. Fuente: Elaboración propia (2025).

Variables	PUNTOS DE ESTUDIO CRITICOS			Unidades
	P_CRITICA	ESTRIBO 1	ESTRIBO 2	
Tr	50	50	50	años
Q	322.84	322.84	322.84	m3/s
Be	41.45	41.45	41.45	m
D50	0.298	0.298	0.298	mm
D84	0.50064	0.50064	0.50064	mm
Dm	0.298	0.298	0.298	mm
q	7.788661037	7.79	7.79	m3/s/m
A	1303.92	1303.92	1303.92	m2
Cota fondo terreno	4.987	6.04	6.04	m.s.n.m.
Cota lámina de agua	8.66	8.66	8.66	m.s.n.m.
Yo	3.673	2.62	2.62	m
Lischtvan & Levediev INVIAS				
Ym	31.46	31.46	31.46	m
alfa	0.02	0.02	0.02	
beta	1.17	1.17	1.17	
Vm	0.25	0.25	0.25	m/s
miu	0.97	0.97	0.97	

Variables	PUNTOS DE ESTUDIO CRITICOS			Unidades
	P_CRITICA	ESTRIBO 1	ESTRIBO 2	
phi	1.00	1.00	1.00	CLEAR WATER
Z	0.41	0.41	0.41	
X	0.89	0.89	0.89	
Ys	0.52	0.35	0.35	m
Socavación	3.16	2.27	2.27	m
Maza-Álvarez INVIAS				
Ys	0.101	0.066	0.066	m
Socavación	3.572	2.549726426	2.549726426	m

Tabla 47. Socavación en estribos. Fuente: Elaboración propia (2025).

Froehlich			
Variable	Estribo 1	Estribo 2	Unidades
K1	1	1	
θ	92	88	°
K2	1.00	1.00	
L'	1	1	m
Ya	2.62	2.62	m
Vprom	3.04	3.14	
Fr	0.60	0.62	
Ys	5.50	5.54	m
Socavación	2.89	2.93	m
Socavación total	**5.44**	**5.48**	m

- Los valores de L' (longitud efectiva del estribo y del terraplén que obstruye el paso de la corriente) fueron determinados considerando la distancia horizontal desde el extremo más expuesto del estribo hasta el punto más bajo del cauce contiguo al mismo, incluyendo la porción del terraplén que actúa como obstáculo al flujo. Esta medición se realizó con el objetivo de representar de manera precisa el ancho efectivo que interfiere con la corriente, conforme a los lineamientos definidos por el Manual de Drenaje del INVIAS para el análisis de socavación local en estribos.

- Mientras tanto el ángulo de ataque (θ) del flujo con respecto al talud del estribo fue determinado con base en la orientación relativa del terraplén frente a la dirección del flujo principal. Según los criterios establecidos para el análisis hidráulico de socavación local, se adoptó θ = 90° cuando los estribos se encuentran dispuestos perpendicularmente al eje del cauce. En los casos donde el terraplén presenta una orientación hacia aguas abajo, se considera un ángulo θ < 90°, mientras que, si el terraplén está dirigido hacia aguas arriba, se adopta θ > 90°. Esta clasificación permite caracterizar adecuadamente la interacción del flujo con la geometría de la infraestructura, afectando directamente la intensidad del proceso erosivo en la base del estribo.

Dado que el estudio geotécnico del lecho del cauce indica que el material predominante corresponde a arena, se adopta como socavación total la obtenida mediante el método de Maza-Álvarez INVIAS , el cual ha demostrado ser apropiado para materiales granulométricos finos como las arenas. Este método, desarrollado específicamente para estimar la profundidad de socavación en función del tipo de suelo y del régimen hidráulico, es ampliamente utilizado cuando el diámetro medio de las partículas (D_{50}) se encuentra dentro del rango característico de las arenas (aproximadamente entre 0,0625 mm y 2 mm), lo que garantiza la validez de su aplicación en este caso. Según autores como Novak et al. (2007) y Melville & Coleman (2000), los métodos empíricos basados en parámetros granulométricos específicos permiten una estimación confiable de la socavación general en cauces no cohesivos, siempre que se respeten los rangos de validez del modelo. Por lo anterior se tiene una socavación total de 8.98 m, lo cual debe ser tenido en consideración para las estructuras de soporte tipo estribos y obras de protección marginal.

Se obtuvo una socavación general critica de 3.57 m y una socavación para el estribo 1 de 5.44 m y para el estribo 2 de 5.48 m.

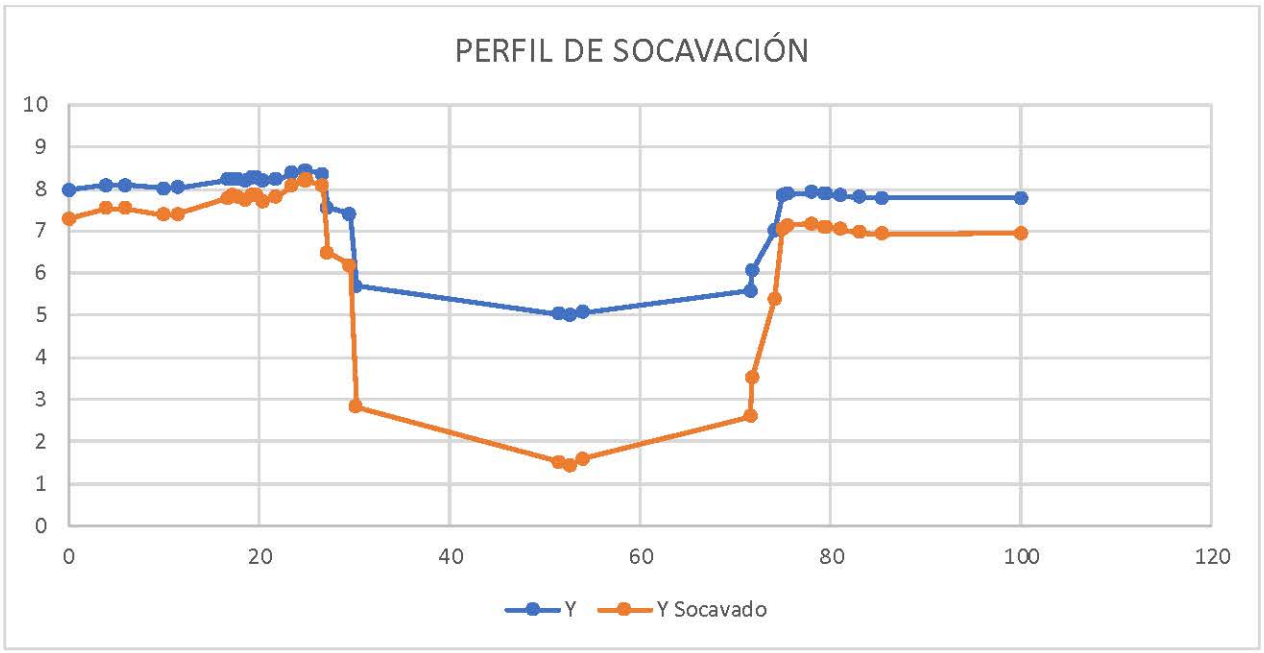


Figura 44: Perfil del fondo socavado. Fuente: Elaboración propia (2025).

Tabla 48: Resumen de cotas para puente 1. Fuente: Elaboración propia (2025).

COTA MÍNIMA DEL FONDO DEL CAUCE	3.26	m.s.n.m.
COTA DEL FONDO SOCAVADO	-5.72	m.s.n.m.
COTA MÍMIMA DE LA VIGA	5.56	m.s.n.m.
GALIBO	2	m
COTA DE NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS	3.56	m.s.n.m.
LUZ	14	m
ANCHO DEL TABLERO	6	m

16. OBRAS DE PROTECCIÓN

Las obras de protección constituyen intervenciones hidráulicas y estructurales destinadas a preservar la estabilidad del cauce y de las estructuras asociadas, mitigando los efectos de la erosión, la socavación y la dinámica fluvial sobre los márgenes y fundaciones de obras civiles. Estas actuaciones buscan controlar los procesos de degradación del lecho, desbordamiento lateral o migración del cauce, garantizando la funcionalidad hidráulica y la estabilidad geotécnica del entorno intervenido.

En el contexto colombiano, el diseño y justificación de las obras de protección se sustentan principalmente en los lineamientos establecidos por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS), contenidos en el Manual de Diseño Hidrológico e Hidráulico de Obras de Drenaje (2014) y el Manual de Estructuras de Concreto para Puentes (2018), los cuales definen los criterios técnicos para el control de socavación, diseño de protecciones marginales y obras de disipación de energía. Asimismo, las recomendaciones del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM) y del Ministerio de Transporte son de referencia obligatoria en lo relacionado con la caracterización hidrológica, la estabilidad morfológica de cauces y la gestión del riesgo por fenómenos de erosión fluvial.

Desde el punto de vista conceptual, las obras de protección comprenden una amplia gama de soluciones, entre las cuales se incluyen enrocados de contención, muros de protección, espigones, gaviones, colchones reno, revestimientos vegetativos o mixtos, según la naturaleza del cauce y las condiciones hidráulicas predominantes. La selección del tipo de protección depende del régimen de flujo, la resistencia del material de fondo y márgenes, la pendiente hidráulica y la intensidad de los procesos erosivos.

Autores como Chow (1959), Ven Te Chow, French (1985) y García (2008), así como las directrices de la Federal Highway Administration (FHWA HEC-11 y HEC-15), coinciden en que las obras de protección deben diseñarse de manera que mantengan la dinámica fluvial dentro de márgenes controlados, evitando tanto la concentración excesiva de energía como la alteración significativa del equilibrio morfológico.

Estas guías, adaptadas al contexto colombiano mediante los manuales de INVIAS, proporcionan los parámetros hidráulicos y geométricos necesarios para definir el tamaño de material, la altura y extensión de las protecciones, así como los bordes libres requeridos para garantizar su estabilidad frente a los caudales de diseño. En este sentido, el concepto hidráulico del presente proyecto considera que las obras de protección constituyen elementos complementarios del diseño hidráulico del puente y del sistema fluvial, cuya función principal es preservar la estabilidad estructural de los estribos y mantener el régimen natural del cauce dentro de límites seguros, conforme a los resultados del análisis hidrológico, hidráulico y geotécnico desarrollado.

El análisis hidráulico y geomorfológico, en conjunto con los hallazgos geotécnicos, confirma la inestabilidad crítica en la margen oriental del cauce, particularmente en la zona del estribo, donde, el componente geotécnico determinó que el estribo oriental no es estable en condiciones estáticas si se presenta socavación en el lecho. En consecuencia, se estableció la obligatoriedad de generar una protección que mantenga las condiciones estáticas analizadas y evite la socavación. Adicionalmente, se recomienda perfilar los taludes de la margen oriental con una pendiente de 3.25H:1.0V para garantizar la estabilidad general de la margen.

Se recomienda estimar el perfilado según las recomendaciones de geotecnista. Adicionalmente se recomienda implantar obras de protección 15 metros aguas arriba y 15 metros aguas abajo en ambos lados

16.1 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 49: 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

Para el material rocoso que se utilice para control y protección de erosión y socavación debe tener diámetros mayores a 200 m, dado la velocidad permisible para no generar arrastre de este material sería de 4.9 m/s, mientras que la velocidad máxima del tramo es de 6.00 m/s.

17. CONCLUSIONES

Se le recomienda al contratista seguir todas las recomendaciones y diseños de la presente consultoría.

Se recomienda durante el análisis estructural conservar los parámetros calculados durante el análisis hidrológico y modelación hidráulica; cualquier modificación debe ser comunicada al consultor para evaluar las posibles alternativas de diseño.

Para el Caño y modelación de inundación se seleccionó un periodo de retorno de 50 años, con un caudal de 588.1 m3/s, teniendo asi una luz libre de 49 m.

Se analizo la interacción de otros drenajes sobre la zona del proyecto.

Es necesario realizar una protección con gaviones o bolsacretos o alguna otra obra de protección marginal que garantice la disipación de energía en cada estribo, al menos 15 m a cada lado tanto aguas arriba como aguas abajo.

Se recomienda durante la etapa de revisión al estudio, ser informado al consultor cualquier observación ya que este es el responsable del estudio.

Se recomienda durante la etapa constructiva conservar todos los parámetros de diseño establecidos por esta consultoría, cualquier modificación debe ser informada para su aprobación.

Se debe realizar mantenimiento continuo a las obras proyectadas y existentes, con el fin de que la acumulación de residuos no afecte la capacidad hidráulica y de esta manera evitar que se produzcan inundaciones o encharcamientos.

Los caudales de diseño se calcularon utilizando la metodología propuesta en el método racional.

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.

18. REFERENCIAS

REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO - RAS/2000, Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico, del Ministerio de Desarrollo; Bogotá 2000.

AZEVEDO NETTO, de J.M. y ÁLVAREZ ACOSTA, Guillermo. Manual de Hidráulica, Ed. HARLA S.A. DE C.V., México, 1976.

MINISTERIO DEL TRANSPORTE - INSTITUTO NACIONAL VÍAS – INVIAS, "Manual de Drenaje para carreteras", Bogotá, 2009.

MINISTERIO DEL TRANSPORTE - INSTITUTO NACIONAL VÍAS – INVIAS, "Cartilla para diseño de pavimento con placa huella", Bogotá, 2013.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, "Hydraulic Design of Highway Culverts, Hydraulic Design Series Number 5 (HDS 5), J.M. Norman, R.J. Houghtlen, W.J. Johnston, Virginia, September 1985.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, "Manual de carreteras Volumen II, Parte II", Dirección General de Obras Públicas. Dirección de Vialidad, Santiago de Chile, junio 2002. Chow, V. Maidment, D. Mays, L., 1994. Hidrología Aplicada. Editorial Mc Graw-Hill Interamericana S.A. 1994.

Díaz, Bernardo. 2012. Hidrología e Hidráulica Aplicada. Editorial Universidad Tecnológica de Bolívar. Cartagena de Indias.

Suárez Díaz, Jaime. 2001. Control de erosión en zonas tropicales. Ediciones Universidad Industrial de Santander. 2001. Pág. 141.

Jiménez Salas, José A., 1980. Geotecnia y Cimientos. Editorial Rueda, 1980.

Riccardi, G., Basile, P. A., Stenta, H., Riesco, G. y Baglietto, P. Ajuste regional de predoctores de erosión en lechos cohesivos. XX Congreso Nacional del Agua, Mendoza (Argentina), mayo, 2005.