



UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

**ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO
JADÁN, PARROQUIA JADÁN, CANTÓN GUALACEO, PROVINCIA DEL AZUAY**

MONOGRAFÍA DE GRADO
PREVIO A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL

AUTORES: PABLO ANDRES CARVALLO CORRAL
JÉSSICA CAROLINA DELGADO TAPIA

DIRECTOR: ING. MSc. ESTEBAN PACHECO TOBAR

CUENCA - ECUADOR
SEPTIEMBRE 2013



RESUMEN

El presente estudio contempla un análisis de la información meteorológica, hidrológica e hidráulica para establecer parámetros y criterios que han permitido la validación de los procedimientos de cálculo y diseño para el puente sobre el Río Jadán (Parroquia Jadán, Cantón Gualaceo, Provincia del Azuay).

El análisis incorpora la caracterización morfológica e hidrológica del área de drenaje para el proyecto y el estudio de los procesos hidráulicos relacionados a flujo y socavación. Se ha determinado una precipitación máxima en 24 horas de 72.3mm, con intensidad de 3.01 mm/h. Se ha obtenido un caudal de diseño de $215\text{m}^3/\text{s}$ para un período de retorno de 100 años mediante la ponderación entre el método de la SCS y la modelación en HEC-HMS

Para el estudio de flujo se ha utilizado la herramienta HEC RAS para determinar los calados máximos, velocidad y tipo de flujo. Las condiciones de borde: coeficiente de rugosidad del cauce y los márgenes; se han determinado a partir de información recopilada en la zona; los datos de caudales obtenidos en la construcción del hidrograma total mediante el método SCS. Se ha obtenido alturas de flujo de 3.2 m sobre el fondo del cauce con una velocidad de 4.72 m/s.

Para el análisis de socavación se ha utilizado el método de Lischtvan – Levedliev con lo que se ha obtenido una profundidad esperada de 1.6 m.

Mediante el estudio se ha concluido que las condiciones de diseño para el puente ya construido, son coherentes con los resultados obtenidos en este estudio.

(Río Jadán, Hidrología, HEC-HMS, HEC-RAS, Socavación, Hietograma, Hidrograma, Caudal, Manning, Escorrentia, Precipitación, Gumbel)



ABSTRACT

This study provides an analysis of the meteorological, hydrological and hydraulic information to establish parameters and criteria that allowed the validation of the procedures of calculation and design for the bridge over the Jadán River located in Jadán, in the province of Azuay.

The analysis incorporates a characterization of the morphological and hydrological drainage area of the project and a study of the hydraulic processes related to flow and scour. It has been determined a maximum precipitation in 24 hours of 72.3mm, with an intensity of 3.01 mm/h.

In this concern it has been obtained as design flow the value of 215m³/s which corresponds to a return period of 100 years by the method of the SCS.

For the study of flow it has been used the software HEC RAS through which have been given the maximum drafts, speed, and type of flow, applying as conditions of edge: the coefficient of roughness of the riverbed and the margins and the data of flow, obtained in the construction of the total hydrograph using the SCS method. It has been obtained heights of flow of 3.2m above the riverbed with a speed of 4.72 m/s.

Finally for the characterization of scour it has used the method of Lischtvan - Levedliev which had been achieved an expected depth of 1.6 m.

Through the study has concluded that the conditions of design established for the bridge that is already built, are consistent with the results obtained in this study.

(Jadán River, Hydrology, HEC-HMS, HEC-RAS, Scour, Hyetograph, Hydrograph, Flow, Manning, Precipitation, Gumbel)



CONTENIDO

Resumen	2
Abstract.....	3
Contenido.....	4
1. Introducción	14
1.1. Objetivo del estudio.....	14
1.2. Antecedentes	14
2. Materiales y metodos.....	15
2.1. Ubicación del proyecto	15
2.2. Información	15
2.3. Cuenca hidrográfica	18
2.3.1. Determinación de los parámetros morfométricos	20
2.3.2. Determinación de índices hidrológicos	30
2.4. Condiciones topográficas y usos de suelo	32
2.4.1. Determinación del mapa de usos de suelo.....	32
2.5. Estudio de escorrentia.....	34
2.5.1. Método de la soil conservation service	34
2.5.2. Determinación del número de curva.....	35
3. Resultados.....	37
3.1. Coeficiente de escorrentía (C) y número de curva (CN)	37
3.2. Análisis estadístico de datos hidrometeorológicos.....	41
3.2.1. Homogenización de datos	41
3.2.2. Precipitaciones máximas en 24 horas	41
3.2.3. Bondad de ajuste: Distribución de Gumbel.....	43
3.2.4. Periodos de retorno	48
3.2.5. Intensidad máxima 24 horas.....	48
3.2.6. Determinación de la precipitación de diseño	49
3.2.7. Elaboración de curvas intensidad duración y frecuencia (IDF)	51
3.2.8. Elaboración del hietograma de diseño.....	54
3.2.9. Determinación del caudal de diseño para un período de retorno de 100 años	58
3.2.10. Modelización hidrológica de eventos máximos HEC–HMS	60



3.3. Análisis hidráulico.....	64
3.3.1. Variables y condiciones de contorno para el modelo HEC-RAS.....	66
3.3.2. Desarrollo del modelo matemático HEC-RAS	69
3.3.3. Evaluación de la socavación general del lecho	73
4. Discusión	77
5. Conclusiones y recomendaciones	84
6. Bibliografía	86
7. Anexos	88
7.1. Registro fotográfico	88
7.2. Tablas y mapas	90

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES Y TABLAS

Ilustración 2.1 Estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca del proyecto	17
Ilustración 2.2 Delimitación de la cuenca	19
Ilustración 2.3 Longitud del cauce principal.....	20
Ilustración 2.4 Curva Hipsométrica.....	24
Ilustración 2.5 Pendiente acumulada	26
Ilustración 2.6 Pendientes de la cuenca hidrográfica	27
Ilustración 2.7 Perfil del cauce principal	29
Ilustración 2.8 Mapa de usos de suelo de la Cuenca del Proyecto	33
Ilustración 3.1 Mapa de Usos de Suelo vs Pendiente a partir de procesamiento en ARCGIS	38
Ilustración 3.2 Ajuste de Gumbel para máximas precipitaciones en 24 horas	49
Ilustración 3.3 Método del Polígono de Thiessen aplicado a la cuenca del proyecto	50
Ilustración 3.4 Curvas de Intensidad Duración Frecuencia para diferentes períodos de retorno.....	53
Ilustración 3.5 Hietograma de precipitación total.....	55
Ilustración 3.6 Hietograma de precipitación total y efectiva.....	56
Ilustración 3.7 Hidrograma unitario SCS	58



Ilustración 3.8 Hidrograma total.....	58
Ilustración 3.9 Resultados de la modelación en HEC-HMS	62
Ilustración 3.10 Franja topográfica y secciones transversales	65
Ilustración 3.11 Ingreso de datos para hidrograma de flujo.....	68
Ilustración 3.12 Pendiente de fricción para condición de borde aguas abajo	68
Ilustración 3.13 Ingreso de información del modelo en HEC-RAS	69
Ilustración 3.14 Ventana de análisis para flujo no permanente	70
Ilustración 3.15 Resultados de la modelación hidráulica del Río Jadán.....	71
Ilustración 3.16 Análisis de Socavación general del lecho	75
Ilustración 7.1 Mapa de zonificación de intensidades para el Ecuador	91
Tabla 2.1 Estaciones pluviométricas cercanas a la cuenca del proyecto.....	16
Tabla 2.2 Cálculo de la elevación media de la cuenca.....	22
Tabla 2.3 Determinación de la curva hipsométrica.....	24
Tabla 2.4 Determinación de la pendiente de la cuenca.....	25
Tabla 2.5 Pendiente media del cauce principal	28
Tabla 2.6 Rectángulo Equivalente.....	30
Tabla 2.7 Resumen de indicadores hidrológicos.....	32
Tabla 2.8 Usos de suelo de la cuenca del proyecto	34
Tabla 3.1 Usos de suelo vs Pendiente	39
Tabla 3.2 Coeficiente de escorrentía en función de la pendiente y uso de suelo del proyecto	39
Tabla 3.3 Coeficiente de escorrentía ponderado.....	39
Tabla 3.4 Determinación de CN	40
Tabla 3.5 Registro de precipitaciones máximas 24 horas (mm).....	42
Tabla 3.6 Resultados del análisis en la estación Gualaceo	45
Tabla 3.7 Resultados del análisis de la estación Cumbe	46
Tabla 3.8 Resultados del análisis de la estación Ricaurte	47
Tabla 3.9 Precipitaciones para un período de retorno determinado.....	48
Tabla 3.10 Precipitación máxima de diseño a partir del polígono de Thiessen....	51
Tabla 3.11 Resultados para elaborar la curva IDF	53
Tabla 3.12 Hietograma de tormenta.....	54
Tabla 3.13 Construcción de Hietogramas	55
Tabla 3.14 Cálculos para elaboración del hidrograma unitario	57
Tabla 3.15 Construcción del hidrograma unitario.....	57
Tabla 3.16 Cuadro para cálculo del hidrograma total.....	59



Tabla 3.17 Parámetros HEC-HMS	61
Tabla 3.18 Determinación del caudal de diseño.....	64
Tabla 3.19 Parámetros para evaluar la socavación del lecho	73
Tabla 3.20 Análisis de Socavación general del lecho	76
Tabla 7.1 Valores críticos de la prueba de Kolmogorov - Smirnov.....	90



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, **Pablo Andrés Carvallo Corral**, autor de la tesis "ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JADÁN, PARROQUIA JADÁN, CANTÓN GUALACEO, PROVINCIA DEL AZUAY", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de **Ingeniero Civil**. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Septiembre del 2013

Pablo Andrés Carvallo Corral
010403780-9

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjvb@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, **Jessica Carolina Delgado Tapia**, autora de la tesis "**ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JADÁN, PARROQUIA JADÁN, CANTÓN GUALACEO, PROVINCIA DEL AZUAY**", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de **Ingeniera Civil**. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Septiembre del 2013

Jessica Carolina Delgado Tapia
010478275-0



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, **Pablo Andrés Carvallo Corral**, autor de la tesis "**ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JADÁN, PARROQUIA JADÁN, CANTÓN GUALACEO, PROVINCIA DEL AZUAY**", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Septiembre del 2013

Pablo Andrés Carvallo Corral
010403780-9

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, **Jessica Carolina Delgado Tapia**, autora de la tesis "ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JADÁN, PARROQUIA JADÁN, CANTÓN GUALACEO, PROVINCIA DEL AZUAY", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Septiembre del 2013

Jessica Carolina Delgado Tapia
010478275-0

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



DEDICATORIA

A mis padres Rodrigo y Teté, por haber sido mi guía, mi soporte y mi ejemplo cada día de mi vida, por haber impulsado cada sueño y haberme motivado siempre a alcanzar las metas que me he propuesto. A mi esposa Ana Cristina por ser la mejor compañera de viaje, por creer en mí y darme la fuerza que se necesita cada día para seguir creciendo. A mis ñaños Maveroy y Juancris, a mis abuelos, tíos, primos y amigos por todo su apoyo y cariño, gracias por cada momento que hemos compartido y que de una u otra forma me han convertido en lo ahora soy.

Pablo

Al concluir esta etapa tan importante en mi vida, dedico el esfuerzo y el trabajo que me permitieron realizar éste sueño a mis padres Dori y Miguel, por haber sido mi soporte y enseñarme a luchar por este sueño. A mi esposo Mario, por ser mi fuerza y por haberme apoyado en los buenos y malos momentos. A mis hermanos Karen y Miguel, por estar a mi lado y el enorme cariño que siempre me han dado. A mi hijo Juan Pedro, por ser mi fuerza y mi razón de vivir, gracias por ser el mejor regalo. A mi familia y amigos, que forman parte importante en mi vida y hoy comparten conmigo este sueño.

Jessica



AGRADECIMIENTO

Al Ing. Esteban Pacheco y al Ing. Cristian Coello, ya que con su conocimiento y experiencia nos guiaron en el desarrollo de ésta monografía. Agradecemos por el tiempo dedicado y el apoyo brindado en este proceso.



***ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO
JADÁN, PARROQUIA JADÁN, CANTÓN GUALACEO, PROVINCIA DEL AZUAY***

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO

OBJETIVO GENERAL

Realizar un estudio hidrológico – hidráulico para el proyecto de puente ubicado en el río Jadán en las coordenadas (WGS84) 735 187E,9 681 631N

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar la información hidrometeorológica histórica disponible en la zona del proyecto
- Caracterizar morfológica e hidrológicamente la cuenca hidrográfica de estudio
- Realizar la caracterización hidráulica del cauce en el sitio de emplazamiento mediante el modelo matemático HEC RAS

1.2. ANTECEDENTES

Como parte del programa de desarrollo de infraestructura establecido por las Instituciones Públicas de la región, se ha construido el puente sobre el Río Jadán que beneficia a la configuración de la red vial alterna que enlaza las poblaciones por la ruta Guanguarcucho - Jadán – Gualaceo. En este contexto, y en el marco de la ejecución del curso de graduación “Vialidad, Transporte y Construcciones” impartido por la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, se ha desarrollado el presente estudio con la finalidad de establecer criterios hidrológicos e hidráulicos para el puente. Se debe indicar que existe un estudio previo que ha sido desarrollado por RASTER INGENIERÍA DE PROYECTOS, en este sentido, el presente, es un análisis complementario que permite el establecimiento de validación y criterios adicionales para el tratamiento y depuración de la información hidrometeorológica y modelización hidráulica.



2. MATERIALES Y METODOS

2.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto está ubicado en la parroquia Jadán del Cantón Gualaceo – Provincia del Azuay (Ver **Ilustración 2.2**), en la vía principal que se comunica con la Panamericana Norte en el sector de Guagarcucho en la coordenada 735 187 E, 9 681 631N del sistema WGS84 y en la cota 2650 msnm.

2.2. INFORMACIÓN

CARTOGRAFÍA

Para el estudio se ha dispuesto de cartografía en formato Shapefile (SHP) (UDA – CGPaute 2008). Los mapas se han construido a partir del modelo digital del terreno MDT a través del módulo Hydrologyc de ESRI ArcGIS 8.3. El MDT se construyó desde curvas de nivel cada 40m.

La información de base corresponde a las siguientes cartas topográficas:

- Cuenca, 1992. N V-F4, 3 Edición
- Chaucha, 1973. N V-F3, 1 Edición
- S. Fernando, 1971. N VI-B1, 1 Edición
- Girón, 1992. N VI-B2, 3 Edición
- Sigsig, 1992. Ñ VI-A1, 2 Edición
- Gualaceo, 1992. Ñ V-E3, 1 Edición
- Mariano Moreno, 1992. Ñ V-E4, 1 Edición
- Chiquintad, 1992. N V-F2, 2 Edición
- Azogues, 1992. Ñ V-E1, 2 Edición
- Guachapala, 1992. N V-E2, 2 Edición
- Cañar, 1990. Ñ V-C3, 1 Edición
- Huangra, 1990. Ñ V-C2, 2 Edición
- Taday (Cola de S. Pablo), 1992. Ñ V-C4, 2 Edición



- San Juan Bosco, 1992. Ñ VI-A2, 2 Edición
- Gima, 1992. Ñ VI-A3, 1 Edición
- S. Fco. de Gualleturo, 1987. N V-D4, 1 Edición
- Yaritzagua, 1981. N VI-B4, 2 Edición
- Juncal, 1992. Ñ V-C1, 2 Edición.
- Cerro Ayapungu, 1994. Ñ V-D1, 1 Edición
- Guarumales, 1993. Ñ V D3, 1 Edición
- Santiago de Méndez, 1993. Ñ V-F1, 1 Edición
- Limón, 1993. Ñ V-F3, 1 Edición

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

La información topográfica ha sido tomada del estudio previo realizado en la zona del proyecto en el año 2011. Se ha tomado una franja de 60m de ancho con una longitud de 160m, de ésta se ha determinado los cortes a lo largo del cauce mediante la herramienta de diseño asistido por computador, AutoCAD Civil 3D.

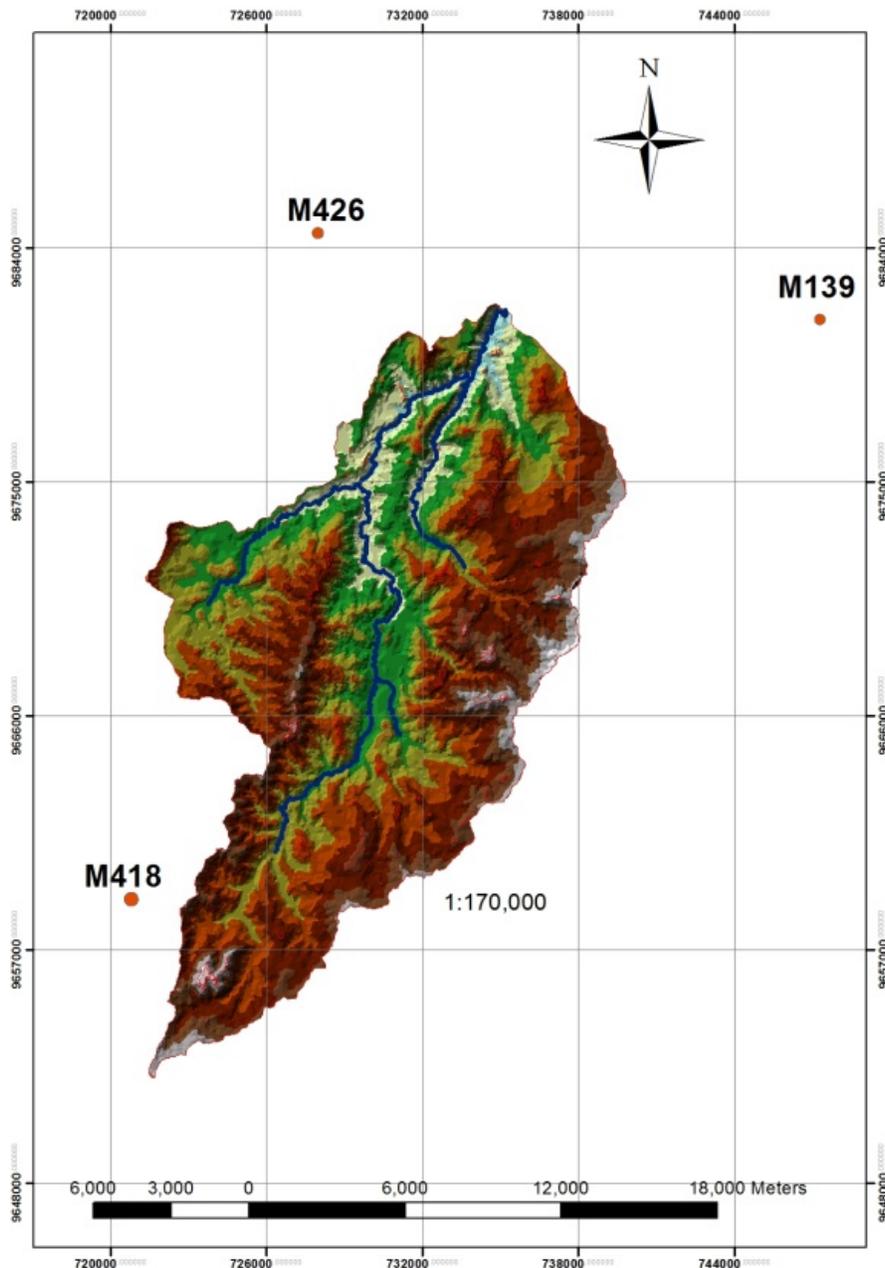
INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

Se ha hecho uso de los datos pluviométricos obtenidos del registro del INAMHI, que corresponden a la precipitación registrada en tres pluviómetros alrededor de la cuenca hidrográfica en estudio (**Ilustración 2.1**), dicha información corresponde a las precipitaciones máximas en 24 horas, entre los años 1990 y 2010, con algunas intermitencias.

Tabla 2.1 Estaciones pluviométricas cercanas a la cuenca del proyecto

NOMBRE	CODIGO	ELEVACION	TIPO		LATITUD	LONGITUD
Cumbe	M-418	2720	PV	Pluviométrica	030458S	790046W
Gualaceo	M-139	2230	CP	Climatológica Principal	025255S	784635W
Ricaurte	M-426	2545	PV	Pluviométrica	025103S	785655W

Ilustración 2.1 Estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca del proyecto



La información ha sido recopilada de los Anuarios publicados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, INAMHI, el cual contiene un resumen estadístico anual de las observaciones y mediciones de los parámetros



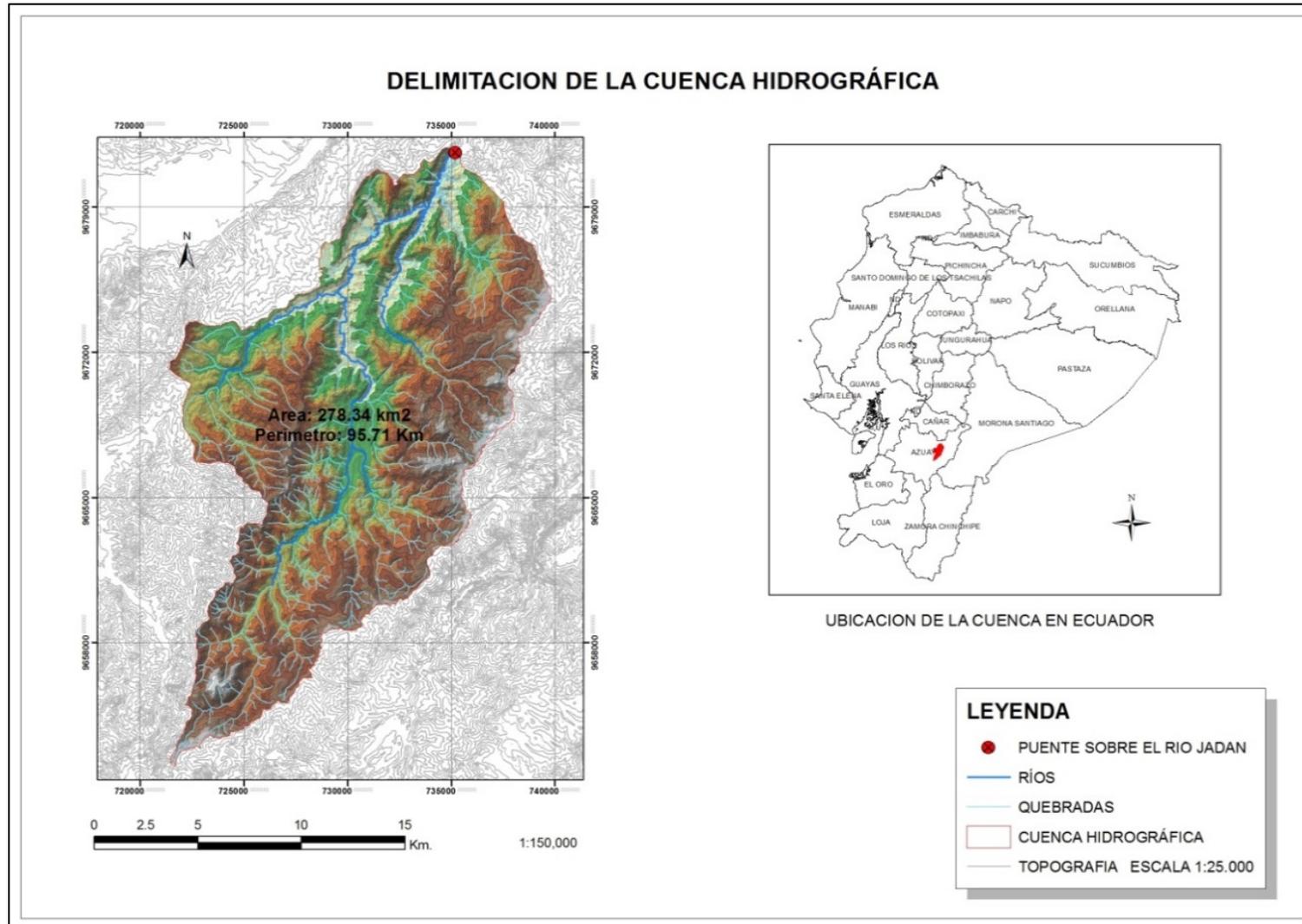
meteorológicos generados que han sido procesadas en la Gestión de Desarrollo Informático.

2.3. CUENCA HIDROGRÁFICA

El área de drenaje de interés para el proyecto corresponde a la cuenca hidrográfica del río Jadán (Subcuenca del Río Paute). La delimitación del área de drenaje se ha realizado mediante la interpretación y análisis geográfico de la cartografía disponible. Para ello se ha empleado el programa de aplicación de Sistemas de Información Geográfica, ArcGIS.

Para el análisis se han contemplado la delimitación a través del módulo Hydrologyc de ESRI ArcGIS 10.0.

Ilustración 2.2 Delimitación de la cuenca

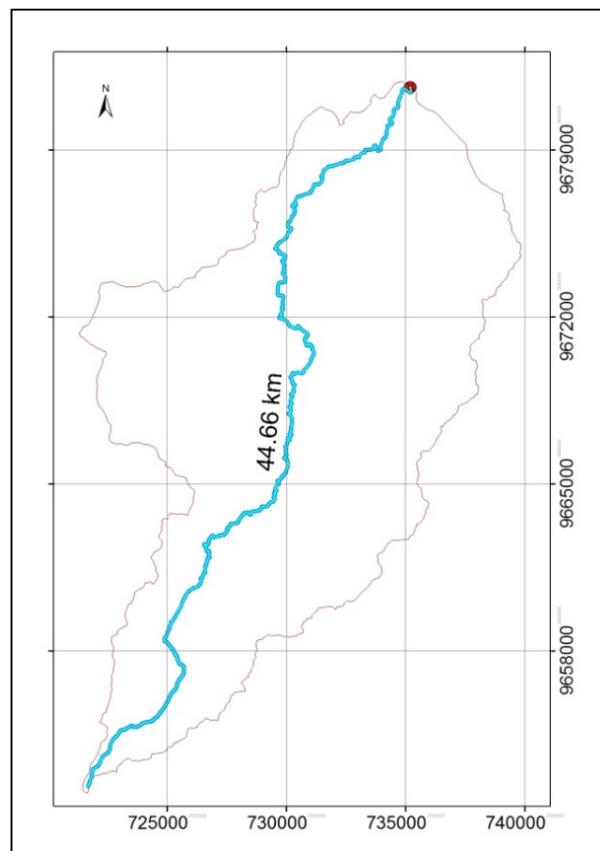


2.3.1. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

Es la medida del escurrimiento principal de la cuenca, medidos desde la parte más alta de la cuenca hasta la salida (FUENTES, 2004). La longitud del cauce principal en el área de estudio es de **44.66 km**.

Ilustración 2.3 Longitud del cauce principal



ÁREA DE LA CUENCA

El área de una cuenca es el área plana en proyección horizontal, encerrada por la divisoria. (CAMPOS, 1998). El área establecida mediante la poligonización de la cuenca en el GIS es de **278.34 Km²**.



PERÍMETRO DE LA CUENCA

Perímetro de la cuenca es la longitud de la línea de la divisoria. La cuenca en análisis tiene un perímetro de **95.71 km**.

FACTOR DE FORMA

El factor de forma de Horton expresa la relación existente entre el área de la cuenca (A), y el cuadrado de la longitud máxima o longitud axial de la misma (Lb).

$$Rf = \frac{A}{Lb^2}$$

La longitud axial de la cuenca en estudio es de **32.62 km** que se ha medido siguiendo el desarrollo longitudinal del cauce principal, hasta llegar a la divisoria de la cuenca en el punto más alejado. Con ello, la cuenca en análisis tiene un **factor de forma** igual a **0.26**

DESNIVEL ALTITUDINAL

El desnivel es el valor de la diferencia entre la cota más alta de la cuenca y la más baja. Este valor se relaciona con la variabilidad climática y ecológica (Fuentes, 2004). La elevación máxima de la cuenca en estudio es de 3337m y la mínima es de 2480m, con esta información se tiene que el desnivel de la cuenca es **857m**.

ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA

Para estimar la elevación media se ha desarrollado el método denominado Área-Elevación, éste método inicia con la medición del área de las diferentes franjas de terreno delimitadas por las curvas de nivel consecutivas y la divisoria de aguas. Luego la elevación media de la cuenca será:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \times e_i}{A_t}$$



Donde:

- E_m : Elevación media de la cuenca en metros.
 A_i : Área de cada franja en Km².
 e_i : Promedio de la elevación de cada franja.
 A_t : Área total de la cuenca en Km².

Tabla 2.2 Cálculo de la elevación media de la cuenca

ELEVACION MEDIA DE LA CUENCA (Em)					
Cotas		ei	Ai (m2)	Ai (km2)	Ai x ei
2400	- 2500	2450	55610	0.06	136.24
2500	- 2600	2550	8715558.68	8.72	22224.67
2600	- 2700	2650	27576170.3	27.58	73076.85
2700	- 2800	2750	49817268.1	49.82	136997.49
2800	- 2900	2850	59989453.9	59.99	170969.94
2900	- 3000	2950	65448808.9	65.45	193073.99
3000	- 3100	3050	43836417.2	43.84	133701.07
3100	- 3200	3150	19062372.3	19.06	60046.47
3200	- 3300	3250	3048748.73	3.05	9908.43
3300	- 3400	3350	68741.96	0.07	230.29
Total				277.62	800365.45

Em	2882.96
-----------	---------

Se ha determinado que la elevación media de la cuenca es **2882.96 msnm**.

COEFICIENTE DE MASIVIDAD

Este coeficiente representa la relación entre la elevación media de la cuenca y su superficie. (FUENTES, 2004)

$$Km = \frac{Em}{A}$$



Donde:

- K_m : Coeficiente de masividad.
 E_m : Elevación media de la cuenca. (m)
 A : Área de la cuenca hidrográfica (km²)

El coeficiente de masividad del área de estudio es **10.39**.

DENSIDAD DE DRENAJE

Según Londoño (2001), la longitud total de los cauces dentro de una cuenca hidrográfica, dividida por el área total de drenaje, define la densidad de drenaje o longitud de cauces por unidad de área. Este parámetro se expresa en Km/Km².

$$D = \frac{L}{A}$$

Donde:

- D : Densidad de drenaje.
 L : Longitud total de los cauces (km)
 A : Área de la cuenca hidrográfica (km²)

Con la cartografía disponible, se ha determinado la longitud de los cauces mediante el GIS, la longitud total de los ríos es 57.4 km, mientras que la longitud total de las quebradas es 439.27 km. Es decir que el valor de L es 496.67 km.

Con esto se ha obtenido una densidad de drenaje de **1,78 km/km²**.

CURVA HIPSOMÉTRICA DE LA CUENCA

La topografía o relieve de una cuenca puede tener más influencia sobre su respuesta hidrológica que la forma de la misma. Por otra parte, es frecuente definir el relieve de una cuenca por medio de su llamada curva hipsométrica, la cual representa gráficamente las elevaciones del terreno en función de las superficies correspondientes. (CAMPOS, 1998). Este parámetro se ha construido

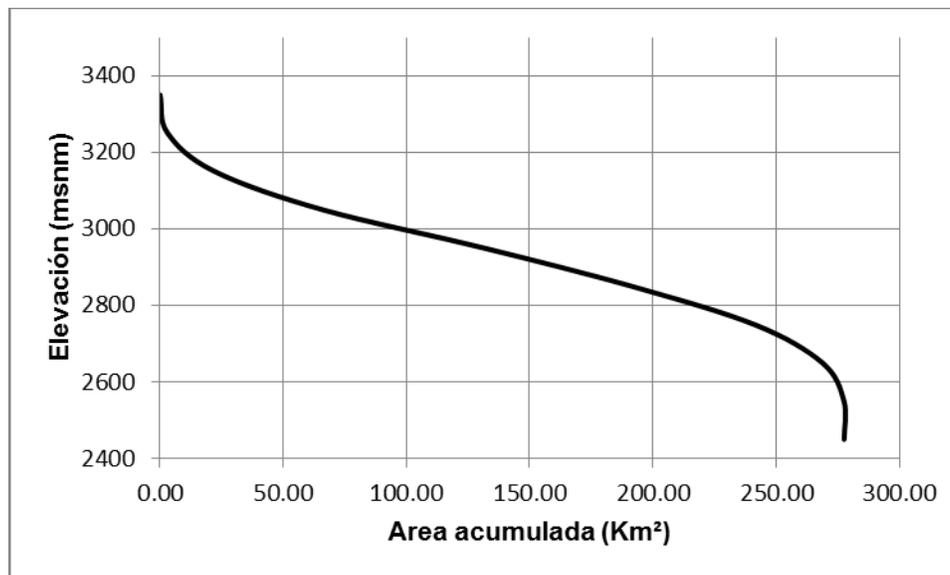


determinando el área entre curvas de nivel y representando en una gráfica el área acumulada por encima o debajo de una cierta elevación.

Tabla 2.3 Determinación de la curva hipsométrica

CURVA HIPSONÉTRICA					
Cotas		Elev. Media	Area (m ²)	Area (km ²)	Area Acum.
2400	- 2500	2450	55610	0.06	277.62
2500	- 2600	2550	8715558.68	8.72	277.56
2600	- 2700	2650	27576170.3	27.58	268.85
2700	- 2800	2750	49817268.1	49.82	241.27
2800	- 2900	2850	59989453.9	59.99	191.45
2900	- 3000	2950	65448808.9	65.45	131.47
3000	- 3100	3050	43836417.2	43.84	66.02
3100	- 3200	3150	19062372.3	19.06	22.18
3200	- 3300	3250	3048748.73	3.05	3.12
3300	- 3400	3350	68741.96	0.07	0.07

Ilustración 2.4 Curva Hipsométrica





PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Dada la variación considerable de la pendiente del terreno de la cuenca de estudio, se ha considerado necesario definir un índice promedio que la represente. La **Tabla 2.4** muestra el cálculo que se ha realizado para determinar la pendiente media de la cuenca en estudio.

Tabla 2.4 Determinación de la pendiente de la cuenca

PENDIENTES (%)			OCURRENCIAS	FRECUENCIA %	FRECUENCIA ACUMULADA	PEND. MEDIA	OCURRENCIAS X PEND. MEDIA
0	-	10	45482	26.16	100.00	5	227410
10	-	20	12958	7.45	73.84	15	194370
20	-	30	31021	17.84	66.39	25	775525
30	-	40	33219	19.11	48.54	35	1162665
40	-	50	23732	13.65	29.44	45	1067940
50	-	60	13429	7.72	15.78	55	738595
60	-	70	7102	4.09	8.06	65	461630
70	-	80	3741	2.15	3.98	75	280575
80	-	90	1796	1.03	1.82	85	152660
> 90			1374	0.79	0.79	100	137400
TOTAL			173854	100.00			5198770

$$S_{med} = \frac{5198770}{173854} = 29.9$$

La pendiente media de la cuenca es **30%**, con una frecuencia del 57,5%.

Ilustración 2.5 Pendiente acumulada

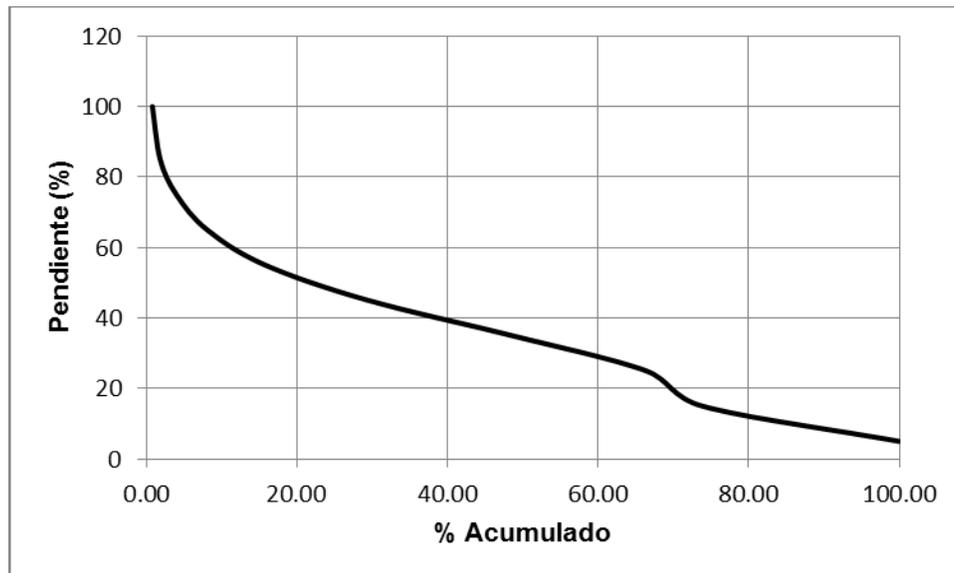
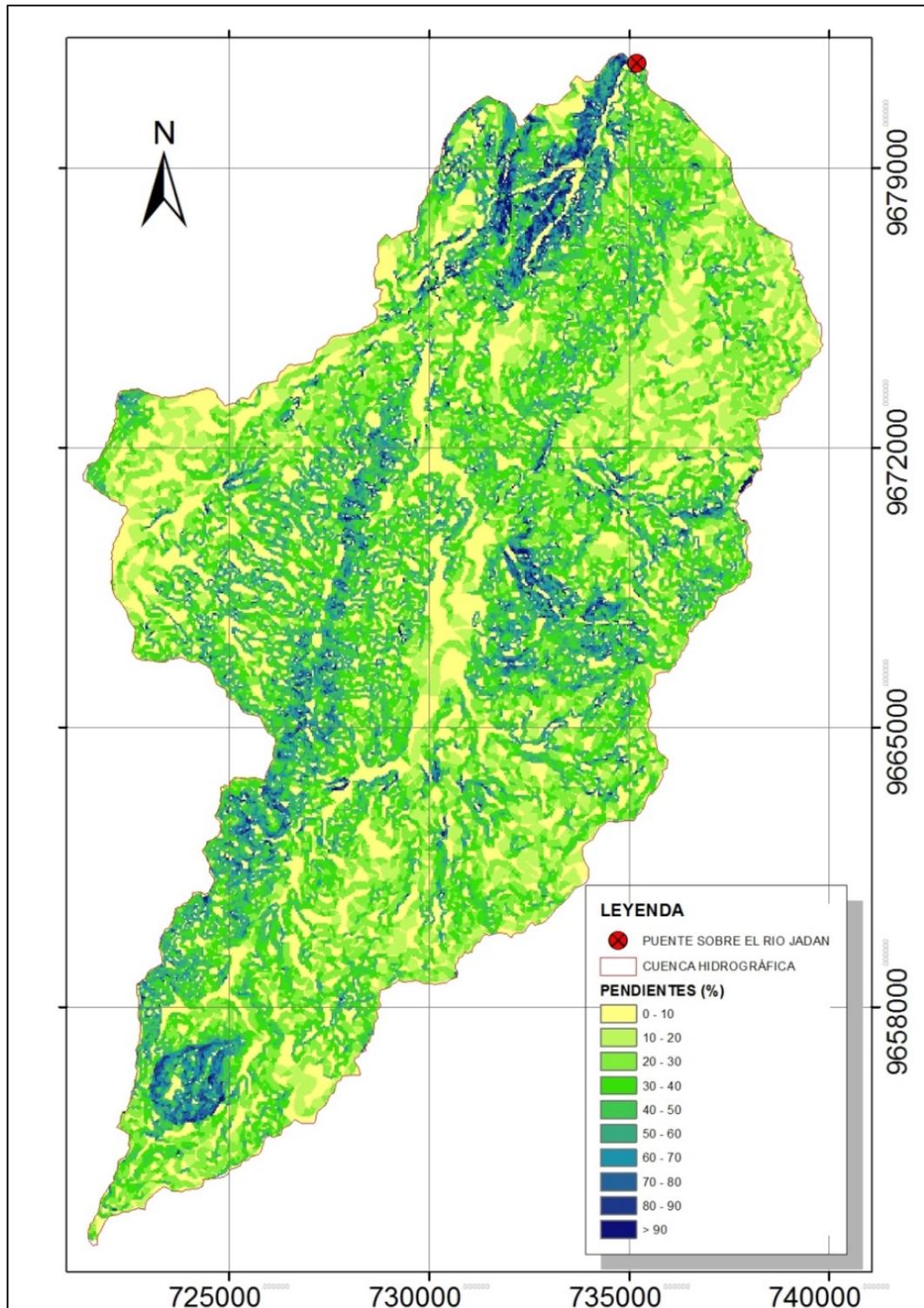


Ilustración 2.6 Pendientes de la cuenca hidrográfica





PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL

La pendiente media del cauce se ha calculado con el método de los valores extremos. El método consiste en determinar el desnivel entre los puntos más elevado y más bajo del cauce y, luego, dividir este valor entre la longitud del mismo.

$$Pm = \frac{\Delta h}{L} \times 100$$

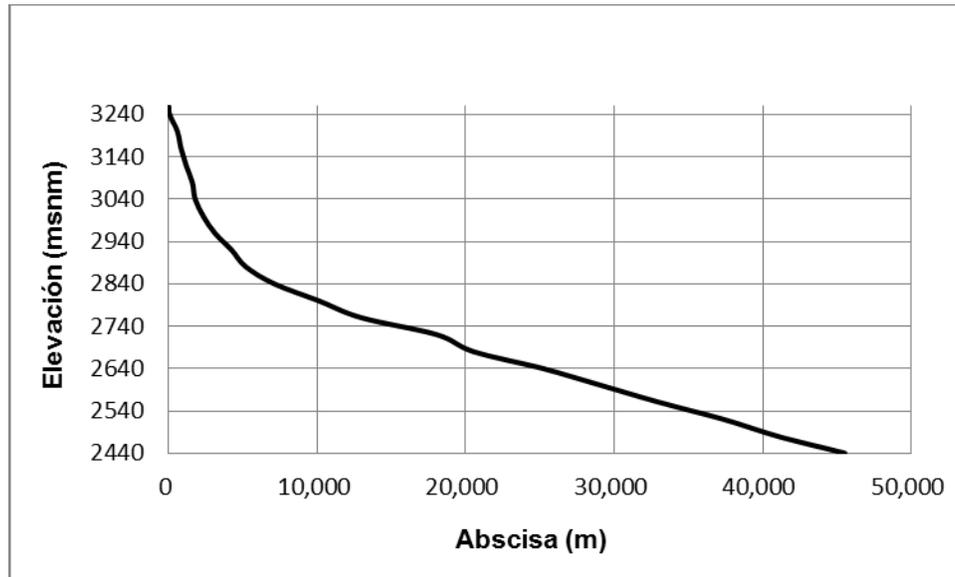
Donde:

- Pm*: Pendiente media del cauce.
- Δh : Diferencia de nivel de una sección.
- L*: Longitud de la sección.

Tabla 2.5 Pendiente media del cauce principal

ABSCISA	COTA	Pi	L	Pi*L
0+000.00	3260	33.07%	60.47	20
0+060.47	3240	7.61%	525.77	40
0+586.24	3200	16.88%	237.02	40
0+823.27	3160	11.63%	343.98	40
1+167.25	3120	9.71%	411.91	40
1+579.16	3080	19.98%	200.19	40
1+779.34	3040	7.38%	542.18	40
2+321.52	3000	5.11%	782.42	40
3+103.94	2960	3.53%	1131.96	40
4+235.90	2920	4.12%	971.32	40
5+207.22	2880	2.08%	1922.89	40
7+130.11	2840	1.34%	2977.25	40
10+107.36	2800	1.39%	2883.76	40
12+991.12	2760	0.79%	5071.12	40
18+062.24	2720	1.63%	2460.63	40
20+522.87	2680	0.86%	4668.24	40
25+191.11	2640	1.01%	3955.77	40
29+146.87	2600	1.03%	3902.00	40
33+048.88	2560	0.93%	4312.68	40
37+361.55	2520	1.10%	3630.91	40
40+992.46	2480	0.88%	3598.37	31.7
44+590.83	2448	Total	44590.83	811.7
			Pm (%)	1.82%

Ilustración 2.7 Perfil del cauce principal



Se ha determinado que la pendiente media del cauce es de **1.82%**.

RECTÁNGULO EQUIVALENTE

Para comparar la influencia de las características de las cuencas sobre la escorrentía se ha determinado este parámetro que es definido como un rectángulo que tiene la misma área de la cuenca, e igual índice de compacidad de Gravelius. La característica más importante de este rectángulo es que tiene igual distribución de alturas, que la curva hipsométrica de la cuenca. (LONDOÑO, 2001)

Las fórmulas para dimensionar el rectángulo son:

$$L = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times Kc \times \sqrt{A} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \times \frac{1}{Kc} \right)^2} \right]$$

$$a = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times Kc \times \sqrt{A} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \times \frac{1}{Kc} \right)^2} \right]$$

Donde:

L: Lado largo del rectángulo.

a: Lado corto del rectángulo.



K_c : Coeficiente de compacidad.

A: Área de la cuenca hidrográfica

Tabla 2.6 Rectángulo Equivalente

Área	278.3	Km ²
Perímetro	95.71	Km
K_c	1.618	

L	41.08	Km
a	6.78	Km

Área	278.34	Km ²
Perímetro	95.71	Km

$$K_c = 0.2821 \times \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$L = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times K_c \times \sqrt{A} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \times \frac{1}{K_c} \right)^2} \right]$$

$$a = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times K_c \times \sqrt{A} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \times \frac{1}{K_c} \right)^2} \right]$$

2.3.2. DETERMINACIÓN DE ÍNDICES HIDROLÓGICOS

COEFICIENTE DE COMPACIDAD (K_c)

Definido como el cociente adimensional entre el perímetro de la cuenca y la circunferencia de un círculo con área igual al tamaño de la cuenca en Km².

$$K_c = 0.2821 \times \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

K_c : Coeficiente de compacidad.

P: Perímetro de la cuenca.

A: Área de la cuenca.

El coeficiente de compacidad del área de estudio es **1.62**

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración se define como: el tiempo de viaje de una porción de agua desde el punto más distante de la cuenca hasta el sitio en consideración.



Rojas (2009) presenta una comparación de diferentes métodos llegando a la conclusión de que el método de Kirpich (1940) presenta resultados aceptables y lo recomienda por su sencillez. La ecuación del método es:

$$T_c = 0.0195 \times \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

- T_c*: Tiempo de concentración en minutos.
- L*: La longitud del cauce principal en metros.
- H*: El desnivel entre el extremo de la cuenca y el punto de descarga.

$$T_c = 0.0195 \times \left(\frac{44660^3}{857} \right)^{0.385} = 340 \text{ min}$$

El tiempo de concentración de la cuenca en análisis es **340 minutos**.

TIEMPO DE RETARDO

El tiempo de retardo, según Terrebbonne, es el tiempo en horas medido desde el centro de gravedad de la figura que representa la precipitación neta y el pico de descarga del hidrograma triangular SCS calculado.

$$tr = \frac{2.587 \times L^{0.8} \times \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{1900 \times H^{0.5}}$$

Donde:

- tr*: Tiempo de retardo (horas)
- L*: Longitud del cauce principal (metros)
- CN*: Número de curva
- H*: Pendiente media de la cuenca (%)

A partir de ésta fórmula se ha determinado que el tiempo de retardo de la cuenca es: **3.87 horas**.



RESUMEN DE INDICADORES HIDROLÓGICOS

Tabla 2.7 Resumen de indicadores hidrológicos

INDICADORES HIDROLÓGICOS		
CARACTERÍSTICAS	SIMBOLOGÍA	VALOR
Área	A (km ²)	278.34
Perímetro	P (km)	95.71
Longitud del Río	Lrío (km)	44.66
Altura Máxima	Hmax (msnm)	3337.00
Altura Mínima	Hmin (msnm)	2480.00
Altura Media	Em (msnm)	2882.96
Coefficiente de Compacidad	Kc	1.62
Tiempo de concentración	Tc (min)	340.00
Tiempo de retardo	tr (horas)	3.87
Factor de Forma	Rf	0.26
Pendiente media de la cuenca	Smed (%)	30.00
Pendiente media del cauce principal	Smed (%)	1.80
Coefficiente de masividad	Km	10.39
Densidad de drenaje	D (Km/km ²)	1.78
Rectángulo Equivalente (Lado mayor)	L (km)	41.08
Rectángulo Equivalente (Lado menor)	a (km)	6.78

2.4. CONDICIONES TOPOGRÁFICAS Y USOS DE SUELO

2.4.1. DETERMINACIÓN DEL MAPA DE USOS DE SUELO

Para la elaboración del mapa de usos de suelo de la Cuenca del Proyecto se ha empleado el software de procesamiento geoespacial ARC GIS 10, como se puede observar en la **Ilustración 2.8**.

Ilustración 2.8 Mapa de usos de suelo de la Cuenca del Proyecto

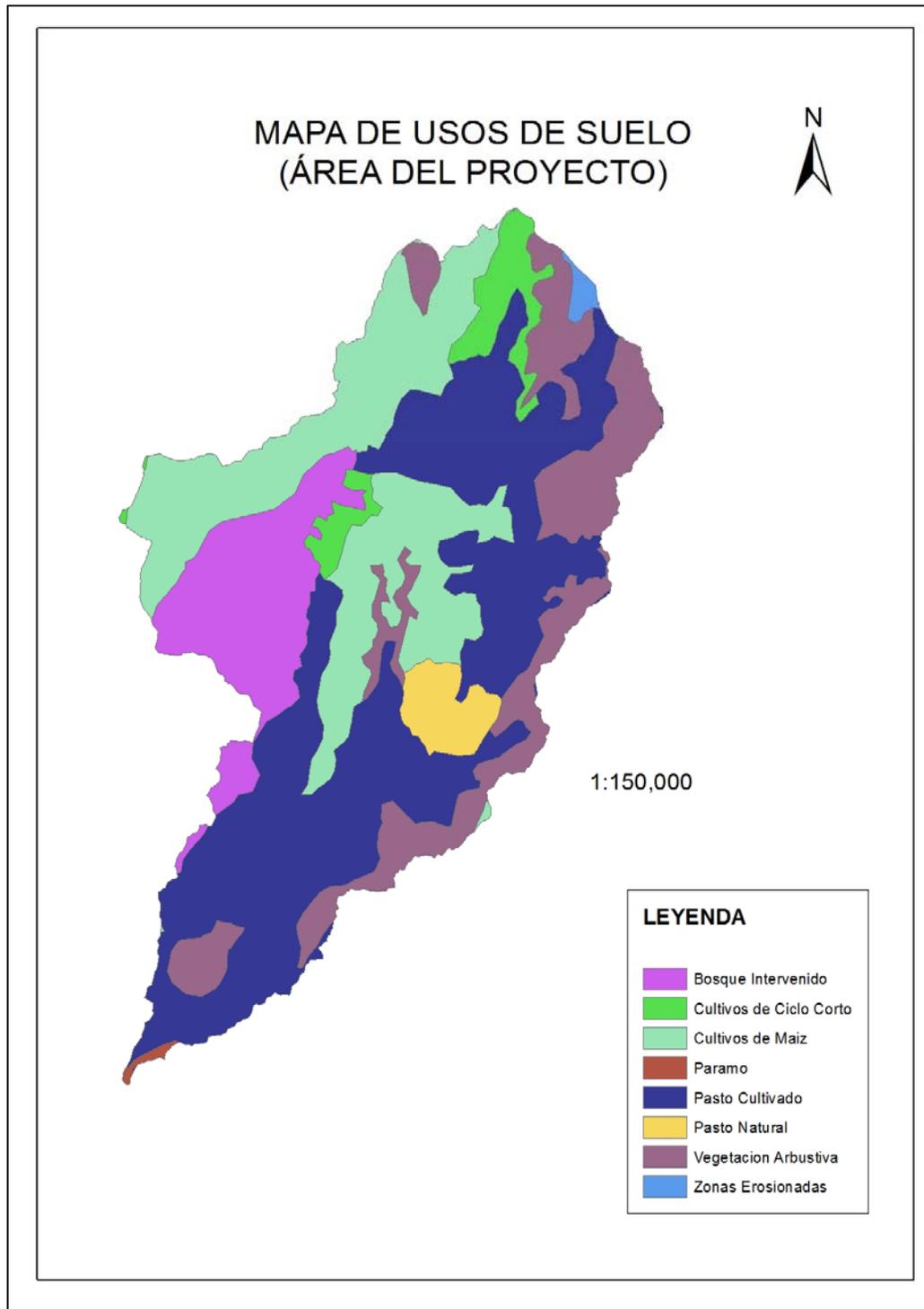




Tabla 2.8 Usos de suelo de la cuenca del proyecto

DISTRIBUCIÓN DE USOS DE SUELO ÁREA DEL PROYECTO		
Zonas erosionadas	1.32 km ²	0.47%
Bosque intervenido	32.73 km ²	11.76%
Cultivos de ciclo corto	11.96 km ²	4.30%
Cultivos de maíz	66.98 km ²	24.06%
Páramo	0.59 km ²	0.21%
Pasto cultivado	111.12 km ²	39.92%
Pasto natural	7.67 km ²	2.76%
Vegetación arbustiva	45.96 km ²	16.51%
Total	278.33 km ²	100.00%

2.5. ESTUDIO DE ESCORRENTIA

2.5.1. MÉTODO DE LA SOIL CONSERVATION SERVICE

Éste método desarrollado por el SCS, también llamado “número de curva” consta de dos partes, en la primera se estima el volumen de escorrentía resultante del escurrimiento directo después de una precipitación, y en la segunda se determina el tiempo de distribución del escurrimiento, incluyendo el caudal de punta. (VENTE CHOW, 1994)

Esto se hace estableciendo que la relación entre la retención real ($P - Ia - Q$), y la retención potencial máxima (S) es igual a la relación entre la escorrentía real (Q) y la escorrentía potencial máxima ($P - Ia$):

$$\frac{P - Ia - Q}{S} = \frac{Q}{P - Ia}$$

La experiencia práctica ha demostrado que Ia es aproximadamente el 20% de la retención potencial máxima, así:

$$Ia = 0.2 \times S$$



Por lo que la ecuación de escurrimiento puede escribirse como:

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

El valor de S (en pulgadas) se relaciona con el número de curva de escorrentía (CN) por la definición:

$$CN = \left(\frac{1000}{10 + S} \right)$$

Mediante transformación de unidades, S (milímetros), se tiene que:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

2.5.2. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA

Para determinar el volumen de escurrimiento, se ha realizado una estimación del valor de CN, dependiendo de características de la cuenca tales como uso de la tierra, condiciones del suelo y condiciones de humedad de la cuenca en el momento de ocurrir, la precipitación.

Las condiciones hidrológicas se han determinado partiendo de la densidad de la vegetación, por ejemplo praderas naturales muy pastadas se clasifican como deficientes y por el contrario, praderas permanentes no pastadas se clasifican como buenas. A continuación se ha descrito la clasificación de los suelos de acuerdo al potencial de escorrentía (SOIL CONSERVATION SERVICE, 1972)

Para la determinación del Número de Curva, las zonas erosionadas se han considerado como calles y carreteras de grava, el área correspondiente a bosque



intervenido junto con vegetación arbustiva se ha clasificado como un bosque de troncos delgados y cubierta pobre, los cultivos de maíz así como los de ciclo corto se han considerado como tierra cultivada con tratamiento de conservación, el páramo junto con el pasto cultivado se han calificado como pastizales en condiciones pobres y el pasto natural como un área abierta en condiciones aceptables.



3. RESULTADOS

3.1. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C) Y NÚMERO DE CURVA (CN)

Para caracterizar la fracción de agua del total de lluvia precipitada que realmente genera escorrentía superficial una vez que se ha saturado el suelo por completo se ha determinado el coeficiente de escorrentía C. Su valor depende de las características concretas del terreno que determinan la infiltración del agua en el suelo (IBÁÑEZ, 2011). La literatura técnica dispone de rangos establecidos para valores típicos del coeficiente de escorrentía dependiendo del uso de suelo y condiciones de pendiente (VEN TE CHOW, 1994).

Para cada uso de suelo identificado y de acuerdo a su pendiente se ha determinado su coeficiente de escorrentía propio, finalmente a partir de una media ponderada de dichos coeficientes, se ha obtenido un valor representativo equivalente para la zona de estudio.

$$C_{ponderado} = \frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i}$$

Donde:

C_i : Coeficiente de escorrentía para un área i

A_i : Área i

Ilustración 3.1 Mapa de Usos de Suelo vs Pendiente a partir de procesamiento en ARCGIS

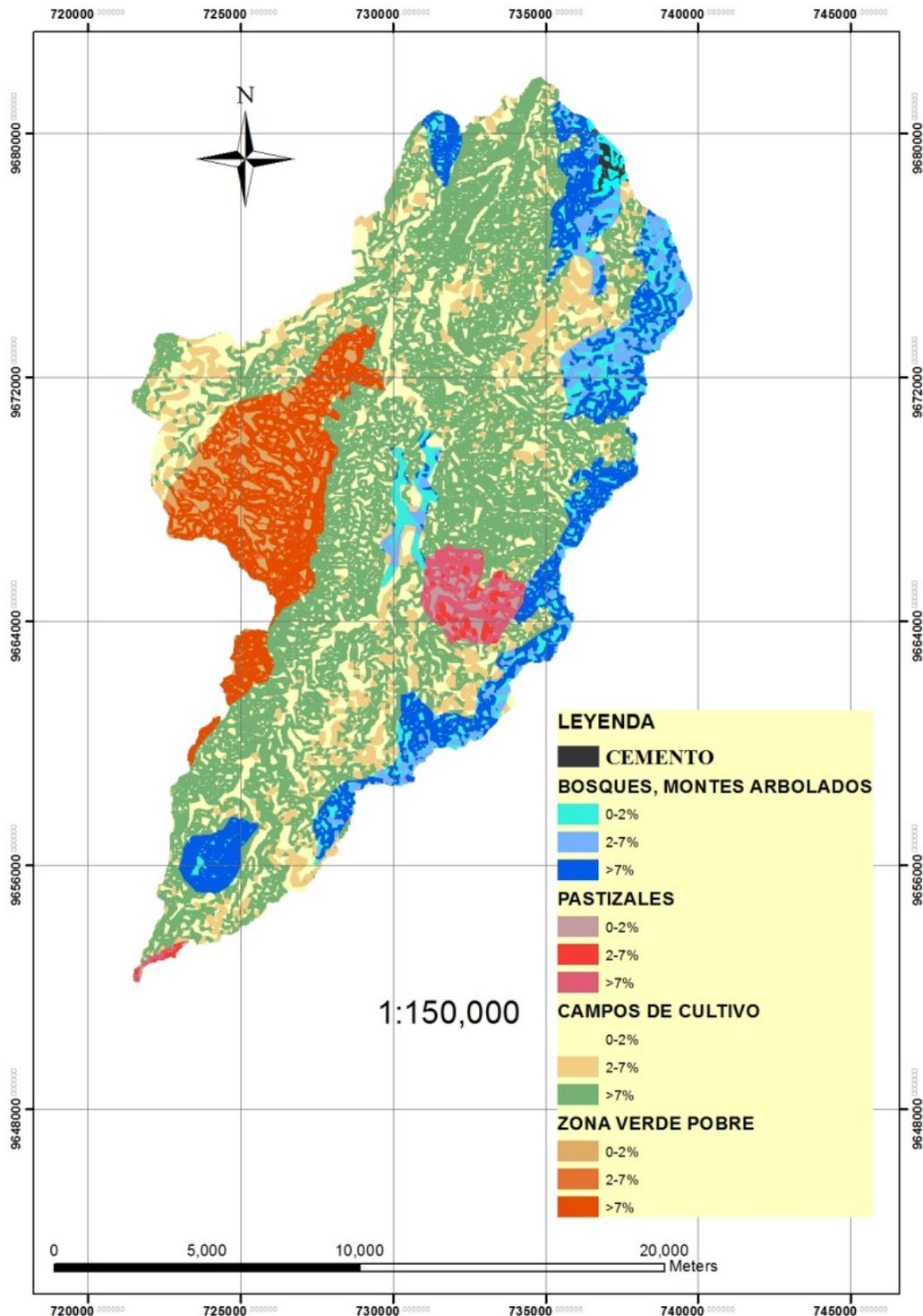




Tabla 3.1 Usos de suelo vs Pendiente

USO DE SUELO		PENDIENTE		
		0 - 2%	2 - 7%	> 7%
Zonas erosionadas	Cemento (km ²)	1.32		
Bosque intervenido	Zona verde pobre (km ²)	7.24	0.94	24.55
Cultivos de ciclo corto	Campos de cultivo (km ²)	44.47	25.87	119.72
Cultivos de maíz				
Pasto Cultivado				
Páramo	Pastizales (km ²)	2.01	1.49	4.76
Pasto Natural				
Vegetación Arbustiva	Bosques, montes arbolados (km ²)	10.63	8.77	26.56
TOTAL (km ²)		278.33		

Tabla 3.2 Coeficiente de escorrentía en función de la pendiente y uso de suelo del proyecto

USOS DE SUELO	COEF ESCORRENTIA (PENDIENTE)		
Cemento (km ²)	0.97		
Zona verde pobre (km ²)	0.47	0.53	0.55
Campos de cultivo (km ²)	0.47	0.51	0.54
Pastizales (km ²)	0.41	0.49	0.53
Bosques, montes arbolados (km ²)	0.39	0.47	0.52

Tabla 3.3 Coeficiente de escorrentía ponderado

USOS DE SUELO	COEF ESCORRENTIA (PENDIENTE)			C x Área (km ²)		
Cemento (km ²)	0.97			1.28		
Zona verde pobre (km ²)	0.47	0.53	0.55	3.40	0.50	13.50
Campos de cultivo (km ²)	0.47	0.51	0.54	20.90	13.19	64.65
Pastizales (km ²)	0.41	0.49	0.53	0.82	0.73	2.52
Bosques, montes arbolados (km ²)	0.39	0.47	0.52	4.15	4.12	13.81
TOTAL				143.58		
"c"				0.516		



NÚMERO DE CURVA (CN) PARA EL ESTUDIO

A partir de la información anteriormente mencionada se ha procedido con el cálculo del número de curva:

Tabla 3.4 Determinación de CN

Descripción	Área (km ²)	CN	CN * Área
Zonas erosionadas	1.32	85	112.2
Cultivos	78.94	71	5604.74
Pasto cultivado	111.71	79	8825.09
Pasto natural	7.67	69	529.23
Vegetación arbustiva	78.69	66	5193.54
TOTAL	278.33		20264.8

CN	72.8
-----------	-------------

Una vez determinado el número de curva CN se han determinado los valores correspondientes a la retención potencial máxima y la abstracción inicial.

S	94.86	mm
la	18.97	mm



3.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS

3.2.1. HOMOGENIZACIÓN DE DATOS

Para la homogenización de datos se ha aplicado una prueba estadística para validar la muestra comparándola frente a un estándar de prueba de bondad de ajuste a fin de detectar los errores sistemáticos u ocasionales de la información. Mediante ello se ha buscado garantizar que los datos hidrometeorológicos disponibles para la zona de estudio sean confiables.

3.2.2. PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

En la siguiente tabla se muestran los registros de precipitaciones anuales máximas de 24 horas para las tres estaciones utilizadas (**Tabla 3.5**):



Tabla 3.5 Registro de precipitaciones máximas 24 horas (mm)

AÑO	PRECIPITACIONES ANUALES MÁXIMAS 24 HORAS (mm)		
	ESTACIÓN		
	GUALACEO (M139)	CUMBE (M418)	RICAUARTE (M426)
1964	27	28.7	26
1965	25.7	40.2	46.1
1966	48	19.3	51.1
1967	26.3	24.5	32.6
1968	52.8	25.2	36.2
1969	65.7	52.7	51.1
1970	39.7	28.6	37.6
1971	32.7	24.3	28.1
1972	43.1	49.8	34.7
1973	41.8	29.2	31.5
1974	34.7		50.4
1975	38.6	41.8	
1976		14	38.5
1977	27	11.2	49.4
1978	43.5	21	37.9
1979	39.9	22.2	58.3
1980	50.2	11	46.4
1981	47.2	24.3	36.6
1982	23.9	32.8	39.0
1983	48.4	23.5	40.9
1984	31.3	38.1	37.9
1985	28	29.4	46.1
1986	23.7	23.5	36.8
1987	19.3	37	43.6
1988	44.3	37.5	36.5
1989	36.9	34.4	48.1
1990	38.4	41.4	45.0
1991	33	42	77.4
1992	40	25	73.2
1993	28	26.5	65.4
1994	35.2		
1995	34.7	37	31.6
1996	39.1		
1997	44.7		
1998	38.1		
1999	38.4	34.5	32.1
2000		32.3	68.5
2001	30		36.3
2002	35.3	31	
2003	32.7	29.2	45.3

Fuente: INAMHI



3.2.3. BONDAD DE AJUSTE: DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL

DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL

Para el análisis de precipitaciones máximas con el fin de determinar el caudal de diseño, se ha empleado el método estadístico mediante análisis probabilístico de Gumbel (1958), por medio de la siguiente expresión.

$$F(x) = e^{-e^{-d(x-u)}}$$

Dónde $F(x)$ representa la frecuencia teórica acumulada, x el valor a asumir por la variable aleatoria, d y u son parámetros y e base de los logaritmos neperianos.

Despejando x de la ecuación, queda:

$$x = u - \frac{\ln(-\ln(F(x)))}{d}$$

Para determinar los parámetros d y u se han utilizado las siguientes expresiones.

$$u = \bar{x} - 0.450047 S$$

$$\frac{1}{d} = 0.779696 S$$

Donde:

- \bar{x} : Media aritmética de la serie de datos considerados
- S : Desviación típica de la muestra de datos considerados

La función de Gumbel ha sido utilizada con buenos resultados para valores extremos independientes de variables meteorológicas y parece ajustarse bastante bien a los valores máximos de la precipitación en diferentes intervalos de tiempo (BERNIS, 2009).

BONDAD DE AJUSTE: TEST DE KOLMOGOROV - SMIRNOV

Para estimar la bondad de ajuste existen varias pruebas desarrolladas por diferentes autores, para el análisis de los datos meteorológicos del área del proyecto, se ha aplicado el test de Komologorov-Smirnov



TEST DE KOLMOGOROV – SMIRNOV

Se ha determinado la frecuencia observada acumulada, ordenando los datos de mayor a menor y se ha aplicado la siguiente fórmula:

$$Fn(x) = \frac{n}{N + 1}$$

Donde:

$F_n(x)$: Frecuencia observada acumulada

n : Número total de orden

N : Número total de datos

Con las frecuencias determinadas, se ha obtenido valor absoluto máximo de las diferencias entre estas, en la i -ésima posición de orden, a lo cual se denomina D .

$$D = \text{Sup}|F_n(x)_i - F(x)_i|$$

Este valor se compara con la tabla de valores críticos de D de la bondad de ajuste de Kolmogorov – Smirnov que depende del tamaño de la muestra en estudio (**Ver Anexo 7.2 Tablas y Mapas: Tabla 7.1**).

En las siguientes tablas se muestran los resultados que han sido obtenidos a partir del test de Kolmogorov – Smirnov aplicado a los datos de precipitación máxima de 24 horas de **Tabla 3.5**.



Tabla 3.6 Resultados del análisis en la estación Gualaceo

n	AÑO	Precipitación máxima en 24h	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x)-F(x)	ABSOLUTO
1	1987	19.3	0.02174	0.009413	0.0123	0.0123
2	1986	23.7	0.04348	0.056480	- 0.0130	0.0130
3	1982	23.9	0.06522	0.060129	0.0051	0.0051
4	1965	25.7	0.08696	0.099685	- 0.0127	0.0127
5	1967	26.3	0.10870	0.115521	- 0.0068	0.0068
6	1964	27	0.13043	0.135583	- 0.0051	0.0051
7	1977	27	0.15217	0.135583	0.0166	0.0166
8	1985	28	0.17391	0.166995	0.0069	0.0069
9	1993	28	0.19565	0.166995	0.0287	0.0287
10	2001	30	0.21739	0.237885	- 0.0205	0.0205
11	1984	31.3	0.23913	0.288108	- 0.0490	0.0490
12	2005	32.5	0.26087	0.336094	- 0.0752	0.0752
13	1971	32.7	0.28261	0.344173	- 0.0616	0.0616
14	2003	32.7	0.30435	0.344173	- 0.0398	0.0398
15	1991	33	0.32609	0.356313	- 0.0302	0.0302
16	2007	33.8	0.34783	0.388712	- 0.0409	0.0409
17	1974	34.7	0.36957	0.424964	- 0.0554	0.0554
18	1995	34.7	0.39130	0.424964	- 0.0337	0.0337
19	1994	35.2	0.41304	0.444901	- 0.0319	0.0319
20	2002	35.3	0.43478	0.448865	- 0.0141	0.0141
21	1989	36.9	0.45652	0.510880	- 0.0544	0.0544
22	2008	38	0.47826	0.551567	- 0.0733	0.0733
23	1998	38.1	0.50000	0.555173	- 0.0552	0.0552
24	1990	38.4	0.52174	0.565893	- 0.0442	0.0442
25	1999	38.4	0.54348	0.565893	- 0.0224	0.0224
26	1975	38.6	0.56522	0.572955	- 0.0077	0.0077
27	1996	39.1	0.58696	0.590310	- 0.0034	0.0034
28	2009	39.3	0.60870	0.597127	0.0116	0.0116
29	1970	39.7	0.63043	0.610545	0.0199	0.0199
30	1979	39.9	0.65217	0.617143	0.0350	0.0350
31	1992	40	0.67391	0.620414	0.0535	0.0535
32	1973	41.8	0.69565	0.676024	0.0196	0.0196
33	1972	43.1	0.71739	0.712269	0.0051	0.0051
34	1978	43.5	0.73913	0.722761	0.0164	0.0164
35	1988	44.3	0.76087	0.742825	0.0180	0.0180
36	1997	44.7	0.78261	0.752403	0.0302	0.0302
37	2010	45.5	0.80435	0.770673	0.0337	0.0337
38	1981	47.2	0.82609	0.805723	0.0204	0.0204
39	1966	48	0.84783	0.820536	0.0273	0.0273
40	1983	48.4	0.86957	0.827561	0.0420	0.0420
41	2004	50.1	0.89130	0.854741	0.0366	0.0366
42	1980	50.2	0.91304	0.856212	0.0568	0.0568
43	1968	52.8	0.93478	0.889955	0.0448	0.0448
44	1969	65.7	0.95652	0.972232	- 0.0157	0.0157
45	2006	87.2	0.97826	0.997365	- 0.0191	0.0191
MEDIA	38.527					
S	11.646					
u	33.286					
d	0.110					
MAXIMO	0.075					
CONFIABILIDAD	95%					
Dt (tabla)	0.203					



Tabla 3.7 Resultados del análisis de la estación Cumbe

n	AÑO	Precipitacio n máxima en 24h	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x)-F(x)	ABSOLUTO
1	1980	11	0.02564	0.000604	0.0250	0.0250
2	1977	11.2	0.05128	0.000737	0.0505	0.0505
3	1976	14	0.07692	0.007313	0.0696	0.0696
4	1966	19.3	0.10256	0.092303	0.0103	0.0103
5	1978	21	0.12821	0.151300	- 0.0231	0.0231
6	1979	22.2	0.15385	0.201351	- 0.0475	0.0475
7	2009	22.2	0.17949	0.201351	- 0.0219	0.0219
8	1983	23.5	0.20513	0.261401	- 0.0563	0.0563
9	1986	23.5	0.23077	0.261401	- 0.0306	0.0306
10	1971	24.3	0.25641	0.300389	- 0.0440	0.0440
11	1981	24.3	0.28205	0.300389	- 0.0183	0.0183
12	1967	24.5	0.30769	0.310294	- 0.0026	0.0026
13	1992	25	0.33333	0.335242	- 0.0019	0.0019
14	1968	25.2	0.35897	0.345273	0.0137	0.0137
15	1993	26.5	0.38462	0.410558	- 0.0259	0.0259
16	2005	27.8	0.41026	0.474611	- 0.0644	0.0644
17	2008	28	0.43590	0.484249	- 0.0484	0.0484
18	1970	28.6	0.46154	0.512714	- 0.0512	0.0512
19	1964	28.7	0.48718	0.517386	- 0.0302	0.0302
20	1973	29.2	0.51282	0.540414	- 0.0276	0.0276
21	2003	29.2	0.53846	0.540414	- 0.0020	0.0020
22	1985	29.4	0.56410	0.549461	0.0146	0.0146
23	2002	31	0.58974	0.618072	- 0.0283	0.0283
24	2000	32.3	0.61538	0.668450	- 0.0531	0.0531
25	1982	32.8	0.64103	0.686482	- 0.0455	0.0455
26	2007	34	0.66667	0.726694	- 0.0600	0.0600
27	1989	34.4	0.69231	0.739147	- 0.0468	0.0468
28	1999	34.5	0.71795	0.742188	- 0.0242	0.0242
29	1987	37	0.74359	0.809105	- 0.0655	0.0655
30	1995	37	0.76923	0.809105	- 0.0399	0.0399
31	1988	37.5	0.79487	0.820510	- 0.0256	0.0256
32	1984	38.1	0.82051	0.833396	- 0.0129	0.0129
33	1965	40.2	0.84615	0.872181	- 0.0260	0.0260
34	1990	41.4	0.87179	0.890419	- 0.0186	0.0186
35	1975	41.8	0.89744	0.895937	0.0015	0.0015
36	1991	42	0.92308	0.898596	0.0245	0.0245
37	1972	49.8	0.94872	0.963867	- 0.0151	0.0151
38	1969	52.7	0.97436	0.975549	- 0.0012	0.0012
MEDIA	29.871					
S	9.380					
u	25.650					
d	0.137					
MAXIMO	0.0696					
CONFIABILIDAD	95%					
Dt (tabla)	0.215					



Tabla 3.8 Resultados del análisis de la estación Ricaurte

n	AÑO	Precipitacio n máxima en 24h	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x)-F(x)	ABSOLUTO
1	1964	26.00	0.02381	0.018099	0.0057	0.0057
2	1971	28.10	0.04762	0.040179	0.0074	0.0074
3	1973	31.50	0.07143	0.105895	- 0.0345	0.0345
4	1995	31.60	0.09524	0.108421	- 0.0132	0.0132
5	1999	32.10	0.11905	0.121536	- 0.0025	0.0025
6	1967	32.60	0.14286	0.135440	0.0074	0.0074
7	1972	34.70	0.16667	0.201528	- 0.0349	0.0349
8	2007	35.50	0.19048	0.229433	- 0.0390	0.0390
9	1968	36.20	0.21429	0.254790	- 0.0405	0.0405
10	2001	36.30	0.23810	0.258473	- 0.0204	0.0204
11	1988	36.50	0.26190	0.265881	- 0.0040	0.0040
12	1981	36.60	0.28571	0.269604	0.0161	0.0161
13	1986	36.80	0.30952	0.277087	0.0324	0.0324
14	1970	37.60	0.33333	0.307426	0.0259	0.0259
15	1978	37.90	0.35714	0.318937	0.0382	0.0382
16	1984	37.90	0.38095	0.318937	0.0620	0.0620
17	1976	38.50	0.40476	0.342101	0.0627	0.0627
18	1982	39.00	0.42857	0.361491	0.0671	0.0671
19	2008	40.30	0.45238	0.411858	0.0405	0.0405
20	1983	40.90	0.47619	0.434896	0.0413	0.0413
21	2010	41.90	0.50000	0.472718	0.0273	0.0273
22	2006	42.70	0.52381	0.502280	0.0215	0.0215
23	1987	43.60	0.54762	0.534616	0.0130	0.0130
24	1990	45.00	0.57143	0.582632	- 0.0112	0.0112
25	2003	45.30	0.59524	0.592523	0.0027	0.0027
26	1965	46.10	0.61905	0.618169	0.0009	0.0009
27	1985	46.10	0.64286	0.618169	0.0247	0.0247
28	1980	46.40	0.66667	0.627504	0.0392	0.0392
29	1989	48.10	0.69048	0.677414	0.0131	0.0131
30	2005	49.00	0.71429	0.701746	0.0125	0.0125
31	1977	49.40	0.73810	0.712095	0.0260	0.0260
32	1974	50.40	0.76190	0.736727	0.0252	0.0252
33	1966	51.10	0.78571	0.752931	0.0328	0.0328
34	1969	51.10	0.80952	0.752931	0.0566	0.0566
35	1979	58.30	0.83333	0.875694	- 0.0424	0.0424
36	2004	61.50	0.85714	0.909648	- 0.0525	0.0525
37	2009	62.90	0.88095	0.921557	- 0.0406	0.0406
38	1993	65.40	0.90476	0.939181	- 0.0344	0.0344
39	2000	68.50	0.92857	0.955768	- 0.0272	0.0272
40	1992	73.20	0.95238	0.972827	- 0.0204	0.0204
41	1991	77.40	0.97619	0.982470	- 0.0063	0.0063
MEDIA	44.634					
S	12.153					
u	39.165					
d	0.106					
MAXIMO	0.0671					
CONFIABILIDAD	95%					
Dt (tabla)	0.212396316					



3.2.4. PERIODOS DE RETORNO

El **período de retorno T** de un evento de determinada magnitud, es el tiempo que transcurre entre la ocurrencia de ese evento y la próxima ocurrencia de ese evento con igual o mayor magnitud.

$$T = \frac{1}{P}$$

Donde:

T: Período de retorno expresado en años

P: Probabilidad de excedencia del evento (asociada con el período de retorno)

De la ecuación anterior se obtiene:

$$P_{excedencia} = \frac{1}{T}$$

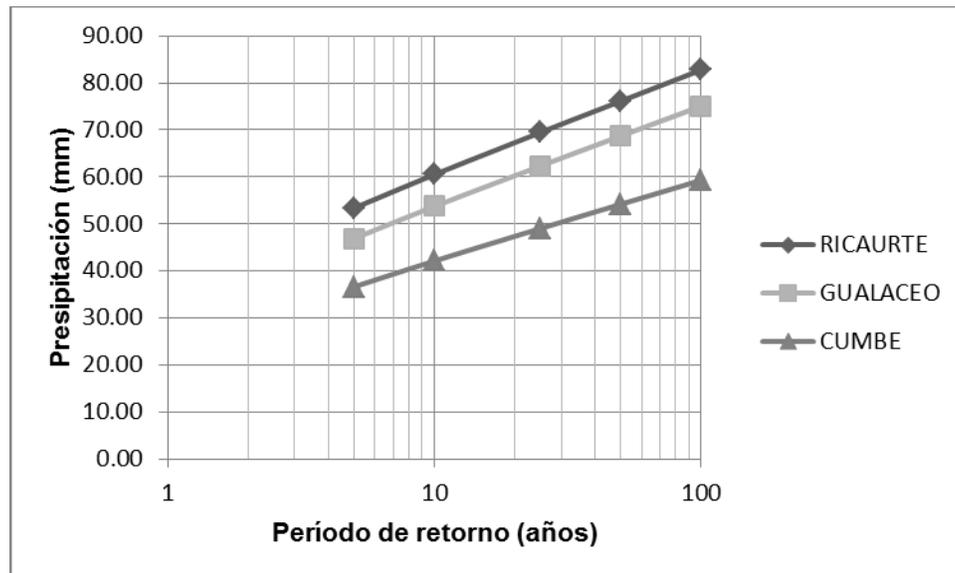
3.2.5. INTENSIDAD MÁXIMA 24 HORAS

Una vez que se ha validado el ajuste a la función de Gumbel, se ha procedido a calcular las precipitaciones máximas en 24 horas para un período de retorno determinado.

Tabla 3.9 Precipitaciones para un período de retorno determinado

		PRECIPITACIÓN $x = u - \frac{\ln(-\ln(F(x)))}{d}$		
T (AÑOS)	1-1/T=F(x)	GUALACEO	CUMBE	RICAUARTE
5	0.800	46.91	36.62	53.38
10	0.900	53.72	42.11	60.49
25	0.960	62.33	49.04	69.47
50	0.980	68.72	54.19	76.14
100	0.990	75.06	59.29	82.76

Ilustración 3.2 Ajuste de Gumbel para máximas precipitaciones en 24 horas



3.2.6. DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DE DISEÑO

Para determinar la precipitación de diseño en la zona del proyecto se han aplicado dos métodos de ponderación.

MÉTODO ARITMÉTICO

Este método promedia las profundidades de flujo que se registran en las estaciones de la zona del proyecto.

$$P_{diseño} = \frac{\sum P_i}{n}$$

$$P_{diseño} = \frac{75.06 + 59.29 + 82.76}{3}$$

$$P_{diseño} = 72.3 \text{ mm}$$

$$\text{Intensidad} = \frac{\text{Precipitación}}{\text{Duración de la Precipitación}}$$

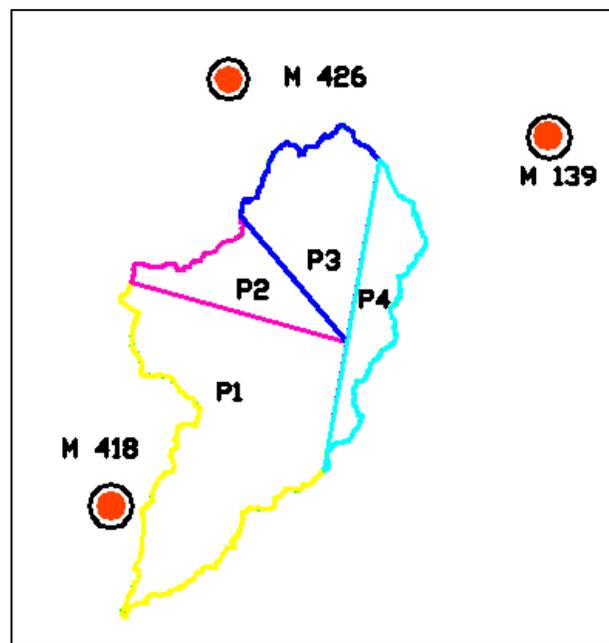
$$\text{Intensidad} = \frac{72.3 \text{ mm}}{24 \text{ horas}}$$

$$\text{Intensidad} = 3.01 \text{ mm/h}$$

MÉTODO DEL POLIGONO DE THIESSEN

El método de polígono de Thiessen consiste en la delimitación de las áreas de influencia de las estaciones pluviométricas que se encuentran cerca o dentro de la cuenca en estudio. La aplicación del método de los polígonos de Thiessen a la cuenca del proyecto se pueden observar en la **Ilustración 3.3**.

Ilustración 3.3 Método del Polígono de Thiessen aplicado a la cuenca del proyecto



Una vez delimitadas las zonas de influencia, se han calculado las áreas de cada zona dentro de la cuenca (A_i), y finalmente para obtener la precipitación de diseño de la cuenca se ha aplicado la siguiente ecuación:



$$P = \frac{\sum A_i * P_i}{\sum A_i}$$

Tabla 3.10 Precipitación máxima de diseño a partir del polígono de Thiessen

POLÍGONO	ÁREA (KM^2)	PRECIPITACIÓN	P*AREA
P1	146.56	59.29	8689.76
P2	34.36	82.76	2843.24
P3	60.58	82.76	5013.20
P4	36.86	75.06	2766.22
Total	278.35		19312.41
		Pmáx diseño (mm)	69.38

A partir del método aritmético se ha obtenido una precipitación máxima de diseño de 72.3mm mientras que el método del polígono de Thiessen determina una precipitación de 69.38mm. Para efectos de diseño y por seguridad se ha asumido como precipitación máxima de diseño 72.3mm.

3.2.7. ELABORACIÓN DE CURVAS INTENSIDAD DURACIÓN Y FRECUENCIA (IDF)

Las curvas IDF son aquellas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferentes duración y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno (TÉMEZ, 1978). En Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) proporciona las ecuaciones pluviométricas para las 32 zonas meteorológicas en las que se ha clasificado al Ecuador, para períodos de retorno mayores a 5 años, la cuenca del proyecto se encuentra ubicada en la zona 11 (**Anexo 7.2 Tablas y Mapas: Ilustración 7.1**), correspondiendo a dicha zona, la siguiente ecuación. Ésta nos permite desarrollar las curvas de IDF a partir de la precipitación máxima en 24 horas a partir de la siguiente ecuación.



5 min < 60 min	$I_{TR} = 137.27 * Id_{TR} * t^{-0.5153}$
60 min < 1440 min	$I_{TR} = 578.56 * Id_{TR} * t^{-0.8736}$

Donde:

I_{TR} : Intensidad de precipitación para cualquier período de retorno (mm/h)

Id_{TR} : Intensidad diaria para un período de retorno dado en mm/h

TR: Período de retorno

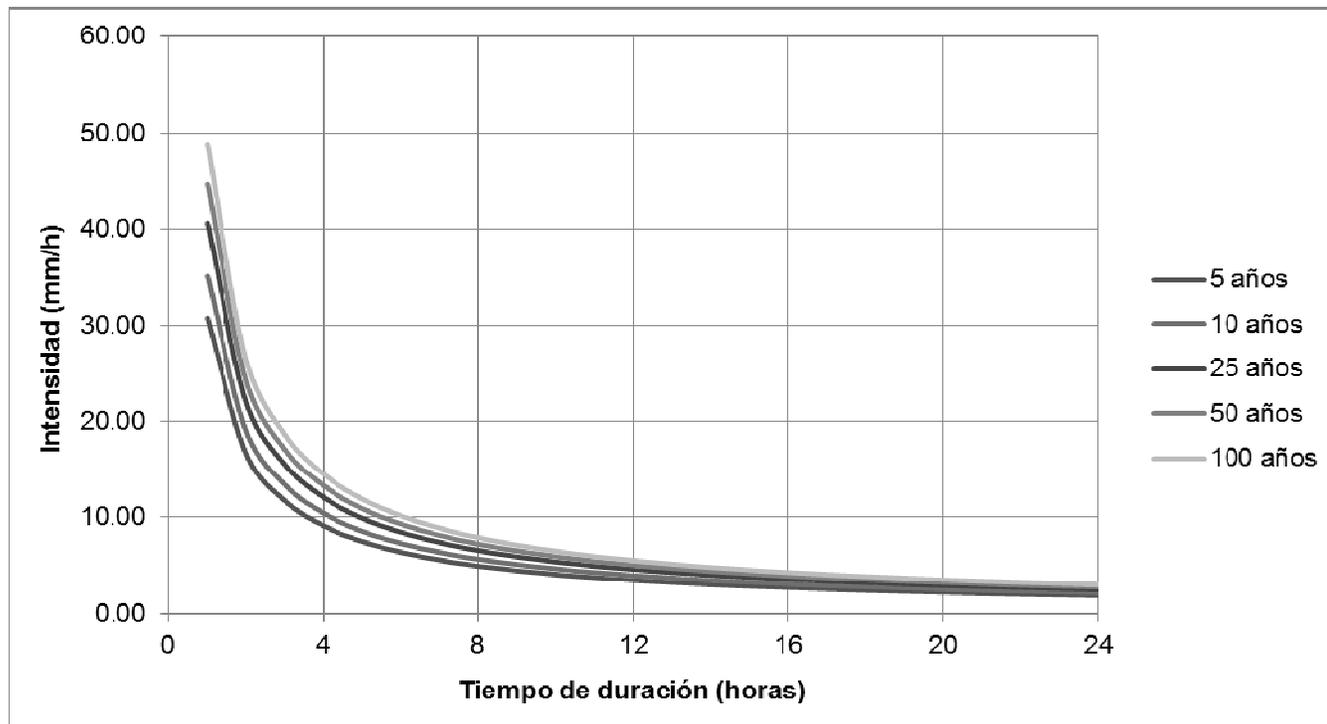
t: Tiempo de duración de la lluvia (min)



Tabla 3.11 Resultados para elaborar la curva IDF

t	INTENSIDADES																							
	TIEMPO (minutos)																							
	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200	1260	1320	1380	1440
5 años	30.76	16.79	11.78	9.16	7.54	6.43	5.62	5.00	4.51	4.12	3.79	3.51	3.27	3.07	2.89	2.73	2.59	2.46	2.35	2.25	2.15	2.07	1.99	1.92
10 años	35.13	19.17	13.45	10.46	8.61	7.34	6.42	5.71	5.15	4.70	4.32	4.01	3.74	3.50	3.30	3.12	2.96	2.81	2.68	2.56	2.46	2.36	2.27	2.19
25 años	40.64	22.18	15.56	12.11	9.96	8.49	7.42	6.61	5.96	5.44	5.00	4.64	4.32	4.05	3.81	3.61	3.42	3.25	3.10	2.97	2.84	2.73	2.63	2.53
50 años	44.73	24.41	17.13	13.32	10.96	9.35	8.17	7.27	6.56	5.98	5.51	5.10	4.76	4.46	4.20	3.97	3.76	3.58	3.42	3.27	3.13	3.00	2.89	2.78
100 años	48.79	26.63	18.68	14.53	11.96	10.20	8.91	7.93	7.16	6.53	6.01	5.57	5.19	4.86	4.58	4.33	4.11	3.91	3.73	3.56	3.41	3.28	3.15	3.04

Ilustración 3.4 Curvas de Intensidad Duración Frecuencia para diferentes períodos de retorno





3.2.8. ELABORACIÓN DEL HIETOGRAMA DE DISEÑO

El hietograma de diseño ha sido elaborado mediante el método de la curva Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), al tratarse de un puente, el período de retorno corresponde a 100 años. Se ha establecido la ecuación que refleja la tendencia de la curva y se ha determinado la intensidad de precipitación para los diversos incrementos de tiempo,

Tabla 3.12 Hietograma de tormenta

HIETOGRAMA DE TORMENTA			
T(horas)	I(mm/hora)	P(mm)	ΔP
1	48.74	48.74	48.74
2	26.60	53.20	4.46
3	18.67	56.00	2.80
4	14.52	58.07	2.07
5	11.95	59.74	1.66
6	10.19	61.13	1.39
7	8.90	62.33	1.20
8	7.92	63.39	1.06
9	7.15	64.34	0.95
10	6.52	65.21	0.86
11	6.00	66.00	0.79
12	5.56	66.73	0.73
13	5.18	67.40	0.68
14	4.86	68.04	0.63
15	4.58	68.63	0.60
16	4.32	69.20	0.56
17	4.10	69.73	0.53
18	3.90	70.23	0.51
19	3.72	70.72	0.48
20	3.56	71.18	0.46
21	3.41	71.62	0.44
22	3.27	72.04	0.42
23	3.15	72.44	0.41
24	3.03	72.84	0.39



Ilustración 3.5 Hietograma de precipitación total

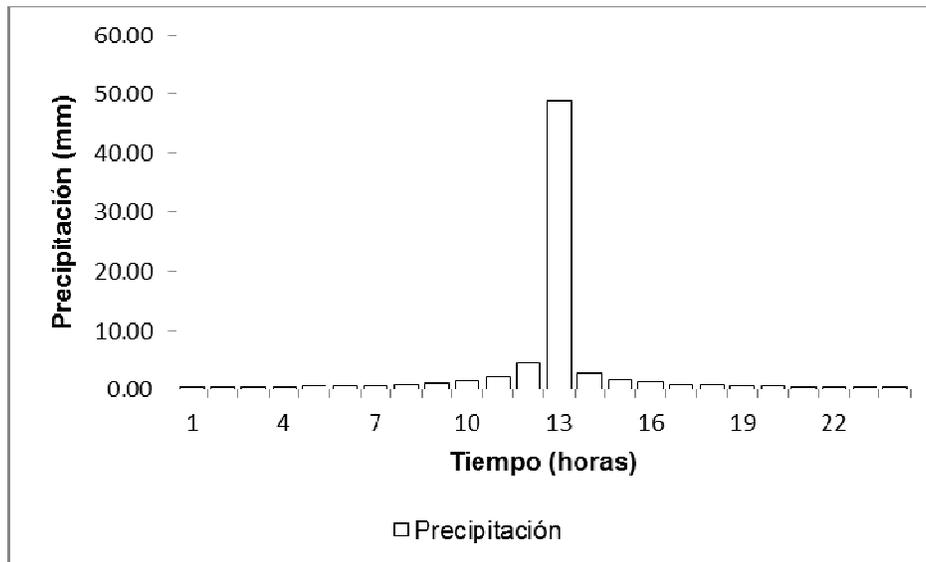
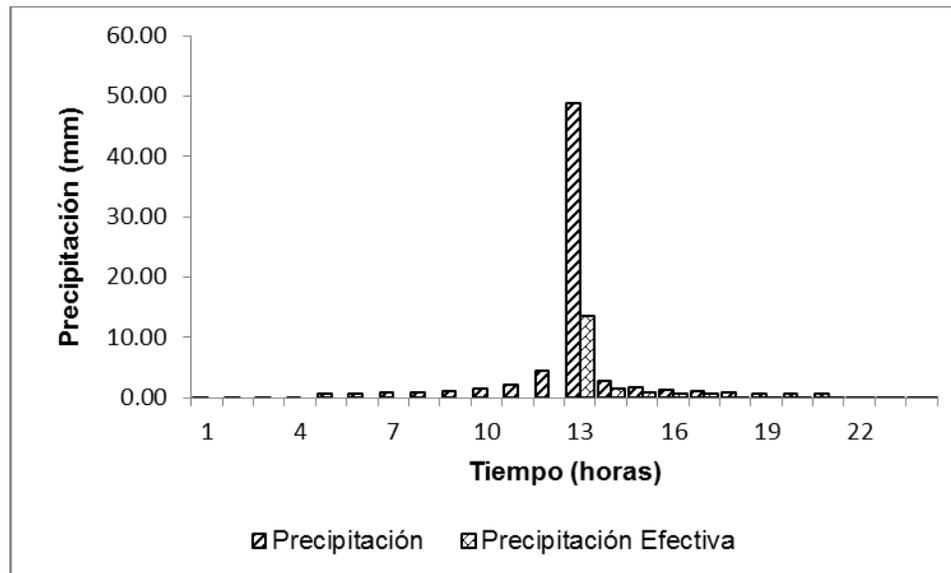


Tabla 3.13 Construcción de Hietogramas

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL Y EFECTIVA					
PRECIPITACION	PRECIPIT. ACUM	la	Fa	P. efec acum	P. efectiva
0.39	0.39	0.39	0.00	0.00	0.00
0.42	0.81	0.81	0.00	0.00	0.00
0.46	1.27	1.27	0.00	0.00	0.00
0.51	1.78	1.78	0.00	0.00	0.00
0.56	2.34	2.34	0.00	0.00	0.00
0.63	2.98	2.98	0.00	0.00	0.00
0.73	3.71	3.71	0.00	0.00	0.00
0.86	4.57	4.57	0.00	0.00	0.00
1.06	5.63	5.63	0.00	0.00	0.00
1.39	7.02	7.02	0.00	0.00	0.00
2.07	9.10	9.10	0.00	0.00	0.00
4.46	13.56	13.56	0.00	0.00	0.00
48.74	62.30	18.97	29.74	13.59	13.59
2.80	65.10	18.97	31.03	15.09	1.51
1.66	66.76	18.97	31.78	16.01	0.92
1.20	67.96	18.97	32.31	16.68	0.68
0.95	68.91	18.97	32.72	17.22	0.54
0.79	69.70	18.97	33.05	17.68	0.45
0.68	70.38	18.97	33.34	18.07	0.39
0.60	70.98	18.97	33.59	18.42	0.35
0.53	71.51	18.97	33.81	18.73	0.31
0.48	71.99	18.97	34.01	19.01	0.28
0.44	72.43	18.97	34.19	19.27	0.26
0.41	72.84	18.97	34.36	19.51	0.24

Ilustración 3.6 Hietograma de precipitación total y efectiva



CÁLCULO DEL HIDROGRAMA DE DISEÑO

Como no se posee información de escurrimiento, se ha construido el hidrograma unitario mediante hidrogramas sintéticos. Según Sánchez (2011), si no se dispone de otros datos, el hidrograma unitario se construirá con las fórmulas para construir hidrogramas sintéticos, introduciendo en P (mm de precipitación) y en D (duración de la precipitación neta) los valores deseados.

La información se ha generado con las siguientes ecuaciones:

$$tp = 0.5 \times D + 0.6 \times tc$$

$$tb = 2.67 \times tp$$

$$Qp = \frac{0.208 \times A \times P}{tp}$$

Donde:

tp: Tiempo de la punta (horas)

tc: Tiempo de concentración (horas)

D: Duración de la precipitación neta (horas)



- tb*: Tempo base (horas)
Qp: Caudal de punta (m³/s)
P: Precipitación neta
A: Superficie de la cuenca (km²)

A continuación se indica los resultados obtenidos para el hidrograma unitario:

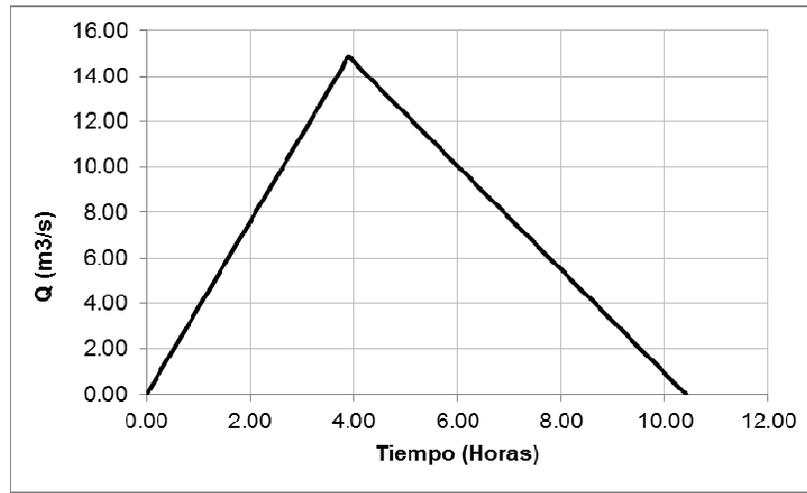
Tabla 3.14 Cálculos para elaboración del hidrograma unitario

Tiempo de concentración	340	min
Área	278.34	Km ²
Desnivel	857	m
Longitud del cause	44.66	km
Precipitación unitaria	1	mm
Duración unitaria	1	hora
Tiempo de concentración	5.7	h
Tiempo de punta	3.9	h
Caudal de punta	14.84	m ³ /s
Tiempo de base	10.413	h

Tabla 3.15 Construcción del hidrograma unitario

T (min)	T (horas)	Q (m ³ /s)
0.00	0.00	0.00
25.00	0.42	1.59
50.00	0.83	3.17
75.00	1.25	4.76
100.00	1.67	6.34
125.00	2.08	7.93
150.00	2.50	9.52
175.00	2.92	11.10
200.00	3.33	12.69
225.00	3.75	14.27
234.00	3.90	14.84
250.00	4.17	14.24
275.00	4.58	13.29
300.00	5.00	12.34
325.00	5.42	11.39
350.00	5.83	10.44
375.00	6.25	9.49
400.00	6.67	8.54
425.00	7.08	7.59
450.00	7.50	6.64
475.00	7.92	5.69
500.00	8.33	4.74
525.00	8.75	3.79
550.00	9.17	2.84
575.00	9.58	1.89
600.00	10.00	0.94
624.78	10.41	0.00

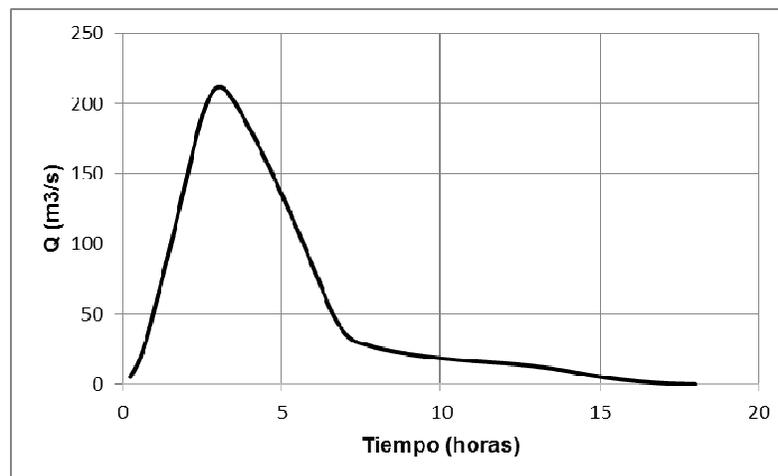
Ilustración 3.7 Hidrograma unitario SCS



3.2.9. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 100 AÑOS

Del hidrograma total se ha determinado el caudal máximo con un período de retorno de 100 años. En la **Tabla 3.16** se puede observar el cuadro que se formó para la determinación del hidrograma total. La **Ilustración 3.8** muestra la curva encontrada.

Ilustración 3.8 Hidrograma total





3.2.10. MODELIZACIÓN HIDROLÓGICA DE EVENTOS MÁXIMOS HEC – HMS

El Sistema de Modelación Hidrológica (HEC-HMS) está diseñado para simular los procesos de precipitación-escorrentía de los sistemas de cuencas dendríticas. Está diseñado para ser aplicado en una amplia gama de zonas geográficas para la solución de la más amplia gama de problemas. (US Army Corps of Engineers)

Este modelo permite la determinación de precipitaciones neta, efectiva, pérdidas, exceso de precipitación, escurrimiento, hidrogramas totales, a partir de información de propiedades morfológicas de la cuenca hidrográfica e información de precipitaciones.

Para la precipitación de diseño se ha considerado el volumen determinado en el análisis de precipitaciones máximas en 24h y para el periodo de diseño del proyecto.

Los parámetros que han sido ingresados en el programa de modelación se muestran en la **Tabla 3.17**.



Tabla 3.17 Parámetros HEC-HMS

MODELO HIDROLÓGICO

SUBBASIN	
Area	278.34 km ²
Loss Method	SCS Curve Number
Transform Method	SCS Unit Hydrograph
Baseflow Method	Recession

LOSS	
la	18.97 mm
CN	72.8
Impervious	2 %

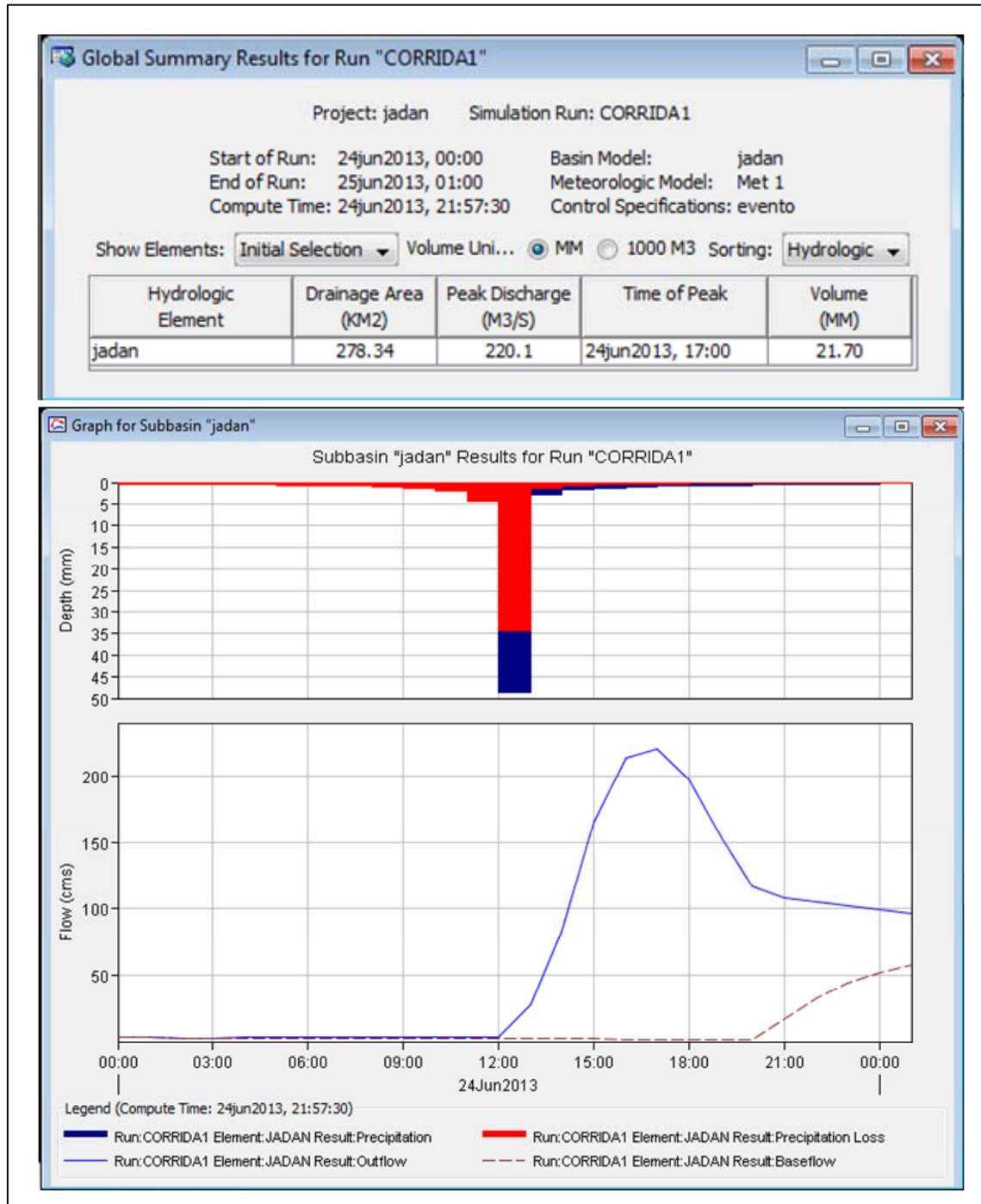
TRANSFORM	
Graph Type	Standard
Lag Time	232 min

BASEFLOW	
Initial Type	Discharge
Initial Discharge	3 m ³ /seg
Recession Constant	0.5
Threshold Type	Ratio To Peak
Ratio	0.5

Se ha ingresado como precipitación de diseño el hietograma establecido para el estudio.

Se ha determinado el hidrograma de crecida máximo esperado, los resultados obtenidos se presentan en la **Ilustración 3.9**

Ilustración 3.9 Resultados de la modelación en HEC-HMS



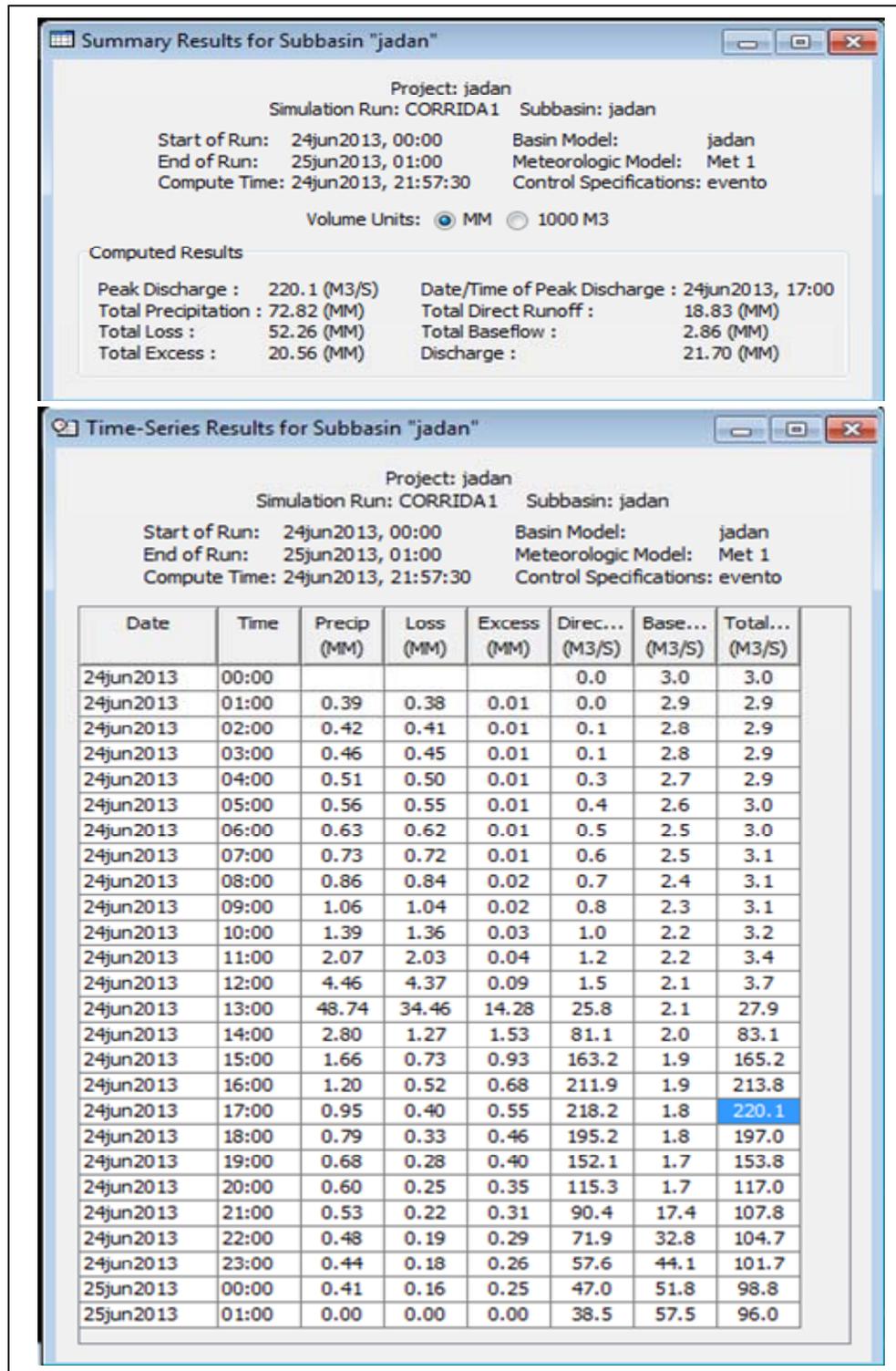




Tabla 3.18 Determinación del caudal de diseño

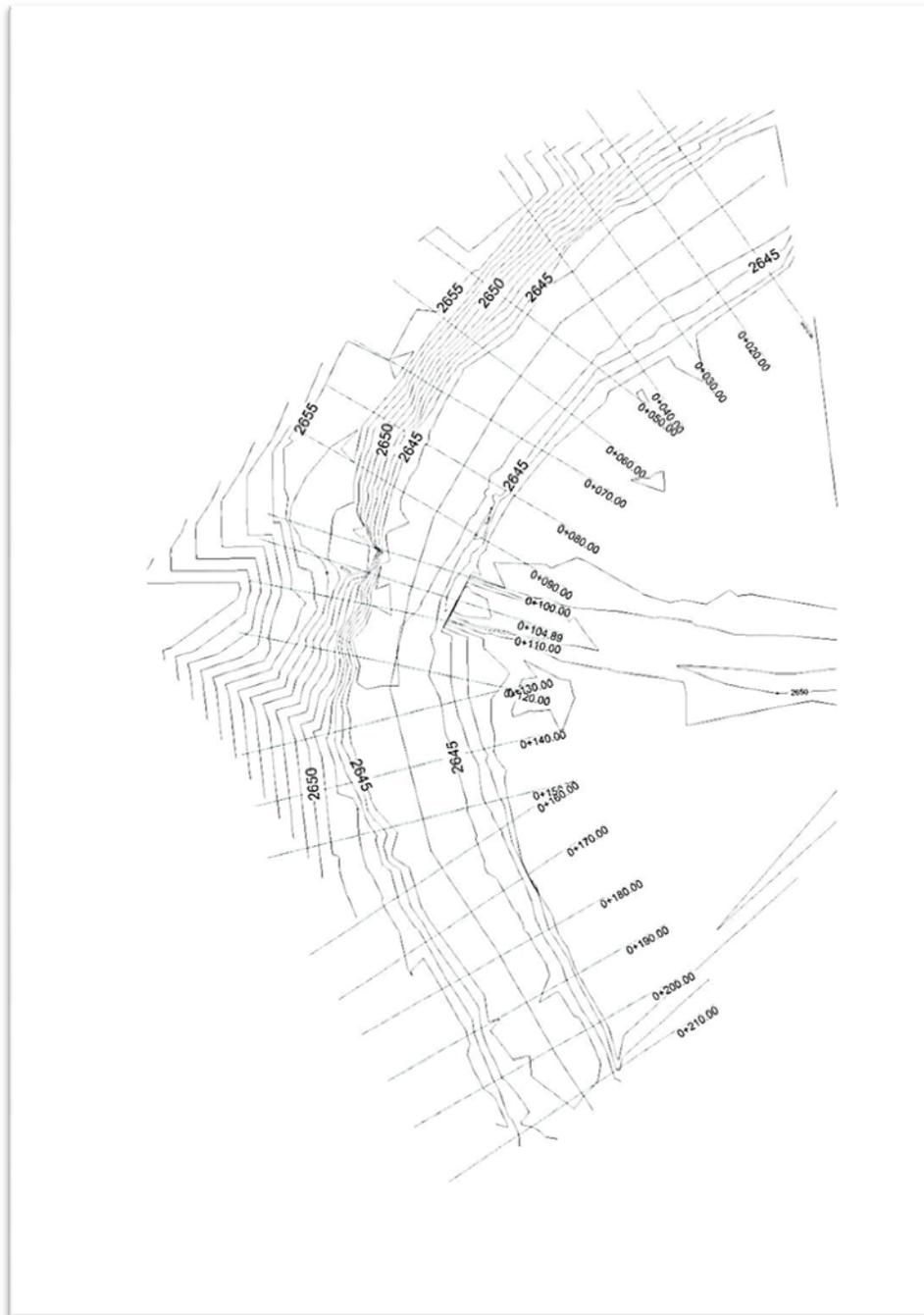
Caudal (HEC-HMS)	220	m ³ /seg
Caudal (HIDROGRAMA)	212	m ³ /seg
ASUMIDO	215	m ³ /seg

A partir del análisis de los resultados, se ha determinado que el caudal a esperarse con un período de retorno de 100 años para el diseño del puente sobre el río Jadán es de 215 m³/s.

3.3. ANÁLISIS HIDRÁULICO

Con información topográfica disponible se han obtenido las secciones transversales al río, las mismas que se han utilizado para la modelación hidráulica del proyecto. En la siguiente ilustración se muestra la franja topográfica con los respectivos perfiles transversales.

Ilustración 3.10 Franja topográfica y secciones transversales





3.3.1. VARIABLES Y CONDICIONES DE CONTORNO PARA EL MODELO HEC-RAS

Una herramienta muy empleada en nuestro medio para la modelación hidráulica es el software HEC RAS que para su implementación requiere de: los datos geométricos obtenidos a partir de la batimetría del cauce; el caudal máximo para un período de retorno determinado; el coeficiente de Manning y las condiciones de borde.

GEOMETRÍA DEL CAUCE

Se ha utilizado el levantamiento topográfico disponible del tramo de interés que nos permite obtener secciones transversales cada 10m, en total se obtienen 18 perfiles que incluyen secciones singulares del cauce del río como por ejemplo la que se genera por la reducción de la sección debido a la presencia del puente antiguo.

PENDIENTE LONGITUDINAL

La pendiente longitudinal del río, se ha obtenido a partir de la altura máxima y mínima determinada para el eje del cauce en los 160 m de donde se obtienen las secciones transversales.

$$\text{pendiente del cauce} = 1.06 \%$$

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

El coeficiente de Manning es un parámetro representativo en la calibración del modelo HEC RAS. El programa permite representar la sección caracterizada según las llanuras de inundación derecha (right over bank) e izquierda (Left over bank) separadas ambas por el cauce principal (main channel) o bien ingresar los



coeficientes de Manning en función de la distancia horizontal en el perfil (DSS, 2009).

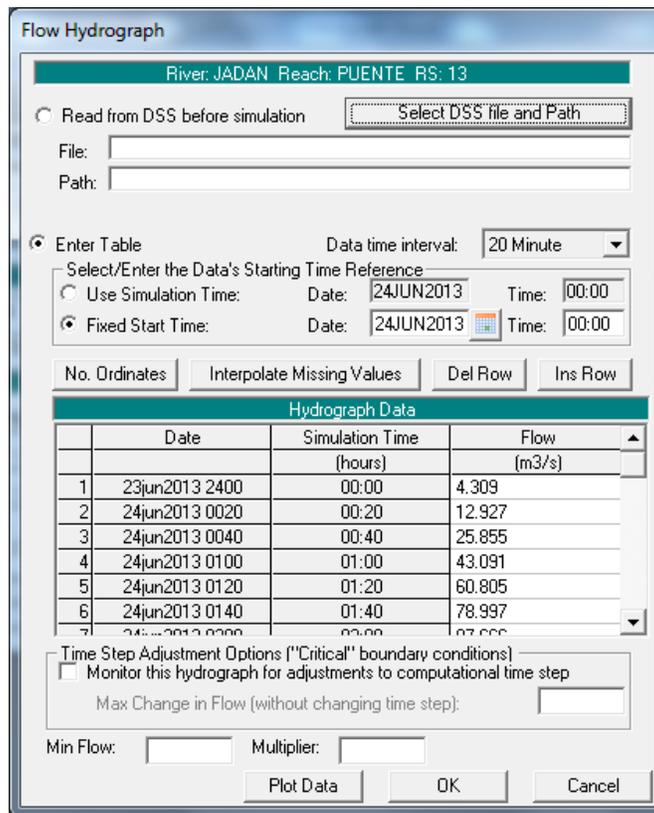
De un análisis comparativo se ha determinado que para el cauce principal un Coeficiente de Rugosidad de Manning de 0.036 representa adecuadamente las características para un río de montaña (rugosidad superficial, vegetación, irregularidad del canal, etc), sin embargo las márgenes del río poseen una rugosidad mayor a la del fondo del cauce debido a la presencia de vegetación, como se puede observar en el **Anexo 1. Fotografía 2**

- Cauce principal: $n = 0.036$
- Márgenes: $n = 0.050$

HIDROGRAMA DE FLUJO

El hidrograma de flujo se ha utilizado como una condición de borde aguas arriba. Se ha ingresado directamente al programa que nos pide una serie regular de datos de intervalo de tiempo determinado. **(Ilustración3.11)**

Ilustración 3.11 Ingreso de datos para hidrograma de flujo



Flow Hydrograph

River: JADAN Reach: PUENTE RS: 13

Read from DSS before simulation

File:

Path:

Enter Table Data time interval: 20 Minute

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 24JUN2013 Time: 00:00

Fixed Start Time: Date: 24JUN2013 Time: 00:00

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time	Flow
		(hours)	(m3/s)
1	23jun2013 2400	00:00	4.309
2	24jun2013 0020	00:20	12.927
3	24jun2013 0040	00:40	25.855
4	24jun2013 0100	01:00	43.091
5	24jun2013 0120	01:20	60.805
6	24jun2013 0140	01:40	78.997
7	24jun2013 0200	02:00	97.000

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

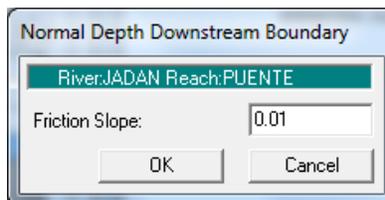
Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier:

Plot Data OK Cancel

Como condición de contorno aguas abajo se coloca la pendiente de fricción calculada para el cauce. . (Ilustración3.12)

Ilustración 3.12 Pendiente de fricción para condición de borde aguas abajo



Normal Depth Downstream Boundary

River: JADAN Reach: PUENTE

Friction Slope:

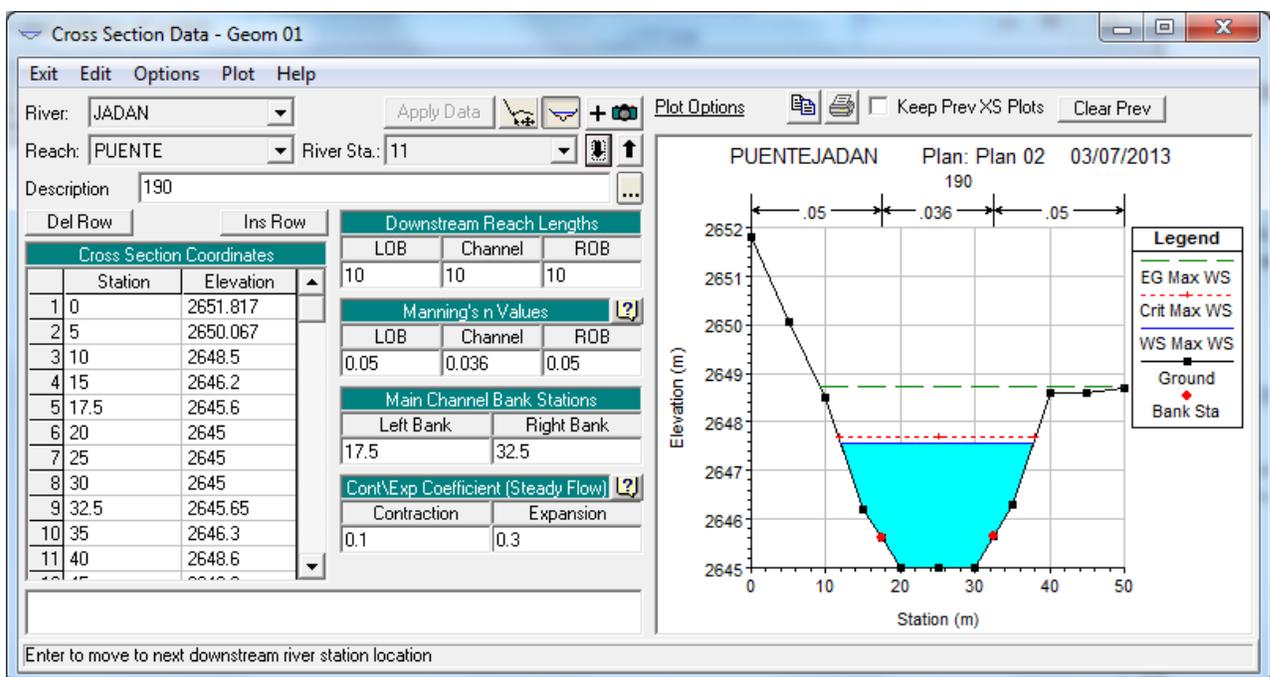
OK Cancel

3.3.2. DESARROLLO DEL MODELO MATEMÁTICO HEC – RAS

Una vez determinadas las variables de diseño, se ha construido el modelo hidráulico empleando el software HEC RAS.

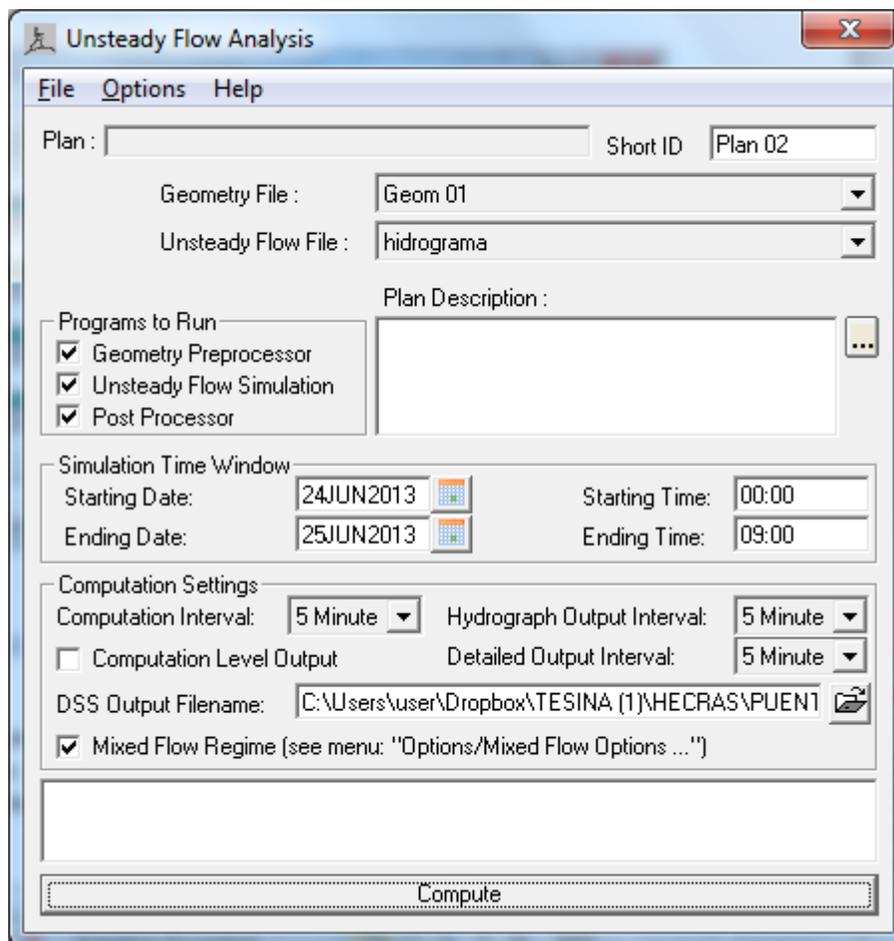
En la **Ilustración 3.13** se puede observar el ingreso de información para el modelo.

Ilustración 3.13 Ingreso de información del modelo en HEC-RAS



Luego de ingresar los datos para flujo no permanente y geometría se inicia con el análisis, que requiere una fecha de inicio y un tiempo de simulación. En la siguiente ilustración se muestra la ventana de análisis para flujo no permanente.

Ilustración 3.14 Ventana de análisis para flujo no permanente

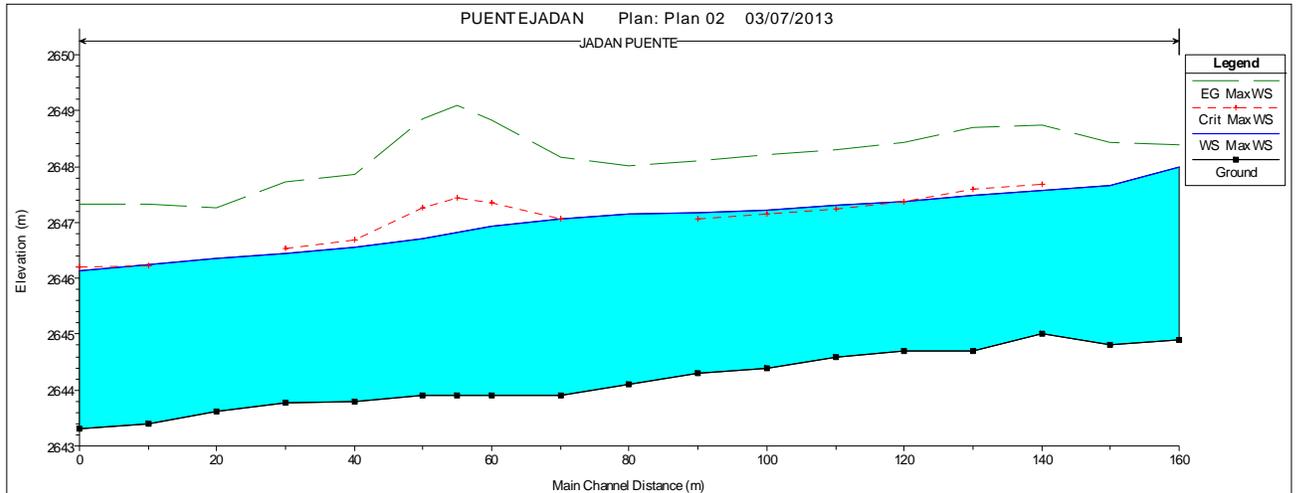


La ubicación del puente antiguo sobre el Río Jadán se encuentra en el perfil 2,5 en la abscisa 0+055m, mientras que el puente en diseño se encuentra en el perfil número 4 en la abscisa 0+080m.

Los resultados que se han obtenido de la modelación hidráulica en la herramienta HEC RAS 4.0 se muestran a continuación. **(Ilustración 3.15)**



Ilustración 3.15 Resultados de la modelación hidráulica del Río Jadán

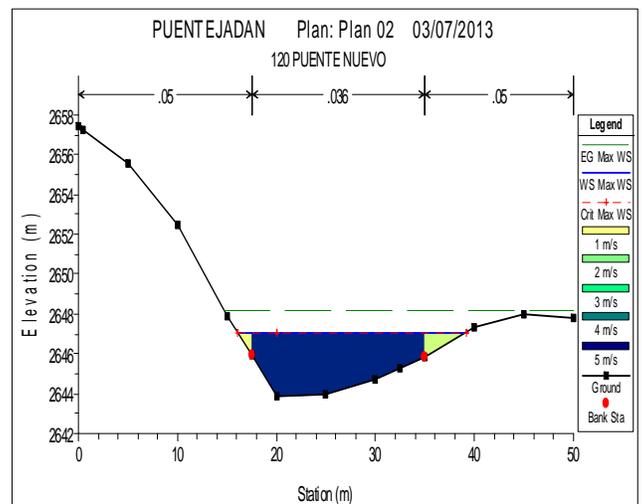
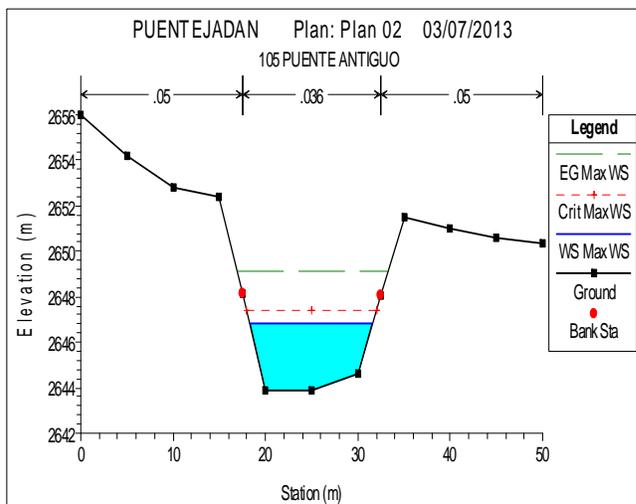
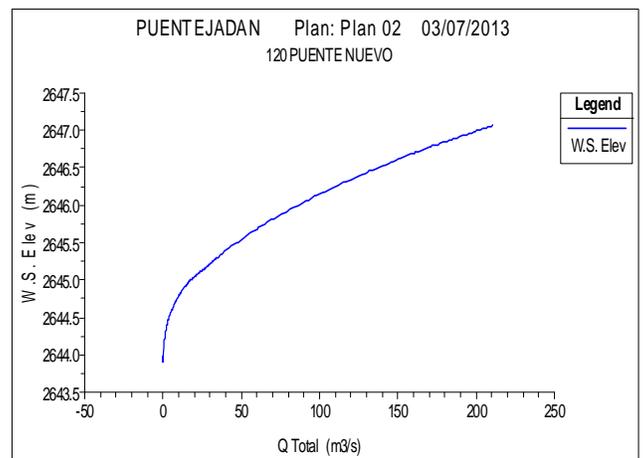
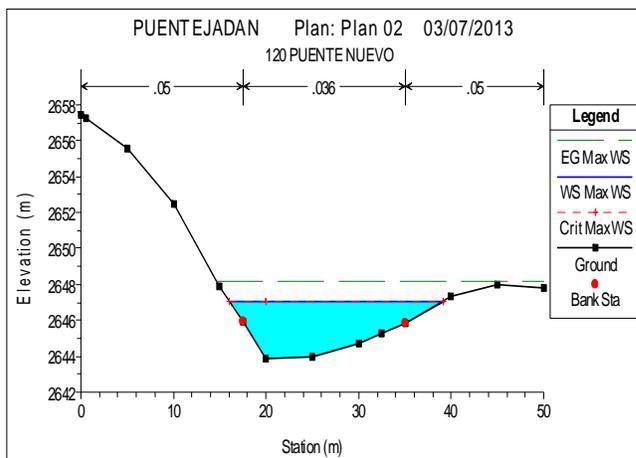
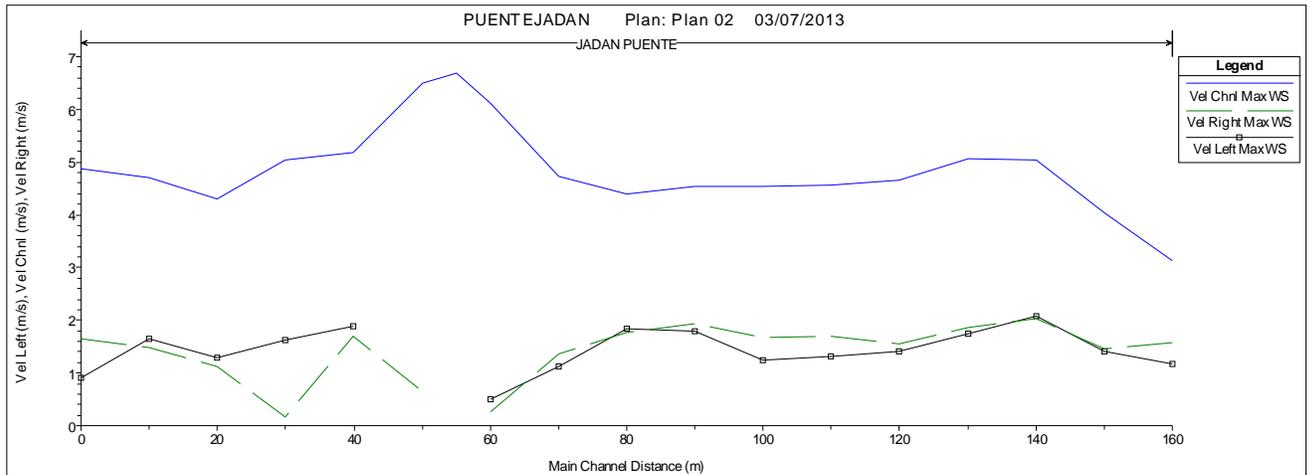


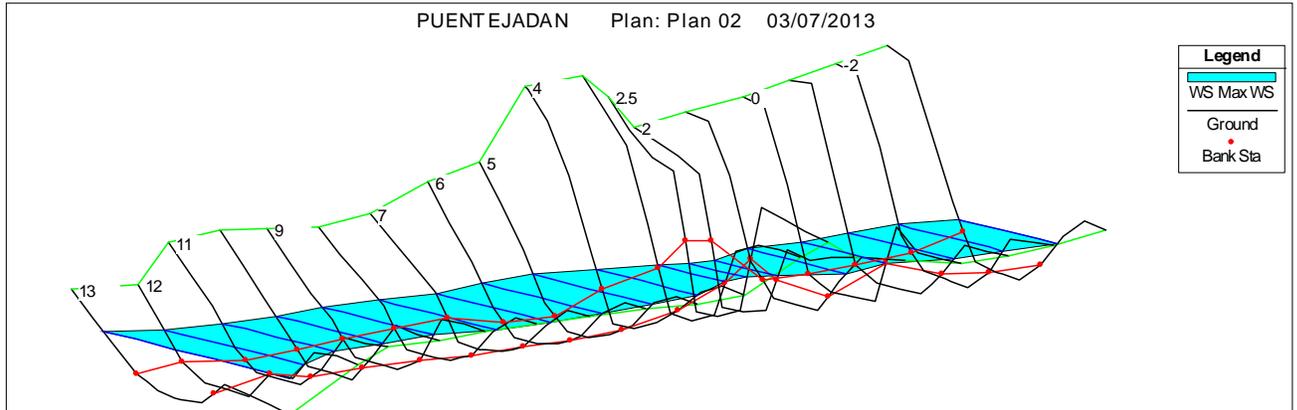
Profile Output Table - Standard Table 1

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: JADAN Reach: PUENTE Profile: Max WS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
PUENTE	13	Max WS	210.71	2644.90	2647.99		2648.38	0.003348	3.13	87.93	42.46	0.60
PUENTE	12	Max WS	210.70	2644.80	2647.66		2648.44	0.006649	4.03	58.89	31.85	0.83
PUENTE	11	Max WS	210.69	2645.00	2647.57	2647.68	2648.74	0.009978	5.03	48.96	25.74	1.02
PUENTE	10	Max WS	210.68	2644.70	2647.47	2647.59	2648.70	0.009815	5.07	47.27	24.53	1.01
PUENTE	9	Max WS	210.67	2644.70	2647.38	2647.36	2648.44	0.008545	4.65	49.55	25.49	0.94
PUENTE	8	Max WS	210.67	2644.60	2647.30	2647.24	2648.30	0.008178	4.55	51.49	26.98	0.92
PUENTE	7	Max WS	210.66	2644.40	2647.22	2647.15	2648.22	0.008129	4.54	51.14	26.07	0.92
PUENTE	6	Max WS	210.65	2644.30	2647.17	2647.07	2648.11	0.007324	4.55	55.22	27.48	0.89
PUENTE	5	Max WS	210.64	2644.10	2647.14		2648.02	0.006533	4.40	56.91	27.22	0.84
PUENTE	4	Max WS	210.64	2643.90	2647.07	2647.05	2648.18	0.009118	4.72	47.15	23.17	0.95
PUENTE	3	Max WS	210.63	2643.90	2646.93	2647.35	2648.83	0.018825	6.11	34.49	15.31	1.29
PUENTE	2.5	Max WS	210.63	2643.90	2646.82	2647.44	2649.10	0.023795	6.69	31.46	13.31	1.39
PUENTE	2	Max WS	210.63	2643.90	2646.71	2647.26	2648.85	0.022232	6.49	32.51	14.57	1.37
PUENTE	1	Max WS	210.62	2643.80	2646.55	2646.69	2647.85	0.010334	5.18	45.11	22.46	1.04
PUENTE	0	Max WS	210.62	2643.77	2646.44	2646.53	2647.73	0.011449	5.05	42.89	19.37	1.05
PUENTE	-1	Max WS	210.61	2643.62	2646.35		2647.27	0.007565	4.30	51.26	24.36	0.88
PUENTE	-2	Max WS	210.60	2643.39	2646.24	2646.23	2647.33	0.008920	4.71	48.32	23.82	0.96
PUENTE	-3	Max WS	210.60	2643.30	2646.14	2646.19	2647.32	0.010034	4.87	45.59	22.33	1.00

Total flow in cross section.





Se ha obtenido una carga máxima de agua de 3.2m (calado máximo) correspondientes a la cota 2647.07 m.s.n.m, con un caudal de 210.64 m³/s y una velocidad de 4.72 m/s. En la **Tabla 3.19** se presentan los parámetros hidráulicos que servirán para determinar la socavación general del lecho.

Tabla 3.19 Parámetros para evaluar lo socavación del lecho

Caudal (m ³ /s)	Cota del Cauce (msnm.)	Cota del Calado Máximo (m s.n.m)	Velocidad (m/s)	Calado Máximo (m)	Altura línea Energía (m)
210.64	2643.9	2647.07	4.72	3.17	4.28

3.3.3. EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL DEL LECHO

Finalmente, para la evaluación de la socavación general del lecho se ha aplicado el método de LISCHTVAN – LEVEDLIEV (1967) que se desarrolla a continuación.



METODO DE LISCHTVAN – LEVEDLIEV (1967)

El método de Lischtvan-Levedliev nos permite obtener la socavación general en cualquier tramo de un río y el valor de la socavación producida por la contracción en secciones donde el área hidráulica ha disminuido. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media erosiva (V_e) y la velocidad media de la corriente (V_r), supone también que el caudal unitario que corresponde a cada franja elemental en que se divide el cauce, es constante durante el proceso de erosión y puede ser aplicado en diferentes tipos de cauce con la respectiva calibración.

FÓRMULA SIMPLIFICADA PARA EL MÉTODO

A partir de la hipótesis de que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene constante durante el proceso erosivo, considerando un lecho granular, la densidad del agua invariable y un período de retorno de 100 años, se tiene que:

$$hc_j = \left(\frac{q_j}{4.70 * D^{0.28}} \right)^{0.71}$$

Donde:

- hc_j: Profundidad luego de la erosión vertical en la subsección j (m)
- q_j: Caudal por unidad de ancho asociado a la franja (m³/s)
- D: Diámetro característico de las partículas del fondo (D₅₀; m)

Los resultados que se han obtenido se pueden observar en la **Ilustración 3.16** junto con correspondientes análisis que se pueden observar en la **Tabla 3.20**



Ilustración 3.16 Análisis de Socavación general del lecho

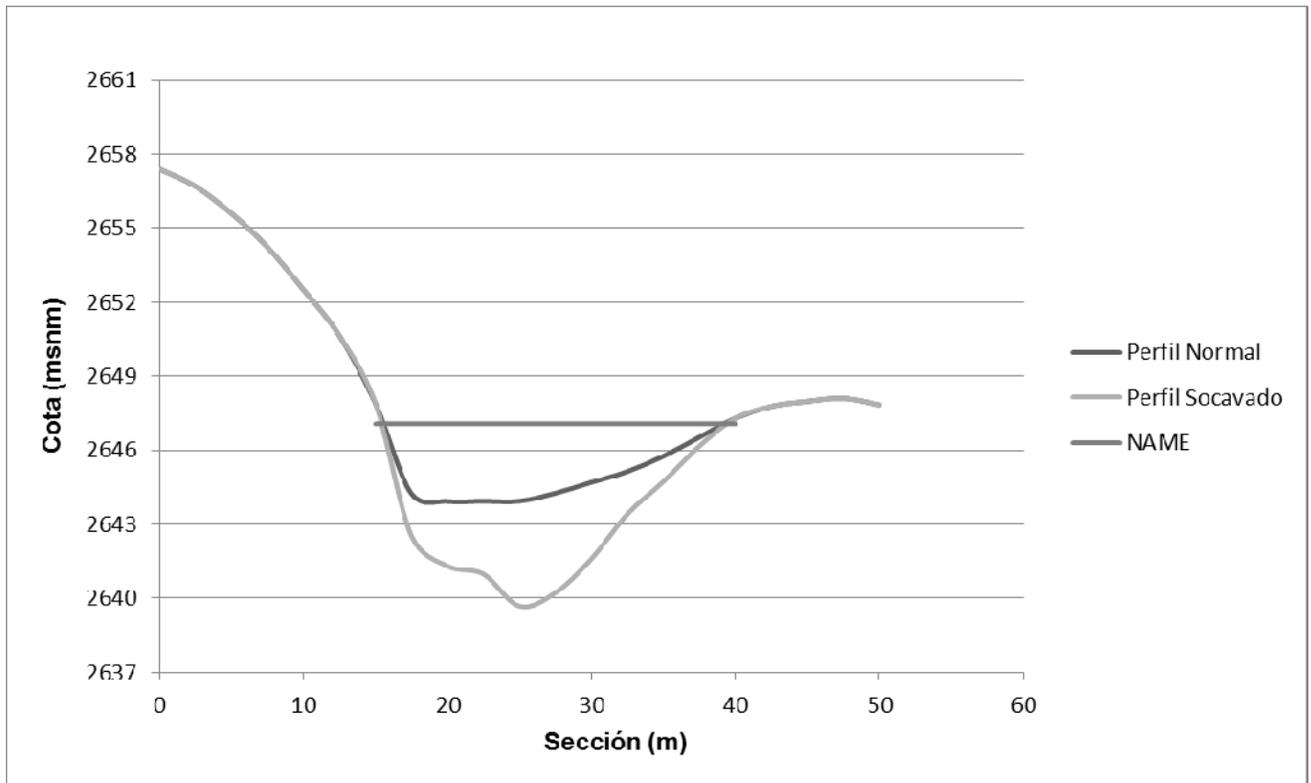




Tabla 3.20 Análisis de Socavación general del lecho

Franja	Abscisa	Cota Fondo (msnm)	Cota Max (msnm)	Calado (m)	Rugosidad (n)	Ancho (m)	Area (m ²)	V (m/s)	Radio hidr.	Q (m ³ /s)	Caudal Unitario (m ³ /s - m)	Método de Lischvan - Levediev		
												hcj	Sj	Perfil Soc.
1	0	2657.4	2647.07											2657.40
2	2.5	2656.7	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2656.70
3	5	2655.6	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2655.60
4	7.5	2654.24	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2654.24
5	10	2652.51	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2652.51
6	12.5	2650.65	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2650.65
7	15	2647.9	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2647.90
8	17.5	2644.25	2647.07	2.82	0.036	2.5	7.05	3.20	2.82	22.56	9.02	3.36	0.54	2643.71
9	20	2643.93	2647.07	3.14	0.036	2.5	7.85	3.60	3.14	28.26	11.30	3.94	0.80	2643.13
10	22.5	2643.94	2647.07	3.13	0.036	2.5	7.825	3.80	3.13	29.74	11.89	4.08	0.95	2642.99
11	25	2643.94	2647.07	3.13	0.036	2.5	7.825	4.54	3.13	35.56	14.22	4.63	1.50	2642.44
12	27.5	2644.26	2647.07	2.81	0.036	2.5	7.025	4.72	2.81	33.16	13.26	4.41	1.60	2642.66
13	30	2644.7	2647.07	2.37	0.036	2.5	5.925	4.54	2.37	26.92	10.77	3.80	1.43	2643.27
14	32.5	2645.14	2647.07	1.93	0.036	2.5	4.825	3.80	1.93	18.34	7.33	2.90	0.97	2644.17
15	35	2645.76	2647.07	1.31	0.036	2.5	3.275	3.60	1.31	11.79	4.72	2.12	0.81	2644.95
16	37.5	2646.53	2647.07	0.54	0.036	2.5	1.35	3.20	0.54	4.32	1.73	1.04	0.50	2646.03
17	40	2647.3	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2647.30
18	42.5	2647.78	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2647.78
19	45	2647.98	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2647.98
20	47.5	2648.11	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2648.11
21	50	2647.84	2647.07	0	0.05	2.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2647.84
												MAX	1.60	



4. DISCUSIÓN

La cuenca hidrográfica del Río Jadán posee una área de 278.34 km². Según V.T. Chow, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde 4 Km² hasta 130 Km², sin embargo, algunos autores han elevado el límite superior de una cuenca pequeña a los 250 Km², a partir de esa primicia, la cuenca en estudio puede ser considerada como una cuenca de tamaño intermedio-pequeño, se puede deducir que la cuenca no va a ser tan sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración con respecto a una de menor tamaño, sin embargo, si existe un evento en el que exista precipitación sobre toda la cuenca, los caudales serán muy altos. Las características del cauce van a ser más predominantes en la respuesta hidrológica de la cuenca con respecto a las de la superficie en sí de la misma.

Se ha calculado que el factor de forma de la cuenca en estudio es de 0.26, relacionando el área de la misma con su longitud. El valor máximo que se puede obtener del factor de forma es 0,7854 para una cuenca completamente circular y, a medida que la cuenca se hace más alargada, el valor tiende a cero. El escurrimiento resultante de una lluvia sobre una cuenca de forma alargada, no se concentra tan rápidamente, como en una cuenca de forma redonda; además, una cuenca con un factor de forma bajo es menos propensa a tener una lluvia intensa simultáneamente sobre toda su superficie, que un área de igual tamaño con un factor de forma mayor. Al tratarse de una cuenca de forma alargada la respuesta hidrológica muestra un hidrograma con un pico elevado debido a que la acumulación del agua en el cauce se realiza lentamente con relación a una de forma circular.

Las condiciones de drenaje que se han determinado reflejan a una cuenca con condiciones medias de drenaje con un valor de 1.78 km de drenaje por km², según Monsalve (1995), la densidad de drenaje usualmente toma valores entre



0,5 Km/Km², para cuencas con drenaje pobre, hasta 3,5 Km/Km², para cuencas excepcionalmente bien drenadas. Este es un índice importante, puesto que refleja la influencia de la geología, topografía, suelos y vegetación, en la cuenca hidrográfica, y está relacionado con el tiempo de salida del escurrimiento superficial de la cuenca.

Se ha determinado que el desnivel altitudinal de la cuenca es 857 m clasificándolo según el autor Fuentes, como una cuenca de bajo desnivel altitudinal, al relacionar esta característica con respecto al medio ecológico se conoce que con mayor cantidad de pisos altitudinales puede albergar más ecosistemas al presentarse variaciones importantes en su precipitación y temperatura. Es decir que con un bajo desnivel altitudinal no se presentará este inconveniente y la cuenca tendrá en general una temperatura y condiciones de precipitación más o menos constante. Esta característica se refleja también en el parámetro de la elevación media de la cuenca que es de 2882.96 msnm, esto tiene una influencia fundamental en el régimen hidrológico al relacionarse directamente con precipitaciones que alimentan el ciclo hidrológico de la cuenca.

El coeficiente de compacidad del área de estudio es 1.62. Según Londoño (2001), esto indica que la cuenca es una cuenca caracterizada como alargada-ovalada a rectangular-alargada y son éstas la que tienen menos torrencialidad.

A medida que el coeficiente de compacidad se aleja de la unidad, disminuye la torrencialidad de la cuenca, debido a que las distancias relativas de los puntos de la divisoria, con respecto a uno central, presentan mayores diferencias, y el tiempo de concentración se hace mayor.

El tiempo de concertación que se ha determinado según la ecuación de Kirpich (1940) es de 340 minutos, y el tiempo de retardo, es decir el tiempo que toma a la cuenca llegar a generar el mayor caudal a partir del centro de gravedad de la



figura que representa la precipitación neta, será de 3.87 horas, esto es 232,2 minutos. Estos tiempos están ligados, entre otros parámetros, a la pendiente de la cuenca, que, en este caso, es del 30% (media – baja). Según D. F. Campos, la pendiente de la cuenca tiene una importante pero compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo de los cauces. La pendiente es uno de los factores físicos que controlan el tipo de flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas, de igual manera, el profesor Carlos Londoño manifiesta que la pendiente de la cuenca es una característica que controla, en buena parte, la velocidad con que se da la escorrentía superficial, y afecta, por lo tanto, el tiempo que requiere el agua de la lluvia para concentrarse en los lechos fluviales, que constituyen la red de drenaje de las cuencas.

La pendiente media del cauce es del 1.8%, la influencia de la pendiente media total de la corriente se nota, principalmente, en la velocidad de flujo, y en la duración total de las avenidas y, por consiguiente, juega un papel importante en la forma del hidrograma. Su influencia se acopla a la de la longitud del cauce principal que es de 44.66 km. Una cuenca con pendientes altas en el cauce principal tienden a tener hidrogramas con picos más altos como el que se muestra en éste análisis a diferencia de cuencas con pendientes menores.

En cuanto al uso de suelo de la cuenca del proyecto, el 68.28% de la superficie está destinado a campos de cultivo (incluye cultivos de ciclo corto, cultivos de maíz y pasto cultivado) y se encuentra en las zonas bajas de la cuenca, las zonas altas están cubiertas de páramo, pasto natural y vegetación arbustiva que corresponde al el 19.48%, mientras que las zonas intervenidas (zonas erosionadas y bosque intervenido) ocupan en 12.23% de la superficie

Las condiciones de pendiente y de uso de suelo determinan un coeficiente de escorrentía “C” de 0.52 que representa la fracción de agua del total de la lluvia



precipitada que va a generar escorrentía superficial luego de que el suelo se ha saturado completamente.

Otro método para estimar las condiciones de escorrentía de la cuenca es a partir del Número de Curva por el método desarrollado por el SCS, como resultado se obtiene que la retención potencial máxima (máxima cantidad de lluvia que la cuenca puede absorber) igual a 95mm y la abstracción inicial de 19mm lo que da un número de curva "CN" de 73. El valor del número de curva refleja que la capacidad de retención del suelo es baja, es importante indicar que se ha obtenido un valor de un evento hidrológico bajo ciertas condiciones de diseño, y al asumir éste valor de CN, se trata un número conservador, sin embargo, en la vida real puede presentarse números mayores que éste para la cuenca en estudio. Este parámetro es muy sensible a cambios en los usos de suelo y condiciones de humedad antecedentes con las cuales se ha calculado.

Es importante resaltar que el valor de "C" y "CN" ha sido obtenido empíricamente lo cual es una desventaja ya que las condiciones climáticas varían en el tiempo, además actualmente no se cuenta con un estudio de la respuesta de los suelos de nuestra zona a diferentes lluvias producidas por lo tanto los métodos para calcular los diferentes parámetros corresponden a adaptación a nuestro entorno.

A partir del análisis de los registros de precipitación obtenidos de los anuarios meteorológicos del INAMHI, de las 3 estaciones que se encuentran en los alrededores de la cuenca, se ha definido una precipitación máxima en 24 horas, para un período de retorno de 100 años para la cuenca del proyecto, de 72.3mm con una intensidad de 3.01 mm/h. Este dato se determina a partir del método aritmético entre la precipitación proyectada a 100 años, de las 3 estaciones, el método del polígono de Thiessen con el cual se ha buscado, de igual forma, una ponderación, establece una precipitación de 69.38mm, sin



embargo, para efectos de diseño y por seguridad se adopta que la precipitación máxima de diseño de la cuenca del proyecto es de 72.3mm.

El caudal máximo se ha determinado mediante la utilización del modelo hidrológico HEC-HMS, así como la metodología del SCS obteniéndose como resultados 220 y 212 m³/s respectivamente. Es importante señalar que la metodología que se utiliza en modelo hidrológico HEC-HMS es la misma metodología del SCS con la diferencia de que el modelo incorpora ciertos criterios adicionales en su configuración de cálculo como por ejemplo la incorporación de caudal base, impervious, etc. De ahí que sale un resultado algo superior. Se asume como caudal de diseño para un período de retorno de 100 años, 215m³/s. Según los caudales que se conoce de ríos de montaña en la provincia del Azuay se asume a este valor como un valor aceptable para el diseño.

El hidrograma que se construyó mediante el método SCS del río Jadán fue cargado como precipitación de diseño dentro del modelo HEC-RAS que dio como resultados que el flujo de agua con un caudal de 210.64 m³/s, varía entre un flujo subcrítico y supercrítico, en la sección del puente de diseño, el flujo se presenta como subcrítico pero con un número de Froude igual a 0.95 lo que indica que el flujo está cerca de uno de tipo supercrítico, ésta situación corresponde al paso entre la sección del nuevo puente a la sección del antiguo puente que es más estrecha. Cuando la sección se estrecha generalmente tenemos una altura crítica y cambio de régimen, lo favorable es pasar de un flujo subcrítico a supercrítico, por lo que se ha determinado que la condición es favorable.

En la sección donde se encuentra el puente antiguo existe una contracción del cauce generada por los estribos, esto origina una velocidad de 6.7 m/s con un caudal de 210.63 m³/s. En la sección donde se pretende emplazar el nuevo puente se produce un caudal máximo de 210.64m³/s con una velocidad de 4.72



m/s, esta velocidad es un poco elevada para el cauce con lo que se puede generar socavación y erosión en las márgenes, en éste caso es de gran ayuda para evitar los problemas mencionados así como desbordamientos la protección de las márgenes con enrocados o muros de gaviones para su estabilización.

La altura de socavación general evaluada en el río Jadán es de 1.63m, esto se produce debido a la alta velocidad del flujo que se tiene en la sección de análisis y debe ser considerado al momento de realizar la cimentación de los estribos de forma que no se vean afectados y consecuentemente la superestructura. Sería recomendable el análisis correspondiente a socavación local en los estribos del puente, esto no se ha realizado debido a que no se posee datos de la profundidad de cimentación por parte de áreas de estudio como son geotecnia y geofísica con los cuales correlacionar la información obtenida en este estudio y de esa manera verificar si se verían afectados o no.

Se determina que el NAME es de 3.2 m sobre el fondo del cauce en la zona del puente en diseño. En la sección de dicho puente, la cota del espejo de agua sube de forma continua y suave mientras el caudal aumenta, una condición ventajosa que no genera impacto brusco por parte del agua a la estructura y su entorno.

Los valores obtenidos para el diseño hidráulico del puente sobre el río Jadán se mantendrán relativamente constantes con la construcción del puente debido a que la sección de emplazamiento del mismo no va a afectar de gran manera al cauce. El emplazamiento del puente antiguo cambió las condiciones naturales del cauce anteriormente y prácticamente el puente nuevo estará adosado al antiguo, sin embargo en casos diferentes, en los que el emplazamiento de un puente sea el totalmente nuevo y con ello se cambiara la sección del cauce de manera importante, el análisis de los parámetros hidráulicos como son cota del agua en máximas crecidas, profundidad de socavación, etc. debería afinarse



considerando la sección en la que consten los estribos o pilas del puente a ser emplazado ya que éstos afectarán la sección y con ello los parámetros que se obtienen.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La cuenca hidrológica del Río Jadán es una cuenca de tamaño intermedio-pequeño y de bajo desnivel altitudinal, el coeficiente de masividad indica que es una cuenca muy montañosa. Posee una forma entre alargada-ovalada a rectangular-alargada.

Las condiciones de drenaje que se determinan reflejan a una cuenca con condiciones medias de drenaje con un valor de 1.78 km de drenaje por km². La pendiente media de la cuenca es del 30% (media – baja), ésta da una idea inicial de la velocidad de la escorrentía y al igual que la forma, una idea del tiempo de concentración.

Del mapa de usos de suelo de la cuenca del proyecto se determina que la mayor parte del área está destinada a campos de cultivo (incluye cultivos de ciclo corto, cultivos de maíz y pasto cultivado). Las condiciones de pendiente y de uso de suelo determinan un coeficiente de escorrentía “C” de 0.52 y un número de curva de 73 con una retención potencial máxima de 95mm con una abstracción inicial de 19mm.

A partir del análisis de los registros de precipitación obtenidos de los anuarios meteorológicos del INAMHI, determinan una precipitación máxima en 24 horas, para un período de retorno de 100 años para la cuenca del proyecto es de 72.3mm, con una intensidad de 3.01 mm/h.

Para la modelación hidráulica el valor del coeficiente de Manning “n” (resistencia al flujo en un canal) se asume un valor de 0.036 para el cauce principal ya que es un valor adecuado para ríos de montaña, mientras que para los márgenes dicho valor es de 0.050 debido a la presencia de vegetación. El caudal máximo se determina mediante la utilización del modelo hidrológico HAC-HMS y mediante la metodología del SCS obteniéndose como resultados



220 y 212 m³/s respectivamente. Se asume como caudal de diseño para un período de retorno de 100 años, 215m³/s.

Se ha determinado que el NAME (Nivel de aguas máximas extraordinarias) del río es de 3.2 m sobre el fondo del cauce en la zona del puente en diseño.

El flujo de agua con un caudal de 210.64 m³/s. Varía entre un flujo sub crítico y supercrítico, en la sección del puente de diseño.

La altura de socavación evaluada en el río Jadán es de 1.60m mediante el método de Lischtvan-Levedliev.

En la sección del puente de diseño la cota del espejo de agua sube de forma continua y suave mientras el caudal aumenta.

La cota de máxima creciente se determina en 2647.07 msnm. Para el emplazamiento, se recomienda que el nivel más bajo de la superestructura del puente se ubique al menos 2m sobre el nivel de máxima crecida, es decir sobre la cota 2649.1 msnm. Esto es a 5.2m del fondo del cauce.

La velocidad que se produce con un caudal de 210.64 m³/s en la sección del puente de diseño será de 4.72 m/s. esta velocidad es un poco elevada para el cauce, esto genera socavación y erosión en las márgenes. Es recomendable la utilización de muros de escollera en las márgenes del río especialmente en la zona de los estribos para evitar éste fenómeno que puede ser perjudicial para la superestructura



6. BIBLIOGRAFÍA

UDA - CGPaute. 2008. *Ríos de la Cuenca del Paute. Escala 1:50 000, Universidad del Azuay, 2008. Cuenca, Ecuador. Consejo de Gestión de Aguas de la Cuenca del Río Paute, 2008. Cuenca, Ecuador, Fuente: Instituto Geográfico Militar, 1971 – 1994, Universidad del Azuay, 2004. Cuenca, Ecuador.*

D. F. CAMPOS ARANDA: *Procesos del Ciclo Hidrológico, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Facultad de Ingeniería, San Luis Potosí, S.L.P., México, 1998.*

IBÁÑEZ ASENSIO S, MORENO RAMÓN H Y GISBERTBLANQUER J.M: *Métodos para la determinación del coeficiente de escorrentía (c), Universidad Politécnica de Valencia, Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agronómica y del Medio Natural, Departamento de Producción Vegetal, 2011*

FRANQUET BERNIS, J.M.: *El caudal mínimo medioambiental del tramo inferior del río Ebr, 2009*

TÉMEZ, J. *Cálculo Hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. Dirección General de Carreteras. Madrid. España. 111p.1978*

DSS AMBIENTE – INGENIERÍA – INNOVACIÓN, *“Estudio Hidráulico Río Bío Bío: Puente Juan Pablo II – Desembocadura”, Mayo del 2009*

FUENTES, J.J. 2004. *“Análisis morfométrico de cuencas: caso del estudio en el Parque Nacional de Pico de Tancitarío”. INECOL.*

ROJAS, R. *“Hidrología Aplicada al manejo de Cuencas”. 2009*

MONSALVE, Germán. *“Hidrología en la Ingeniería” Ed. Escuela Colombiana de Ingeniería. Santafé de Bogotá. 1995*

LONDOÑO, Carlos. *“Cuencas Hidrográficas: Bases Conceptuales – Caracterización – Planificación – Administración”, Universidad de Tolima, Ibagué, 2001*



INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA e HIDROLOGÍA. 2010. Base de datos: Precipitación. Estación Galaceo, Ricaurte, Cumbe – Ec. Periodo de registro: 1964 - 2010.

URBIZAGASTEGUI ALVARADO, Rubén. La productividad científica de los autores: Un modelo de aplicación de la ley de Lotka por el método del poder inverso generalizado. *Inf. cult. soc.* [online]. 2005, n.12 [citado 2013-09-04], pp. 51-73 . Disponible en:

<http://www.scielo.org.ar/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1851-17402005000100004&lng=es&nrm=iso>. ISSN 1851-1740.

VEN TE CHOW, Hidrología Aplicada, Mc GRAW HILL, 1994

VEN TE CHOW, Hidráulica de canales abiertos, Mc GRAW HILL, 1994

7. ANEXOS

7.1. REGISTRO FOTOGRÁFICO

Fotografía 1



Puente nuevo junto al puente antiguo sobre el río Jadán donde se puede observar el estrechamiento que producen los estribos en el perfil del cauce

Fotografía 2



Lecho del río aguas arriba del puente donde se puede ver la vegetación en las orillas y el material granular en el fondo del lecho

Fotografía 3



Elevación del nivel más bajo de la superestructura sobre el lecho del río, esta elevación es congruente con los resultados obtenidos en el desarrollo del proyecto.



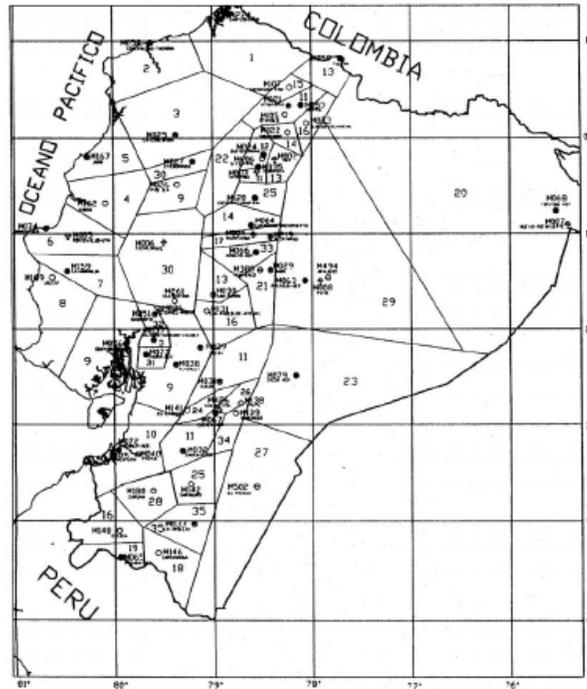
7.2. TABLAS Y MAPAS

Tabla 7.1 Valores críticos de la prueba de Kolmogorov - Smirnov

One-sided test	$p = 0.90$	0.95	0.975	0.99	0.995
Two-sided test	$p = 0.80$	0.90	0.95	0.98	0.99
$n = 1$.900	.950	.975	.990	.995
2	.684	.776	.842	.900	.929
3	.565	.636	.708	.785	.829
4	.493	.565	.624	.689	.734
5	.447	.509	.563	.627	.669
6	.410	.468	.519	.577	.617
7	.381	.436	.483	.538	.576
8	.358	.410	.454	.507	.542
9	.339	.387	.430	.480	.513
10	.323	.369	.409	.457	.489
11	.308	.352	.391	.437	.468
12	.296	.338	.375	.419	.449
13	.285	.325	.361	.404	.432
14	.275	.314	.349	.390	.418
15	.266	.304	.338	.377	.404
16	.258	.295	.327	.366	.392
17	.250	.286	.318	.355	.381
18	.244	.279	.309	.346	.371
19	.237	.271	.301	.337	.361
20	.232	.265	.294	.329	.352
21	.226	.259	.287	.321	.344
22	.221	.253	.281	.314	.337
23	.216	.247	.275	.307	.330
24	.212	.242	.269	.301	.323
25	.208	.238	.264	.295	.317
26	.204	.233	.259	.290	.311
27	.200	.229	.254	.284	.305
28	.197	.225	.250	.279	.300
29	.193	.221	.246	.275	.295
30	.190	.218	.242	.270	.290
31	.187	.214	.238	.266	.285
32	.184	.211	.234	.262	.281
33	.182	.208	.231	.258	.277
34	.179	.205	.227	.254	.273
35	.177	.202	.224	.251	.269
36	.174	.199	.221	.247	.265
37	.172	.196	.218	.244	.262
38	.170	.194	.215	.241	.258
39	.168	.191	.213	.238	.255
40	.165	.189	.210	.235	.252
$n > 40:$	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.52}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

Fuente: URBIZAGASTEGUI ALVARADO, 2005

Ilustración 7.1 Mapa de zonificación de intensidades para el Ecuador



Fuente: INAMHI