



UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DE CUENCA

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

*Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo*

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERIA,**

**INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN EL PUENTE  
UBICADO EN LA CALLE ELOY ALFARO  
DEL RIO GUALAQUIZA.**

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

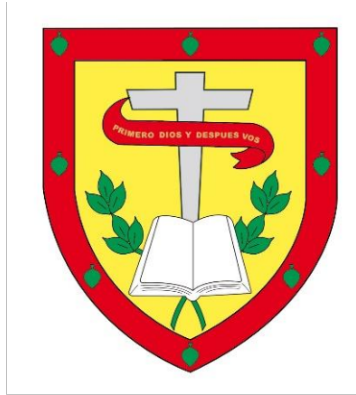
**AUTOR: ADRIAN FABRICIO LITUMA VIÑAN**

**DIRECTOR: ING. SANTIAGO AURELIO OCHOA PhD.**

**CUENCA - ECUADOR**

**2024**

**DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

*Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo*

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,  
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERA CIVIL**

**EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN EL PUENTE UBICADO  
EN LA CALLE ELOY ALFARO DEL RIO GUALAQUIZA.**

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.**

**AUTOR: ADRIAN FABRICIO LITUMA VIÑAN**

**DIRECTOR: ING. SANTIAGO AURELIO OCHOA PhD.**

**CUENCA - ECUADOR**

**2024**

**DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO**

## DECLARATORIA DE AUTORÍA Y RESPONSABILIDAD

Adrian Fabricio Lituma Viñan portador de la cédula de ciudadanía N° 1400470728. Declaro ser el autor de la obra: **“EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN EL PUENTE UBICADO EN LA CALLE ELOY ALFARO DEL RIO GUALAQUIZA”**, sobre la cual me hago responsable sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaro que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximo a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaro finalmente que mi obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también me responsabilizo y eximo a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Cuenca, 23 de enero del 2024



Adrian Fabricio Lituma Viñan  
1400470728

## CERTIFICACIÓN

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado "EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN EL PUENTE UBICADO EN LA CALLE ELOY ALFARO DEL RIO GUALAQUIZA", certifico que fue realizado por ADRIAN FABRICIO LITUMA VIÑAN, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca, bajo supervisión del suscrito; trabajo que reúne los requisitos necesarios para su presentación y sustentación ante el tribunal que se disponga.



**ING. SANTIAGO AURELIO OCHOA GARCÍA PhD.**

**C.I. 010415814-2**

**DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

## DEDICATORIA

Al Todopoderoso, **Dios**, a quien agradezco por brindarme la vida y la salud. Sin Su gracia, nada de esto sería posible.

A mi amada esposa, **Norma**, quien representa la fuerza y el apoyo constante en mi vida. Agradezco infinitamente todos los momentos compartidos y anhelo con alegría los momentos por venir que nos depara el futuro.

A mis padres, **Enrique y Julia**, que han sido un ejemplo invaluable en mi desarrollo personal y en mi crecimiento profesional. Agradezco su guía y enseñanzas que han sido un faro en mi vida.

A mis queridos hermanos, **Joselito, Ismael y Angélica**, quienes han sido una fuente inagotable de motivación para seguir adelante y nunca desfallecer en mis metas.

A mis amados abuelitos, **Zoila, Hortensia y Bruno**, quienes, desde el cielo, cuidan y guían mi camino. Un agradecimiento especial a **Gerardo**, a quien agradezco a Dios por tenerlo aún a mi lado. Su constante entrega al brindarnos sabios consejos es un regalo invaluable, y espero con gratitud que continúe haciéndolo.

Y de manera muy especial, a mi hijo **Aton**, quien siempre ha confiado en que su papá puede lograrlo. Tu fe en mí es un motor que impulsa mis logros cada día.

## **AGRADECIMIENTO.**

Agradezco profundamente al **Dr. Santiago Ochoa**, mi director de tesis, por su invaluable apoyo y dedicación. Su tiempo y esfuerzo en las correcciones fueron fundamentales para garantizar la viabilidad y el éxito de este proyecto.

Asimismo, quiero expresar mi gratitud a los ingenieros **Paola Delgado, Eduardo Palma, David Cajamarca, Juan Maldonado, Luis Mario Almache y Juan Barbecho**. Su generosidad al compartir sus conocimientos y experiencias ha sido de gran valor durante mi formación académica.

A todas las personas que han contribuido al desarrollo y culminación de este trabajo, mi agradecimiento. En especial, agradezco a Dios por brindarme la fortaleza y el apoyo diario.

## RESUMEN

El presente trabajo de titulación se enfoca en la **evaluación de la socavación del puente en el río Gualaquiza**. Para entender los fenómenos hidrológicos hidráulicos presentes en el área de estudio, se analizó la morfología de la cuenca, levantamiento topográfico batimétrico, análisis granulométrico y el levantamiento de la geometría del puente para analizar y calcular la respuesta ante eventos de máximas crecidas.

A través del software ArcGis, los servidores satelitales Copernicus y OpenLandMap, el método de Curva Numero, la información Meteorológica e Hidrológica de Gualaquiza (*M189*) y la estadística, se determinó los caudales máximos para los periodos de retorno de **50 y 100 años**; con la ayuda del software HEC-HMS de acuerdo a las características de la cuenca se obtuvieron los caudales máximos recomendados de **84.9 m<sup>3</sup>/s** y **117.1 m<sup>3</sup>/s** respectivamente. Aplicando el software HEC-RAS, se obtuvieron los tirantes máximos, velocidad máxima y el número de Froud para los diferentes periodos de retorno.

El cálculo de la socavación se lo realizo aplicando formulas empíricas que guardan correlación en los parámetros aplicados para poder promediar los resultados. Para la socavación General se obtuvo un promedio de **1.11 m**, los resultados de la socavación local en la pila intermedia son de **3.01 m** y la socavación el estribo derecho es de **3.14 m**, para un periodo de retorno de 100 años. Según la información y los cálculos realizados se ha determinado que existe socavación local y es necesario reforzar la cimentación con muros de gaviones o enrocados a una altura de 1.50m para preservar la integridad y funcionalidad del puente.

**Palabras clave:** Socavación río Gualaquiza, socavación local, socavación en estribos, estudio hidráulico, estudio hidrológico.

## ABSTRACT

This degree work focuses on **evaluating the bridge scour in the Gualaquiza River**. The morphology of the basin, bathymetric topographic survey, granulometric analysis, and survey of the bridge geometry were evaluated to analyze and calculate the response to maximum flood events and to understand the hydraulic hydrological phenomena present in the study area.

The Number Curve method, Meteorological, and Hydrological information from Gualaquiza (**M189**), its statistics, and peak flows for the 50 and 100 years return periods were determined using ArcGIS software, Copernicus, and OpenLandMap satellite servers. The recommended peak flows of **84.9 m<sup>3</sup>/s** and **117.1 m<sup>3</sup>/s** were obtained using the HEC-HMS software based on the characteristics of the basin, respectively. By applying the HEC-RAS software, the peak flows, velocity, and Froud number were obtained for the different return periods.

Scour was calculated by applying empirical formulas correlated with the parameters applied to average the results. For the general scour, an average of **1.11 m** was obtained; the results of local scour in the intermediate pile are **3.01 m**, and the scour in the right abutment is **3.14 m** for a return period of 100 years. According to the information and calculations performed, it has been determined that there is local scour, and it is necessary to reinforce the foundation with gabion or rockfill walls at a height of 1.50 m to preserve the integrity and functionality of the bridge.

**Keywords:** Gualaquiza river scour, local scour, abutments scour, hydraulic study, hydrological study.

# ÍNDICE GENERAL

## Contenido

DEDICATORIA .....	iv
AGRADECIMIENTO. ....	v
RESUMEN .....	vi
ABSTRACT.....	vii
ÍNDICE GENERAL .....	viii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	xv
INTRODUCCIÓN. ....	xvi
ANTECEDENTES. ....	xvii
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA. ....	xx
Formulación del Problema.....	xx
Delimitación del Problema.....	xxii
Definición de la zona de estudio. ....	xxiii
JUSTIFICACIÓN. ....	xxiv
OBJETIVOS. ....	xxv
Objetivo general.....	xxv
Objetivo específico. ....	xxv
CAPITULO I MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. HIDROLOGÍA. ....	1
1.1.1. Ciclo hidrológico.....	2
1.1.2. Cuenca hidrológica. ....	2
1.1.3. Delimitación de la cuenca. ....	3
1.1.4. Características morfométricas de la cuenca. ....	3
1.1.4.1. Parámetros de físicos de la cuenca. ....	3
1.1.4.2. Parámetros de forma de la cuenca. ....	5
1.1.4.3. Características del relieve de una cuenca. ....	8
1.2. MODELOS HIDROLÓGICOS .....	10
1.2.1. Clasificación de los modelos.....	10

1.2.2. HEC-HMS.....	12
1.2.3. Método del SCS. ....	13
1.2.4. Hidrograma unitario del U. S. Soil Conservation Service. ....	13
1.2.5. Condiciones hidrológicas. ....	14
1.2.5.1. Tiempo de concentración. ....	15
1.2.5.2. Número de curva. ....	15
1.2.5.3. Grupos hidrológicos. ....	16
1.2.5.4. Condición de humedad antecedente. ....	17
1.3. HIDRÁULICA FLUVIAL.....	18
1.3.1. Sedimentos. ....	19
1.3.2. Transporte de sedimentos en ríos. ....	19
1.3.2.1. Transporte sólido de fondo (arrastre). ....	20
1.3.2.2. Transporte sólido en suspensión. ....	20
1.3.2.3. Transporte por “saltación”. ....	20
1.3.3. Corrientes Naturales. ....	21
1.3.4. Coeficiente de rugosidad de Manning.....	21
1.4. MODELACION HIDRAULICA.....	22
1.4.1. Modelos utilizados en la modelación hidráulica. ....	22
1.4.2. HEC-RAS.....	23
1.5. SOCAVACIÓN. ....	23
1.5.1. Descripción del fenómeno. ....	24
1.5.2. Tipos de socavación. ....	25
1.5.3. Métodos para el cálculo de la socavación general. ....	28
Método de Listchvan Lebediev. ....	28
Fórmula de Maza Álvarez Y Echavarría Alfaro.....	29
Fórmula de Blench. ....	29
Fórmula de Lacey.....	29
1.5.4. Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de fundaciones de puentes. ....	30
Método de Laursen y Toch.....	31
Método de Larras. ....	33
Ecuación de Neill. ....	34
Shen (1969). ....	34
Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) HEC 18.....	34
1.5.5. Métodos para el cálculo de la socavación en estribos de fundaciones de puentes.....	35

Ecuación de Liu.....	36
Método de Froehlich. ....	36
Método de Hire.....	37
1.6. ESTADÍSTICA.....	38
1.6.1. Probabilidad. ....	38
1.6.2. Intensidad ( <i>i</i> ). ....	39
1.6.3. Periodo de retorno ( <i>Tr</i> ).....	39
1.6.4. Modelos de distribución.....	40
1.6.5. Pruebas de bondad de ajuste.....	42
1.6.6. Curvas IDF.....	43
CAPITULO II ANÁLISIS HIDROLÓGICO.....	45
2.1. UBICACIÓN DE LA ÁREA DE ESTUDIO.....	45
2.2. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.....	46
2.2.1. Parámetros de físicos de la cuenca.....	47
2.2.2. Parámetros de forma de la cuenca.....	49
2.2.3 Características de relieve de la cuenca.....	50
2.3. ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE LA PRECIPITACIÓN.....	53
2.3.1. Determinación del caudal de diseño.....	53
2.3.2. Precipitaciones.....	53
2.4. CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS.....	61
2.4.1. Tiempo de concentración.....	61
2.4.2. Numero de curva.....	61
2.4.3. Aforo.....	64
2.5. MODELACIÓN HIDROLÓGICA CON HEC-HMS.....	65
CAPITULO III ANÁLISIS HIDRÁULICO.....	69
3.1. CONDICIONES DE ENTORNO.....	70
3.1.1. Topografía – batimetría.....	70
3.1.2. Análisis granulométrico.....	71
3.1.4. Geometría del puente.....	72
3.1.5. Coeficiente de Manning.....	74
3.2. MODELACIÓN HIDRÁULICA CON HEC-RAS.....	75
3.3.- SOCAVACIÓN.....	76
3.3.1.- Socavación general.....	77

3.3.2.- Socavación local.....	78
3.3.3.- Socavación en Estribos.....	78
CAPITULO IV ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	80
4.1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO.....	80
4.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	81
4.3. MODELACIÓN HIDROLÓGICA.....	81
4.4. GRANULOMETRÍA.....	82
4.5. MODELACIÓN HIDRÁULICA.....	82
4.6. SOCAVACIÓN GENERAL.....	83
4.7. SOCAVACIÓN LOCAL.....	83
4.8. SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS.....	84
CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	85
5.1. CONCLUSIONES.....	85
5.2. RECOMENDACIONES.....	86
ANEXOS.....	92

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla I.</b> Coordenadas de ubicación de los puntos de estudio. ....	xxiii
<b>Tabla 1.1.</b> Clases de tamaño de cuenca. ....	4
<b>Tabla 1.2.</b> Clasificación Índice de Gravelius. ....	6
<b>Tabla 1.3.</b> Clasificación Índice de Gravelius interpretación ambiental. ....	6
<b>Tabla 1.4.</b> Clasificación de factor de forma $K_f$ . ....	6
<b>Tabla 1.5.</b> Clasificación de densidad de drenaje $D_d$ . ....	7
<b>Tabla 1.6.</b> Clasificación de la sinuosidad de las corrientes de agua $S$ . ....	7
<b>Tabla 1.7.</b> Clasificación de la pendiente de la cuenca $J$ . ....	8
<b>Tabla 1.8.</b> Clasificación de la pendiente del cauce. ....	9
<b>Tabla 1. 9..</b> Clasificación de Brandbury (1964). ....	17
<b>Tabla 1.10.</b> Valores para el coeficiente $K_c$ . ....	35
<b>Tabla 1.11.</b> Valor para el coeficiente $K_f$ . ....	37
<b>Tabla 1.12.</b> Frecuencia vs Probabilidad. ....	40
<b>Tabla 2.1.</b> Valores de diferentes distribuciones. ....	54
<b>Tabla 2.2.</b> Hietograma $T=50$ años. ....	59
<b>Tabla 2.3.</b> Hietograma $T=100$ años. ....	60
<b>Tabla 2.4.</b> Tiempo de concentración en horas y minutos. ....	61
<b>Tabla 2.5.</b> Numero de curva. ....	62
<b>Tabla 3.1.</b> Análisis granulométrico. ....	72
<b>Tabla 3.2.</b> Parámetros geométricos. ....	73
<b>Tabla 3.3.</b> Coeficientes de Manning. ....	74
<b>Tabla 3.4.</b> Socavación en la pila. ....	78

<b>Tabla 3.5.</b> Socavación en el estribo.....	79
<b>Tabla 4.1</b> Resultados del estudio hidrológico. ....	80

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura I.</b> Causas de colapso según Smith 1976. ....	xvii
<b>Figura II.</b> Causas de colapso en el Ecuador.....	xix
<b>Figura III.</b> Socavación de estribos puente vía a Proveeduría, Rio Gualaquiza. ....	xxi
<b>Figura IV.</b> Socavación de estribos paso de agua potable, Rio Yumaza. ....	xxii
<b>Figura V.</b> Puente ubicado en la calle Eloy Alfaro, rio Gualaquiza, punto de estudio. .	xxiii
<b>Figura VI.</b> Ubicación de la sección de estudio. ....	xxiv
<b>Figura 1.1.</b> Ciclo hidrológico. ....	2
<b>Figura 1.2.</b> Características de la curva hipsométrica. ....	9
<b>Figura 1.3.</b> Representación esquemática de un modelo hidrológico. ....	10
<b>Figura 1.4.</b> Representación esquemática de un modelo hidrológico. ....	14
<b>Figura 1.5.</b> Numero de escorrentía para tierras agrícolas. ....	21
<b>Figura 1.6.</b> Proceso de socavación total.....	26
<b>Figura 1.7.</b> Proceso de socavación general. ....	27
<b>Figura 1.9.</b> Proceso de socavación local. ....	28
<b>Figura 1.10.</b> Coeficiente del valor $Kf$ . ....	32
<b>Figura 1.11.</b> Coeficiente del valor $Kg$ . ....	32
<b>Figura 1.12.</b> Coeficiente del valor $K\varphi$ . ....	33
<b>Figura 1.13.</b> Valores para el coeficiente $K\theta$ . ....	37

<b>Figura 2.1.</b> Ubicación de la cuenca de estudio. ....	46
<b>Figura 2.2.</b> Relieve del área de estudio. ....	47
<b>Figura 2.3.</b> Datos del área de estudio. ....	48
<b>Figura 2.4.</b> Mapa de Pendiente de la cuenca. ....	51
<b>Figura 2.5.</b> Distribución de pendiente. ....	52
<b>Figura 2.6.</b> Hojas de aforo. ....	64
<b>Figura 2.7.</b> Secciones y áreas de aforo. ....	65
<b>Figura 2.8</b> Resultados del Hec-Hms para un periodo de 50 años. ....	66
<b>Figura 2.9.</b> Resultados del Hec-Hms para un periodo de 100 años. ....	67
<b>Figura 3.1</b> Secciones Transversales. ....	70
<b>Figura 3.2.</b> Ubicación de la extracción de las calicatas. ....	71
<b>Figura 3.4.</b> Geometría del Puente. ....	73
<b>Figura 3.5.</b> Pila intermedia. ....	73
<b>Figura 3.6.</b> Características de los márgenes del río. ....	74
<b>Figura 3.7.</b> Modelación con HEC-RAS. ....	75
<b>Figura 3.13.</b> Modelo con el puente. ....	76
<b>Figura 5.1.</b> Socavación Local. ....	83
<b>Figura 5.1.</b> Socavación Estribo. ....	84
<b>Figura 5.1.</b> Muros de gaviones en ríos. ....	87
<b>Figura 5.2.</b> Muros de gaviones en el alerón derecho. ....	87

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<b>Ilustración 2.1.</b> Curva Hipsométrica de la cuenca en estudio. ....	52
<b>Ilustración 2.2.</b> Precipitaciones máximas y mínimas. ....	55
<b>Ilustración 2.3.</b> Ciclo Hidrológico.....	56
<b>Ilustración 2.4.</b> Precipitaciones diarias máximas probables.....	57
<b>Ilustración 2.5.</b> Curvas IDF. ....	58
<b>Ilustración 2.6.</b> Hietograma T=50 años. ....	59
<b>Ilustración 2.7.</b> Hietograma precipitación T=100. ....	60
<b>Ilustración 2.8.</b> Hietogramas Caudal vs Tiempo. ....	68
<b>Ilustracion3.3.</b> Socavación general para un Tr de 100 años. ....	77

## **INTRODUCCIÓN.**

Entre el puente, la sociedad y el río hay una estrecha e importante relación que cada uno cumple e influye directamente sobre el otro. El ingeniero tiene la obligación y la capacidad de interactuar con estos tres elementos de una manera multidisciplinaria para crear una estructura capaz de resistir la corriente del río, el arrastre del material sedimentable y a la demanda del crecimiento del parque automotor.

En un puente se distingue la superestructura, constituida por el tablero; y la infraestructura formada por los estribos, la cimentación y los pilares. Las pilas son los apoyos intermedios, cuando el puente tiene más de un tramo. Los estribos se ubican en los extremos y empalman con los terraplenes de aproximación al puente. Los cimientos transmiten al lecho fluvial el peso de toda la estructura. Los pilares y estribos son elementos extraños dentro de la corriente del río. Cuando las corrientes de agua chocan contra estas estructuras, generan corrientes turbulentas que provocan la erosión local. Las características de esta perturbación local, ocasionada por elementos como un estribo o una pila, dependen de diversos factores, incluyendo el transporte de sólidos y la capacidad de arrastre de la corriente de agua.

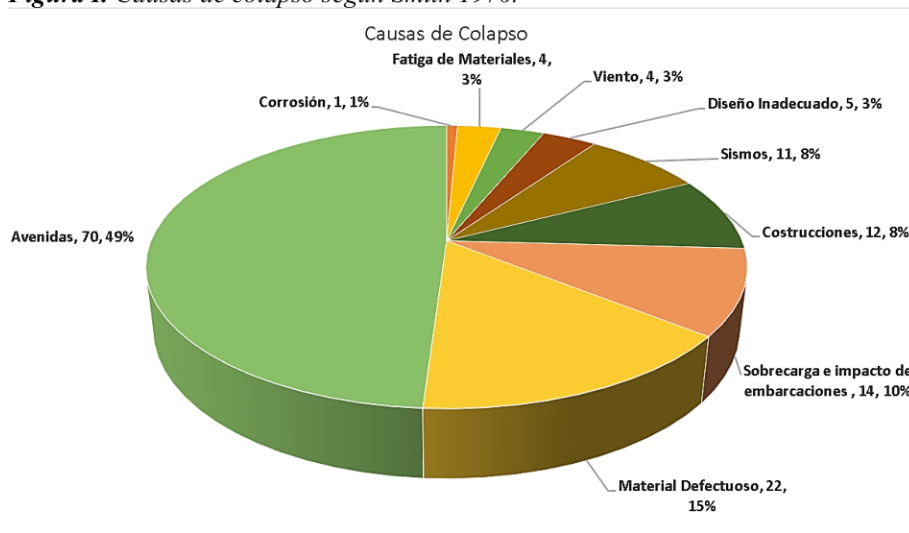
¿Es importante el diseño hidráulico – Hidrológico en el diseño de puentes? La respuesta está en las numerosas fallas o problemas estructurales presentados en puentes después de una crecida o de un temporal lluvioso, donde con un estudio Hidráulico - Hidrológico se pueden mitigar estos problemas que se resumen en pérdidas económicas y algunos casos vidas humanas.

## ANTECEDENTES.

Los puentes son esenciales para conectar comunidades y facilitar el transporte, además desempeñando un papel vital en la infraestructura moderna. Sin embargo, enfrentan una amenaza peligrosa y silenciosa: la socavación. Este proceso de erosión del suelo por la fuerza del agua debilita la estructura del puente y pone en riesgo la seguridad de los usuarios.

El ingeniero (D. W. Smith, 1976) realizó un estudio estadístico de 143 puentes en todo el mundo. Descubrió que la principal causa de colapsos era el tráfico de avenidas con un 49%, especialmente debido a la socavación. Otros factores incluyeron problemas en materiales, sismos, construcción defectuosa y sobrecargas por el impacto de embarcaciones, el diseño inapropiado, vientos fuertes, fatiga y corrosión también contribuyeron en casos menos frecuentes como se representa en el siguiente gráfico.

*Figura I. Causas de colapso según Smith 1976.*



*Fuente: D.W. Smith 1979.*

De acuerdo con las investigaciones de (Wardhana Kumalasari & Hadipriono Fabian, 2003) que se fundamentan en la información original disponible a los escritores, en Estados Unidos, de

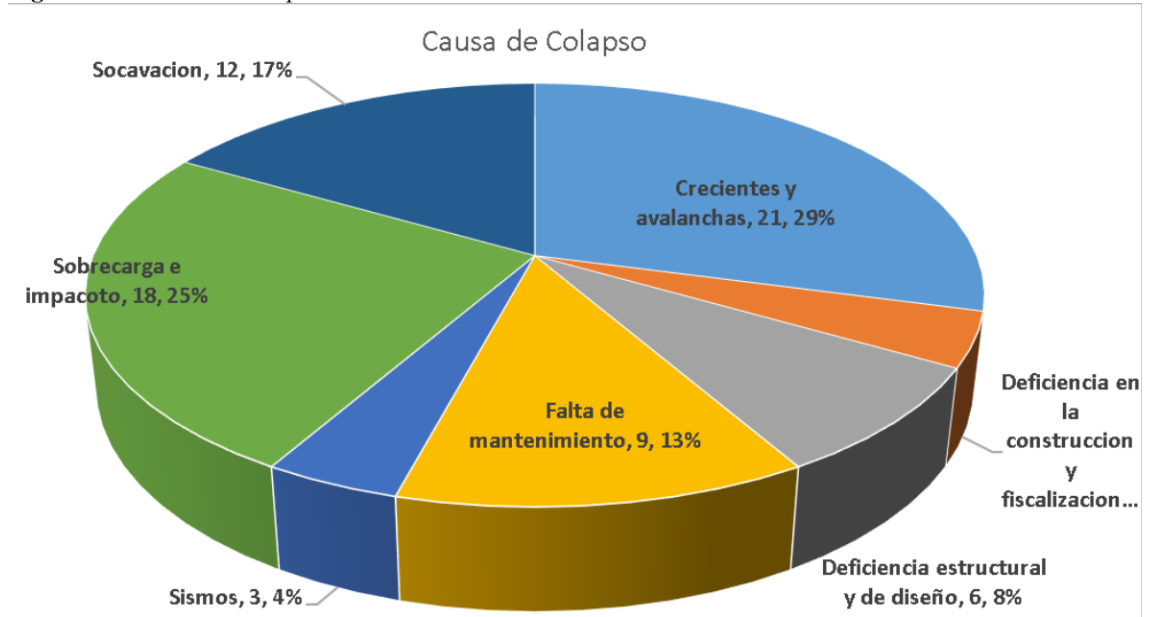
un total de 503 puentes estudiados, 456 colapsaron y se registró información sobre su comportamiento durante 12 años. La mayoría de los colapsos 266, se atribuyeron a grandes inundaciones que generaron erosión en la base de los estribos y pilares. Según la Administración Federal de Carreteras (Federal Highway Administration, 1999), “la socavación se define como el proceso de erosión o remoción de material del cauce o la orilla de los cimientos del puente debido al flujo de agua. Esta degradación del lecho a largo plazo puede llevar a la contracción y a la socavación local”.

En Colombia, se llevó a cabo un estudio sobre 63 puentes colapsados entre 1986 y 2001, donde se identificaron siete causas principales de los colapsos: atentados terroristas, avalanchas y crecientes de río, socavación, deficiencia estructural y de diseño, deficiencias en la construcción e inspección, sobrecarga e impacto, y falta de mantenimiento. Los resultados revelaron que las causas más significativas fueron la socavación y las avalanchas y crecientes de río, representando un total del 48% de todos los colapsos (Muñoz Díaz, 2002).

En el estudio de (Marín Guzmán & Maldonado Noboa, 2022) basado en información de acceso público, en Ecuador, las principales causas del colapso de puentes se dividen en dos categorías generales: factores naturales y factores humanos. Entre los factores naturales, se destacan la socavación, los sismos, las crecientes de ríos y las avalanchas como eventos que pueden debilitar la estructura de un puente. Por otro lado, los factores humanos incluyen la deficiencia en el diseño y la estructura del puente, la sobrecarga e impacto causados por vehículos o materiales, así como las deficiencias en la construcción y la fiscalización de la obra. Además, se encontró que

un alarmante 46% de las fallas en puentes se atribuyen a las crecidas de los ríos que provocan inundaciones y socavación, donde las causas de colapso se representan en el siguiente gráfico.

**Figura II.** Causas de colapso en el Ecuador.



*Fuente: Marín Guzmán, Christopher Rodolfo. 2022.*

Los resultados obtenidos resaltan la importancia de abordar estos problemas para garantizar la seguridad y la integridad de los puentes a nivel global. Se ha demostrado que el agua es crucial en la ocurrencia de fallas en puentes cercanos a ríos. Es evidente que las grandes crecidas de agua generan conflictos entre los procesos naturales de los ríos y las intervenciones humanas en la construcción de infraestructuras. En especial, para puentes de gran importancia, es fundamental considerar sus efectos a través de un análisis adecuado mediante un Hidrograma de Crecidas (Avenidas).

Es por esto que los Estudios Hidráulicos e Hidrológicos se vuelven herramientas de vital importancia para prevenir fallas de puentes en el Ecuador y en todo el mundo. Estos estudios

permiten comprender y evaluar cómo las fuerzas del agua interactúan con la estructura del puente y cómo este responde ante diversas condiciones hidrológicas.

Los daños en los puentes provienen principalmente del comportamiento hidráulico de ríos y quebradas, la mala ubicación de las estructuras y su inadecuada concepción para las condiciones actuales. **En las últimas décadas, la mayoría de las fallas en los puentes del Ecuador se han debido a problemas de Hidráulica Fluvial más no a "problemas estructurales"**. Es crucial abordar el problema desde esta perspectiva y reflexionar sobre la interacción de los ríos con los puentes para encontrar soluciones adecuadas.

## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

### **Formulación del Problema.**

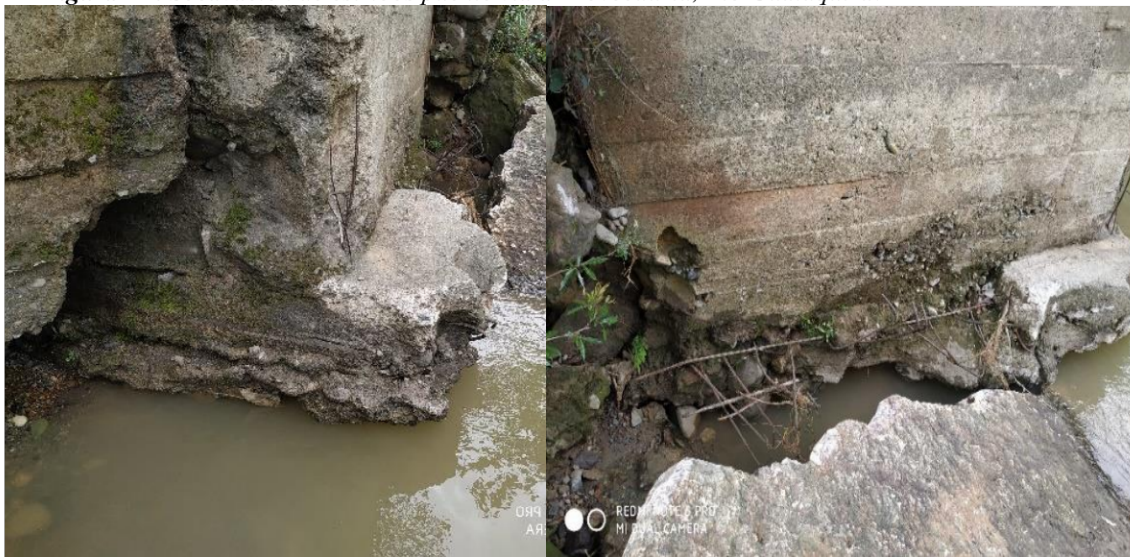
En la cátedra de Puentes se realiza propuestas de Puentes tanto con fines académicos como para convenios interinstitucionales. Se hace hincapié en la importancia de los estudios hidráulico e hidrológicos donde son fundamentales e impredecible para realizar el análisis estructural y el método constructivo a elegir.

El 35% de los puentes estudiados (sin contabilizar los colapsados por atentados terroristas) fallaron por socavación de la cimentación de sus estribos o pilas, lo cual sucede sobre todo en puentes construidos hace más de veinte años, donde el criterio fundamental de diseño de la cimentación obedecía más a la capacidad portante y no a los fenómenos de socavación probables. (Muñoz Díaz, 2002).

El fallo o colapso de puentes tiene un impacto altamente negativo ya que genera pérdidas de vidas y de recursos económicos y significativos problemas sociales. Un alto porcentaje de los fallos de los puentes se debe a las inundaciones. Por ejemplo, En estados Unidos aproximadamente el 50 % de los puentes colapsados entre 1989 y 2000 fallaron debido a crecientes de ríos (Wardhana Kumalasari & Hadipriono Fabian, 2003).

Entre las principales causas de los fallos de los puentes debido a las acciones hidráulicas se tienen la socavación, el deterioro de la estructura, la acumulación de “escombros”, el empuje hidrodinámico y la sub-presión bajo el tablero. El fallo de un puente se puede presentar como consecuencia del daño de una o varias de las partes de la subestructura (cimentación, pilas y estribos) o la superestructura (tablero) (Bocanegra et al., 2019).

*Figura III. Socavación de estribos puente vía a Proveeduría, Rio Gualaquiza.*



*Fuente: Elaboración propia.*

Actualmente en la ciudad de Gualaquiza, por múltiples factores como la explotación de pétreos, deforestación, crecimiento del área urbana, crecidas inesperadas del caudal de río y la minería ilegal, ha hecho que el río Gualaquiza se altere su cauce y caudal. Por estas alteraciones

los puentes han sufrido daños estructurales en la superestructura y la infraestructura, como se observa en la siguiente figura.

*Figura IV. Socavación de estribos paso de agua potable, Rio Yumaza.*



*Fuente: Elaboración propia.*

### **Delimitación del Problema.**

El presente trabajo de titulación tendrá un amplio entorno de aplicación tanto en las ramas de Hidrología, Estructuras y Puentes, siendo un trabajo Teórico – Practico se centra en la realización de un estudio Hidrológico – Hidráulico del puente sobre el rio Gualaquiza en la calle Eloy Alfaro en el barrio Perla de la Amazonia, para generar un modelo Hidrológico – Hidráulico, que se complementa con la realización de un levantamiento topográfico, batimétrico y un análisis granulométrico del material del rio; donde a partir de estos estudios, modelos , análisis y criterios técnicos, se obtendrá la profundidad minina que se debe cimentar los estribos para que no exista socavación y las áreas propensas de socavación como también la distancia recomendada para realizar los nuevos estribos para un futuro puente.

*Figura V. Puente ubicado en la calle Eloy Alfaro, río Gualaquiza, punto de estudio.*



*Fuente: Elaboración propia.*

Los diferentes procesos y actividades estarán enmarcadas en la normativa INEN y en la base legal ecuatoriana. Si la normativa y la base legal ecuatoriana no abarcarán, se recurrirá a bibliografía académica.

### **Definición de la zona de estudio.**

La Zona de estudio donde se realizará la Evaluación de la socavación del puente ubicado en la calle Eloy Alfaro del río Gualaquiza, en el barrio Perla de la Amazonia, está ubicado en la provincia de Morona Santiago en el cantón Gualaquiza, en la parroquia Gualaquiza en el área urbana. Este puente tiene dos vanos uno de 17 m y el otro de 28 m, es un puente tipo Bailey.

*Tabla I. Coordenadas de ubicación de los puntos de estudio.*

<b>Coordenadas UTM</b>		
<b>Punto de Muestreo</b>	<b>Este</b>	<b>Norte</b>
<b>Estribo 1</b>	769281.05 E	9623600.28 S
<b>Pila</b>	769300.14 E	9623605.56 S
<b>Estribo 2</b>	769328.02 E	9623613.28 S

*Fuente: Elaboración propia.*

## JUSTIFICACIÓN.

Por el crecimiento demográfico y la actualización del PDOT, donde se estipula que los puentes sobre el río Gualaquiza son estratégicos y que los actuales deben reemplazarse por puentes de dos carriles. El presente trabajo de investigación solventaría un componente clave dentro de los procesos indispensables de los estudios técnicos como es la socavación.

Los barrios María Auxiliadora y Perla de la Amazonia se beneficiarán ya que, con este trabajo de tesis, se podrán conocer las áreas propensas a socavación y prevenir construcciones que podrían afectarse.

**Figura VI.** Ubicación de la sección de estudio.



*Fuente:* Elaboración propia.

Este trabajo tendrá un alcance académico – técnico por que se aplica e interactúan todos los conocimientos impartidos en las cátedras de Hidrología, Hidráulica, Topografía, Sistemas de información geográfica y Puentes, expresándose con la Modelación Hidrológica, Cálculos Hidráulicos, Mapas Georreferenciados y las alturas máximas de socavación producidas.

Al existir un convenio interinstitucional entre GAD Gualaquiza y la Universidad católica de Cuenca, hay una coyuntura favorable para optimizar recursos en la adquisición del equipo topográfico como también el acceso a los estudios e información relevante sobre el área de estudio.

## **OBJETIVOS.**

### **Objetivo general.**

- Evaluar la socavación producida sobre las estructuras del puente ubicado en la calle Eloy Alfaro del río Gualaquiza.

### **Objetivo específico.**

- Determinar el área de estudio a través de la topografía y batimetría.
- Generar un modelo hidrológico de la zona de estudio utilizando el software HEC-HMS.
- Aplicar un modelo hidráulico - geométrico de la zona de estudio utilizando el software HEC-RAS.
- Identificar y calcular las profundidades de socavación general, local y de los estribos del área de estudio.

# **CAPITULO I**

## **MARCO TEÓRICO.**

La socavación, un fenómeno geológico con millones de años de desarrollo, ha moldeado la superficie terrestre a través de la acción erosiva del agua. Su influencia es crucial en la formación de paisajes, ríos y costas, dando origen a majestuosos cañones y valles.

Para comprender y analizar los riesgos asociados con la socavación, es de vital importancia conocer y distinguir los fenómenos hidrológicos e hidráulicos que se generan antes, durante y después de la socavación. Estos estudios son esenciales para entender la interacción entre la naturaleza a través de las máximas crecidas, la actividad humana y aprender a manejar sus efectos se vuelve fundamental para salvaguardar la sostenibilidad y proteger nuestros recursos y comunidades.

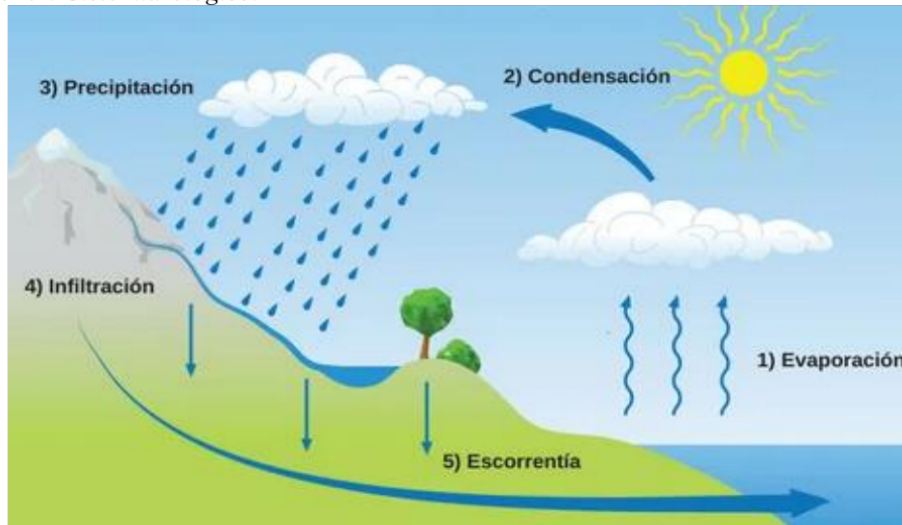
### **1.1. HIDROLOGÍA.**

Aparicio (1999), define a la hidrología como el campo científico dedicado al estudio del agua en todas sus facetas. Esta disciplina se adentra en la comprensión de la presencia del agua en la Tierra, así como su estrecha interacción con el entorno que la rodea, incluyendo los seres vivos que dependen de ella. Proporciona las herramientas y métodos necesarios para resolver los desafíos que surgen en la concepción, planificación y operación de estructuras hidráulicas. En este sentido, antes de emprender cualquier tipo de proyecto hidráulico, resulta crucial llevar a cabo un análisis hidrológico exhaustivo.

### 1.1.1. Ciclo hidrológico.

Para Ordoñez (2011), describe que el ciclo hidrológico comprende una serie de fases que el agua atraviesa al moverse desde la superficie terrestre hacia la atmósfera y luego regresar a la tierra. Esto incluye la evaporación desde el suelo, océanos o cuerpos de agua continentales, seguida de la formación de nubes por condensación, la liberación de agua en forma de precipitación, su acumulación en el suelo o masas de agua, y finalmente, la re-evaporación.

*Figura 1.1. Ciclo hidrológico.*



*Fuente:* (Barros Gustavo, 1990).

El ciclo hidrológico implica un proceso de transporte continuo y constante, y este flujo perpetuo en el ciclo se origina principalmente por dos razones: en primer lugar, la energía solar que proporciona la energía para elevar el agua (evaporación); la segunda, la gravedad terrestre, que hace que el agua condensada descienda (precipitación y escurrimiento) (Ordoñez Gálvez Juan Julio & SENAMHI, 2011).

### 1.1.2. Cuenca hidrológica.

Ordoñez (2011), se refiere al espacio territorial delimitado por una frontera de aguas, que contiene un sistema de flujo de agua que se dirige hacia un río principal, un río secundario, un lago o el mar. Se describe una cuenca hidrológica como un sistema que señala la región desde la cual

el agua, sedimentos y sustancias disueltas fluyen hacia un punto de convergencia compartido. En cada cuenca, existe una red de drenaje que guía el flujo del agua de lluvia hacia estas salidas. Los bordes de estas cuencas se caracterizan por las elevaciones más altas del terreno que rodea el cuerpo de agua en cuestión.

### **1.1.3. Delimitación de la cuenca.**

La divisoria, es la línea que separa las precipitaciones que caen en las cuencas vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial. La divisoria une los puntos de máxima cota entre cuencas, lo que no impide que en el interior de la cuenca existan picos aislados con una cota superior a cualquier punto de la divisoria (Monsalve Sáenz, 1999).

### **1.1.4. Características morfométricas de la cuenca.**

En el ámbito de una cuenca hidrográfica, los parámetros morfométricos desempeñan un papel crucial al describir las particularidades geomorfológicas y físicas de la cuenca. Estos parámetros son esenciales para una comprensión profunda del comportamiento hidrológico de la misma.

#### **1.1.4.1. Parámetros de físicos de la cuenca.**

La comprensión integral de una cuenca hidrográfica no se limita a su forma geográfica; implica profundizar en sus características físicas que desempeñan un papel crucial en el comportamiento de sus recursos hídricos. Estos parámetros físicos son elementos esenciales del complejo rompecabezas hidrológico que determina la dirección, almacenamiento y distribución del agua en una región específica (Monsalve Sáenz, 1999).

**Área (A)**, se define como la extensión horizontal de toda la zona de captación de un sistema de escurrimiento que fluye directa o indirectamente hacia un mismo curso de agua natural. Representa la superficie delimitada por la divisoria de aguas de la zona de estudio y se expresa normalmente en kilómetros cuadrados (Lux Cardona, 2015). En la **Tabla 1.1** se muestra la clasificación de cuencas según su tamaño en km<sup>2</sup>, son valores típicos para su categorización.

**Tabla 1.1.** Clases de tamaño de cuenca.

<b>Clases de tamaño de cuencas en km<sup>2</sup></b>	
<b>Rango de áreas</b>	<b>Clases de tamaño</b>
<b>5 km<sup>2</sup> o menos</b>	<b>Unidad</b>
<b>5 - 20 km<sup>2</sup></b>	<b>Sector</b>
<b>20 - 100 km<sup>2</sup></b>	<b>Microcuenca</b>
<b>100 - 300km<sup>2</sup></b>	<b>Subcuenca</b>
<b>mayor a 300 km<sup>2</sup></b>	<b>Cuenca</b>

*Fuente:* (Barros Gustavo, 1990).

**Perímetro (P)**, representa la longitud total de la divisoria, desde el inicio del punto de estudio hasta su finalización en el mismo, medida en kilómetros u otra unidad de longitud (Gutiérrez Caiza Carlos, 2014). Este parámetro ofrece una descripción concisa de la forma de la cuenca; en áreas de tamaño similar, contornos más largos indican cuencas alargadas, mientras que contornos más cortos sugieren cuencas de forma más redondeada.

**La longitud del cauce principal (Lp)**, Camino et al. (2018), señala que se determina a lo largo del trayecto del cauce principal, reflejando la distancia recorrida por el río desde el punto de descarga aguas abajo hasta el punto de mayor elevación topográfica aguas arriba.

**Ancho de la cuenca (W)**, representa la dimensión de amplitud y se calcula dividiendo el

área ( $A$ ) entre la longitud axial de la cuenca ( $L$ ). Esta medida se identifica con la letra  $W$ , según la ecuación:

$$W = \frac{A}{L} \qquad \text{Ecuación 1}$$

**Longitud total de cauces ( $Lt$ )**, representa la suma total de las longitudes de todos los cursos de agua presentes en la región de la cuenca en estudio, usualmente expresada en kilómetros (Cardona, 2016)

#### 1.1.4.2. Parámetros de forma de la cuenca.

La forma de las cuencas fue analizada mediante tres índices que atienden a la relación del área con el cauce principal que la drena. Cada uno de estos índices toma una cuenca ideal como referencia. La determinación de estos parámetros se obtiene a través de mediciones indirectas. (Camino et al., 2018).

**Índice de Gravelius ( $Kc$ )**, Según la investigación realizada por (Lux Cardona, 2015), establece una comparación entre la forma de una cuenca y la de una circunferencia. Se describe como la relación entre el perímetro de la cuenca, que es equivalente a la longitud del parteaguas que la circunda, y el perímetro de una circunferencia inscrita con la misma área que la cuenca en estudio.

$$Kc = 0.28 * \frac{P}{A^{1/2}} \qquad \text{Ecuación 2}$$

**Tabla 1.2.** Clasificación Índice de Gravelius.

<b>Kc</b>	<b>Característica</b>
<b>1 - 1,25</b>	<b>Redonda a oval redonda</b>
<b>1,25 - 1,50</b>	<b>Oval redonda a oval oblonga</b>
<b>1,5 - 1,75</b>	<b>Oval oblonga a rectangular oblonga</b>

*Fuente: Elaboración propia.*

En la **Tabla 1.3** se presenta una clasificación de acuerdo al valor del índice de Gravelius para una interpretación ambiental.

**Tabla 1.3.** Clasificación Índice de Gravelius interpretación ambiental.

<b>Kc</b>	<b>Interpretación Ambiental</b>
<b>1 - 1,25</b>	<b>Alta tendencia a inundaciones</b>
<b>1,25 - 1,50</b>	<b>Mediana tendencia a inundaciones</b>
<b>1,5 - 1,75</b>	<b>Baja tendencia a la inundación</b>
<b>&gt; 1.75</b>	<b>Cuenca propensas a la conservación</b>

*Fuente: Villela e Matos (1975), citado por Rodríguez (2014).*

**Factor de forma (Kf)**, Este factor es de suma importancia ya que tiene una influencia directa en el comportamiento del flujo del agua. En una cuenca amplia con tendencia a tener una forma circular, se observa una propensión a generar flujos con altos caudales máximos. El Factor de Forma se define como la relación entre el área de la cuenca y el cuadrado de su longitud (Horton, 1932).

$$Kf = \frac{A}{L^2}$$

**Ecuación 3**

**Tabla 1.4.** Clasificación de factor de forma Kf.

<b>Kf</b>	<b>Característica</b>
<b>0 - 0.25</b>	<b>Estrecha</b>
<b>0.25 - 0.50</b>	<b>Alargada</b>
<b>0.5 - 0.75</b>	<b>Amplia</b>
<b>0.75 - 1</b>	<b>Ancha</b>

*Fuente: (Universidad de los Andes, 2017).*

**Densidad de drenaje ( $Dd$ )**, esta medida se define como la longitud total de todas las corrientes en el área dividida por el área de la cuenca (Campos, 1998). La densidad de drenaje proporciona una perspectiva sobre la complejidad del sistema de drenaje de la cuenca; cuanto mayor sea esta densidad en relación con el área de la cuenca, mayor será su capacidad de respuesta frente a eventos de precipitaciones, permitiendo evacuar el agua en menos tiempo.

$$Dd = \frac{Lt}{A} \quad \text{Ecuación 4}$$

*Tabla 1.5. Clasificación de densidad de drenaje  $Dd$ .*

<b>Dd</b>	<b>Característica</b>
< 0.4	<b>Ineficiencia en la red de drenaje.</b>
> 0.5	<b>Eficiencia en la red de drenaje.</b>

*Fuente:* (Fuentes, 2004).

**Sinuosidad de las corrientes de aguas ( $S$ )**, este parámetro representa la medida promedio de la desviación de la corriente de agua a lo largo de su recorrido y se relaciona con la adaptación de un río a la pendiente de su cauce (Núcleo Universitario Rafael Rangel, 2017).

$$S = \frac{L}{Lr} \quad \text{Ecuación 5}$$

*Tabla 1.6. Clasificación de la sinuosidad de las corrientes de agua  $S$ .*

<b>S</b>	<b>Característica</b>
< 1,1	<b>Recto</b>
1,1 a 1,3	<b>Sinuoso</b>
>1,3	<b>Meandriforme</b>

*Fuente:* Elaboración propia.

**Extensión media de la escorrentía superficial ( $L$ )**, esta medida indica la distancia media que el agua de lluvia tendría que recorrer sobre los terrenos de la cuenca en caso de que la escorrentía siguiera una trayectoria recta desde el punto de caída de la lluvia hasta el curso de agua más cercano (González, 2003).

$$L = \frac{A}{4 * Lt}$$

**Ecuación 6**

### 1.1.4.3. Características del relieve de una cuenca.

Estas características son importantes ya que el relieve de una cuenca tiene influencia directa en la escorrentía y en la respuesta hidrológica (output).

**Pendiente de la cuenca (J)**, Esta característica se refiere a la pendiente media ponderada de toda el área de la cuenca. Permite realizar comparaciones entre diferentes cuencas para observar y analizar fenómenos hidrológicos y erosivos, y modela la velocidad de presentación de la escorrentía en la cuenca (Bateman Allen, 2007).

$$J = \frac{\Sigma(Lc * E)}{A} * 100$$

**Ecuación 7**

Donde:

**Lc**: Longitud de cada una de las curvas de nivel en km.

**E**: Equidistancia de la curva de nivel.

**Tabla 1.7.** Clasificación de la pendiente de la cuenca J.

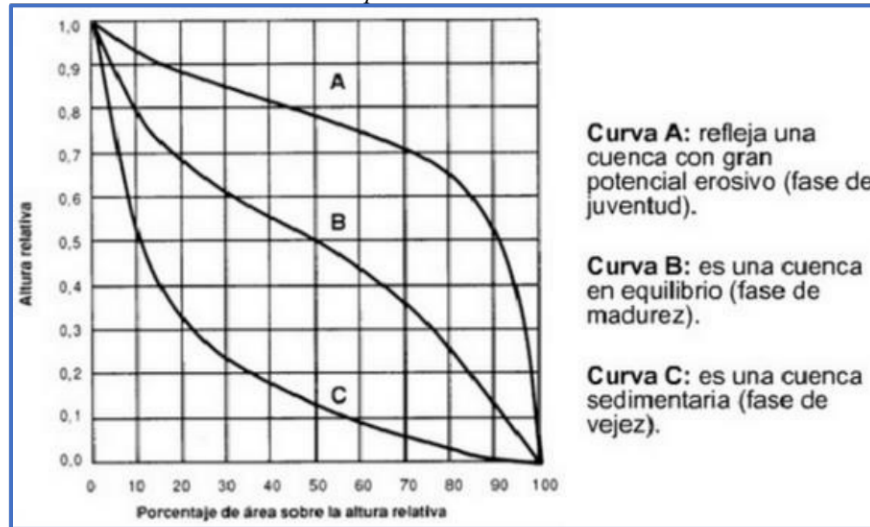
<b>J %</b>	<b>Característica</b>
<b>0 a 4</b>	<b>Nula o casi nivel</b>
<b>4 a 8</b>	<b>Ligeramente inclinada</b>
<b>8 a 15</b>	<b>Ligeramente inclinada a moderadamente empinada</b>
<b>15 a 25</b>	<b>Moderadamente empinada</b>
<b>25 a 75</b>	<b>Empinada</b>
<b>&gt; 75</b>	<b>Extremadamente empinada</b>

*Fuente: Elaboración propia.*

**Curva hipsométrica**, representa cómo varía la elevación de una cuenca en relación con el área acumulada. Proporciona información sobre la edad potencial de la cuenca, ya que muestra la

relación entre la altitud y el área acumulada. Esta curva, comúnmente con forma sigmoideal, permite comparar cuencas diferentes mediante valores relativos (porcentuales) de altitud y área (Racca, 2007).

**Figura 1.2.** Características de la curva hipsométrica.



*Fuente:*(Strahler, 1952).

**Pendiente de la corriente principal**, esta propiedad esencialmente determina la rapidez con que fluye la escorrentía y está directamente relacionada con la inclinación del cauce principal. La pendiente del cauce puede ser analizada mediante diferentes enfoques, como el método de los valores extremos, que implica la diferencia de altura  $H$  entre los puntos más elevados y los más bajos del río que está siendo estudiados, y luego se divide este valor por la longitud del cauce,  $L_p$ .

$$S_{cp} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_p} \qquad \text{Ecuación 8}$$

**Tabla 1.8.** Clasificación de la pendiente del cauce.

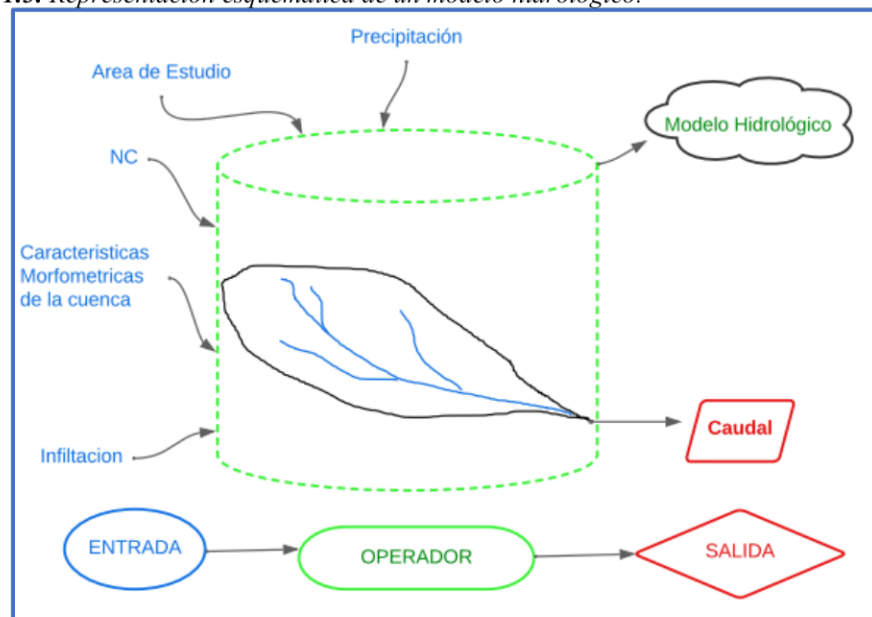
Clasificación de la pendiente del cauce	
Rango de pendiente	Clases
<10	Suave
10 a 30	Moderada
>30	Fuerte

*Fuente:* (Baldeon Jara, 2016)

## 1.2. MODELOS HIDROLÓGICOS

Un modelo de cuenca es un grupo de abstracciones matemáticas que describen fases relevantes del ciclo hidrológico, con el objetivo de simular la conversión de la precipitación en escurrimiento (Lagrost, 1989). El análisis de variaciones temporales y espaciales de la precipitación, abstracciones hidrológicas y de escurrimiento, son complicados para realizar manualmente por lo que debe ser realizado por medio de programas computacionales (Monroy,2010).

*Figura 1.3. Representación esquemática de un modelo hidrológico.*



*Fuente: Elaboración propia.*

### 1.2.1. Clasificación de los modelos.

Un modelo hidrológico proporciona un entorno simplificado para comprender cómo ciertos cambios en las variables hidrológicas afectan el comportamiento de una cuenca. Su objetivo es representar de manera fácil y clara los procesos hidrológicos que transforman la precipitación en escurrimiento en dicho espacio limitado. Lagrost (1989) comenta que los modelos hidrológicos pueden ser clasificados en: modelos de evento y modelos continuos.

**Modelos de evento**, consiste en simular un evento hidrológico específico calculando la precipitación neta y la escorrentía directa generada (Lagrost, 1989). Entonces, se describen ciertos ejemplos de modelos.

- **HEC-1**, desarrollado y respaldado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC), Armada de Estados Unidos, Cuerpo de Ingenieros, utilizados para la generación de hidrogramas de crecidas en el análisis y diseño de esquemas de control de flujo.
- **TR-20**, respaldado por el Servicio de Conservación de Suelos USDA, proporciona hidrogramas de crecidas.
- **SWMM (Modelo de Gestión de Agua de Tormenta)**, desarrollado bajo los auspicios de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos. Este modelo, debido a su complejidad y precisión, se adaptan a los análisis y aplicaciones de diseño que involucran determinaciones simultáneas de cantidad y calidad del agua.

**Modelo continuo**, busca simular la evolución del proceso hidrológico completo. Calcula la parte de la precipitación que queda retenida superficialmente, la parte que infiltra y la que genera escorrentía directa (Sánchez, 2013). Estos modelos se aplican en diversas áreas, incluyendo el diseño hidrológico, la predicción a largo plazo del volumen de escurrimiento y la estimación del flujo en tiempo real. A continuación, se presentan algunos ejemplos que ejemplifican su utilidad y alcance.

- **SSARR**, desarrollado y respaldado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos División Pacífico Norte.
- **Modelo de Cuenca Stanford (SWM)**, desarrollado en la Universidad de Standford,
- **Modelo Sacramento**, desarrollado conjuntamente por el Servicio Meteorológico

Nacional de Estados Unidos y el Departamento de California de Recursos Hídricos.

### **1.2.2. HEC-HMS.**

El centro de Ingeniería Hidrológica, del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EEUU, diseñó el programa de computación Sistema de Modelamiento Hidrológico (HEC-HMS). Este programa provee una variedad de opciones para simular procesos de precipitación - escurrimiento y también tránsito de caudales entre otros (Gaspari, Rodriguez, Senisterra, Delgado, & Basteiro, 2013).

El modelo HEC-HMS se emplea para simular el hidrograma de una cuenca utilizando sus datos físicos. Este programa tiene la capacidad de estimar los hidrogramas de salida, ya sea para toda la cuenca o para subcuencas individuales, incluyendo caudales máximos y tiempos de pico, a partir de condiciones extremas de tormentas. Además, mediante métodos de cálculo de hietogramas de diseño, el HEC-HMS puede calcular pérdidas por infiltración, flujo base y la transformación en escorrentía directa (García, 2013). Dentro del **HEC – HMS** como primer paso se extrae la escorrentía directa y la precipitación que no genera escorrentía. El valor de la curva varía en una escala del 0 al 100, y está determinado por una serie de factores que inciden en la generación de escorrentía en la cuenca. Estos factores incluyen el tipo hidrológico del suelo, que está vinculado a la capacidad de drenaje del suelo en diferentes grupos hidrológicos. Además, se considera el uso y manejo del terreno, la condición superficial del suelo y la humedad previa del área (González, 2011). El programa genera hidrogramas que pueden ser utilizados ya sea de manera independiente o en combinación con otros programas para llevar a cabo estudios de disponibilidad de recursos hídricos. La interfaz de HEC-HMS está organizada en secciones que

incluyen el modelo de cuenca, modelo meteorológico, especificaciones de control y entrada de datos.

### 1.2.3. Método del SCS.

El método SCS–CN estima el escurrimiento medio  $Q$  mediante cantidad de precipitación y retención máxima potencial  $S$ , utilizando valores de curvas numéricas. Las fórmulas para obtener  $Q$  y  $S$  se indican a continuación: (Francisco-Nicolás, Turrent-Fernández, Flores-López, Martínez-Menes, Enríquez-Quiroz. 2010).

$$Q = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

$Q$  = Escurrimiento medio por evento (mm).

$P$  = Precipitación efectiva por evento (mm).

$S$  = Retención máxima potencial (mm).

Para estimar los caudales máximos en cuencas rurales y urbanas, así como la forma del hidrograma correspondiente, se recomienda el uso del método desarrollado por el Soil Conservation Service de Estados Unidos, conocido como el procedimiento de la curva número. Este método se compone de dos etapas o pasos principales: en primer lugar, calcular el volumen escurrido o la lluvia efectiva y, en segundo lugar, estimar el caudal máximo y la forma del hidrograma de la crecida. Este enfoque se ha mostrado eficaz para evaluar y predecir los flujos de agua en distintos tipos de cuencas, tanto rurales como urbanas.

### 1.2.4. Hidrograma unitario del U. S. Soil Conservation Service.

El hidrograma unitario de las cuencas se calcula multiplicando las ordenadas y abscisas del

hidrograma adimensional propuesto por el U.S. S.C.S. **Figura 1.10.** por el caudal pico y el tiempo al pico de cada cuenca, empleando las siguientes expresiones:(Martínez, Ruiz. 2016).

$$T_p = \frac{D}{2} + Lag \quad \text{Ecuación 10}$$

$$Q_p = 0.208 * \frac{A}{T_p} \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

$T_p$  = Tiempo al pico, en horas

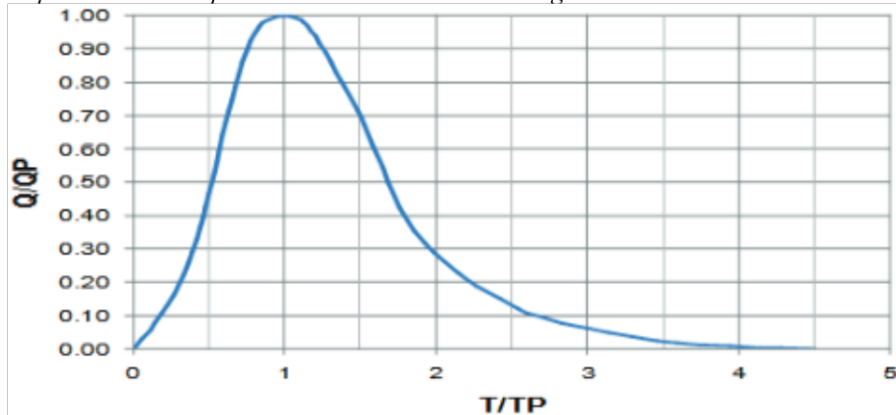
$D$  = Duración unitaria de la lluvia, en horas.

$Lag$  = Tiempo de retraso en la cuenca, en horas.

$A$  = Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>

$Q_p$  = Caudal pico en m<sup>3</sup>/s/mm

**Figura 1.4.** Representación esquemática de un modelo hidrológico.



*Fuente:* Elaboración propia.

### 1.2.5. Condiciones hidrológicas.

De acuerdo a Ordoñez, Escandón. (2018) da a conocer que las condiciones hidrológicas determinan tres aspectos críticos del análisis de cuencas hidrográficas. Estas condiciones, que abarcan desde la precipitación hasta la topografía y la composición del suelo, ejercen una influencia significativa en la dinámica y el comportamiento del agua en la cuenca. Es importante

comprender cómo estos factores interactúan para tener una visión completa y precisa de cómo se desarrolla el ciclo hidrológico en el área de estudio.

### 1.2.5.1. Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración  $T_c$  ha sido definido de diferentes maneras en la literatura; la más común lo designa como el tiempo en el cual la escorrentía superficial del punto más alejado de la cuenca alcanza el punto de desagüe o salida, es decir el tiempo en el cual toda la cuenca contribuye al flujo. Dicho de otra forma, es el tiempo de viaje de una gota de agua de lluvia que escurre superficialmente desde el lugar más lejano de la cuenca hasta el punto de salida (Vélez Upegui & Botero Gutiérrez, 2011).

- Kirpic:  $T_c = 0.06626 * \left(\frac{L^2}{S}\right)^{0.385}$  *Ecuación 12*

- Temez:  $T_c = 0.126 * \left(\frac{L}{S^{0.35}}\right)^{0.75}$  *Ecuación 13*

- Pasini:  $T_c = 0.126 * \left(A * \frac{L}{S}\right)^{0.75}$  *Ecuación 14*

Donde:

- $T_c$ = Tiempo de concentración (horas).
- $L$ = Longitud del cauce más largo (km).
- $S$ = Pendiente promedio del cauce principal (m/m).
- $A$ = Área de la cuenca ( $k m^2$ ).

### 1.2.5.2. Número de curva.

El número de curva es un parámetro hidrológico crucial que sirve para caracterizar el potencial de escorrentía en una cuenca hidrográfica. Se determina a partir de diversas características físicas del territorio, tales como el tipo, densidad y manejo de las coberturas, así como por el grupo hidrológico del suelo. La escorrentía representa el flujo de agua que se origina

en fuentes superficiales y es uno de los procesos del ciclo hidrológico que demanda mayor atención debido a sus efectos significativos en la conservación y degradación de los recursos naturales (Díaz Carvajal & Mercado Fernández, 2017).

### **1.2.5.3. Grupos hidrológicos.**

Los valores de la curva numérica correspondientes a diversas combinaciones de grupos hidrológicos de suelo y tipos de cobertura se encuentran detallados en los *Anexos 1 Número de escorrentía para áreas urbanas* y *Anexo 2 Número de escorrentía para tierras agrícolas*. Díaz, Mercado (2017) manifiestan que un grupo hidrológico de suelo, representa un conjunto de suelos que comparten un comportamiento similar en lo que respecta a la generación de escorrentía y se categoriza dentro de una de las siguientes clasificaciones:

- **Grupo A:** engloba suelos mayoritariamente arenosos, caracterizados por una alta permeabilidad que permite el paso libre del agua a través del perfil. Por ende, presentan un potencial de escorrentía bajo cuando se encuentran completamente saturados.
- **Grupo B:** Comprende suelos con texturas que van de moderadamente finas a moderadamente gruesas, que muestran un potencial de escorrentía moderadamente bajo al estar saturados.
- **Grupo C:** Incluye suelos con una capa que restringe el movimiento vertical del agua y texturas que varían de moderadamente finas a finas. Estos suelos muestran un potencial de escorrentía moderadamente alto cuando están húmedos.

- **Grupo D:** Son suelos con un elevado potencial de escorrentía y tasas de infiltraciones muy reducidas. Se caracterizan por tener texturas arcillosas, un nivel freático alto o ser poco profundos y estar asentados sobre materiales impermeables.

A continuación, se la **Tabla 1.9.** presenta la clasificación de Bradbury (1964), que es una versión más concisa y de fácil aplicación de los grupos hidrológicos.

**Tabla 1. 9..** Clasificación de Brandbury (1964).

Grupo Hidrológico del Suelo	Infiltración cuando están muy húmedos	Características	Textura
A	Rápida	Alta capacidad de infiltración > 76 mm/h	Arenosa Arenosa - Limosa
B	Moderada	Capacidad de infiltración 76-38 mm/h	Franca Franco-arcillosa-arenosa Franco-limosa
C	Lenta	Capacidad de infiltración 36 - 13 mm/h	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa
D	Muy Lenta	Capacidad de infiltración < 13 mm/h	Arcillosa

Fuente: <https://aguaysig.com/metodo-del-numero-de-curva-del-scs/>

#### 1.2.5.4. Condición de humedad antecedente.

El método del número de curva de escorrentía se basa en tres condiciones de humedad antecedente, determinados por la cantidad de precipitación acumulada en los cinco días previos al evento de lluvia. Estos niveles de humedad juegan un papel crucial en la estimación de la escorrentía, ya que influyen en la capacidad del suelo para absorber y retener el agua antes de que comience a generar escurrimiento superficial. (Monsalve 1999).

**Condición I:** Suelo seco; No aplicable a crecida de proyecto; Caudales chicos: Esta condición se refiere a suelos en la cuenca que están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, generalmente después de labranza o cultivo. Sin embargo, esta condición no se aplica al cálculo para determinar el caudal de una avenida de proyecto debido a que produce caudales pequeños. La fórmula para el índice de escorrentía en esta condición es:

$$N(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - (0.058 * CN(II))} \quad \text{Ecuación 15}$$

**Condición II:** Suelo medio; Asociado a crecidas anuales o promedios: Se refiere a suelos en la cuenca en estado de humedad normal, asociados a crecidas anuales o promedio.

**Condición III:** Suelo húmedo; Crecidas máximas; Caudales grandes: Esta condición se da cuando los suelos en la cuenca están muy húmedos debido a lluvias abundantes o escasas y bajas temperaturas en los cinco días anteriores a la tormenta, casi alcanzando el punto de saturación. Estas descripciones detallan las diferentes condiciones del suelo y su relación con las crecidas, ofreciendo fórmulas específicas para calcular el índice de escorrentía (N) bajo cada condición.

$$N(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + (0.13 * CN(II))} \quad \text{Ecuación 16}$$

### 1.3. HIDRÁULICA FLUVIAL.

Rocha (1998), manifiesta que la disciplina de la Hidráulica Fluvial es un campo interdisciplinario que fusiona conocimientos de Hidrología, Hidráulica General, Geomorfología y Transporte de Sedimentos. Su enfoque radica en el análisis exhaustivo del comportamiento hidráulico de los ríos, abordando aspectos que comprenden desde los niveles, caudales máximos

y las velocidades de flujo. Además, estudia los cambios en el lecho fluvial como consecuencia de procesos de erosión y sedimentación, la capacidad para transportar sedimentos y los fenómenos de erosión en las orillas. Esta disciplina ofrece una visión integral para comprender y gestionar la dinámica fluvial.

### **1.3.1. Sedimentos.**

Sedimento es una palabra que tiene diferentes significados en diferentes ciencias. En hidráulica fluvial se entiende por sedimentos (sólido) cualquier material granular más pesado que el agua que es transportado en algún momento por la corriente y luego depositado. Los sedimentos se originan en la erosión de la cuenca, lo que es un proceso natural que se debe a la acción de agentes externos como el agua, viento y heladas. La cantidad de sólidos resultante de la erosión se expresa en unidades de peso o volumen por unidad de área y de tiempo ( $\text{tn}/\text{km}^2/\text{año}$ , etc.). Como los ríos son los elementos de drenaje de la cuenca, el agua que llevan arrastra los sedimentos provenientes de la erosión de la cuenca (Rojas Gomez Wilson Teodoro, 2014).

### **1.3.2. Transporte de sedimentos en ríos.**

Para Cervantes-Córdova et al. (2016), dan a conocer que el proceso de generación de sedimentos en las cuencas y su transporte por los cursos de agua naturales es sumamente complejo. En la actualidad, la cuantificación de estos sedimentos para proyectos de Ingeniería se fundamenta en mediciones directas y en la aplicación de métodos empíricos. Las partículas sólidas transportadas por un río lo hacen de diversas formas: a través del transporte sólido de fondo, el transporte sólido en suspensión y el transporte por saltación. Cada modalidad de transporte de sedimentos contribuye a la dinámica fluvial y a la morfología de los cursos de agua, siendo crucial

comprender y evaluar sus efectos en proyectos de ingeniería relacionados con el manejo de recursos.

#### **1.3.2.1. Transporte sólido de fondo (arrastre).**

El material de arrastre lo forman las partículas de mayor tamaño, que van permanentemente en contacto con el fondo del río y que ruedan o se deslizan. La velocidad de una partícula sólida transportada como material de fondo es inferior a la de la corriente. Generalmente se asocia al ruido de la corriente. (Rojas Gomez Wilson Teodoro, 2014).

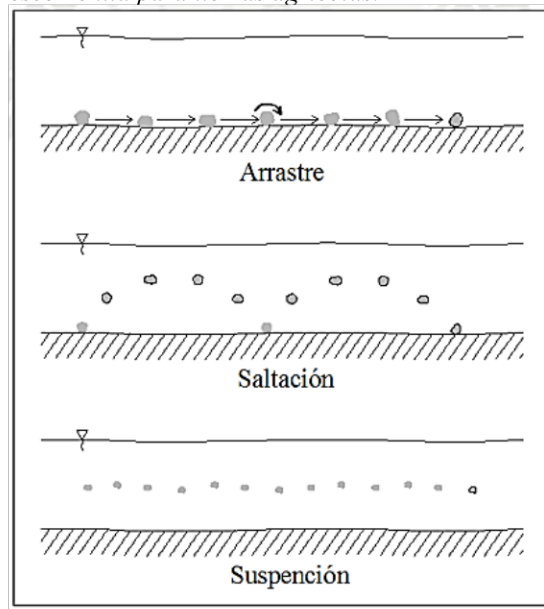
#### **1.3.2.2. Transporte sólido en suspensión.**

El transporte sólido en suspensión lo forman las partículas más finas, que prácticamente se distribuyen en la sección transversal. La velocidad con la que avanza una partícula sólida en suspensión es prácticamente igual a la de la corriente en ese punto. (Rojas Gomez Wilson Teodoro, 2014)

#### **1.3.2.3. Transporte por “saltación”.**

La modalidad de transporte por "saltación" es particular ya que implica que algunas partículas se desplazan dando saltos a lo largo del lecho del río. Este tipo de transporte se representa esquemáticamente en la Figura 1.5, donde se visualizan los diferentes modos de transporte de sedimentos en un río (Rojas Gomez Wilson Teodoro, 2014).

**Figura 1.5.** Numero de escorrentía para tierras agrícolas.



**Fuente:**(Monsalve Sáenz, 1999)

### 1.3.3. Corrientes Naturales.

Velez, Rios (2004), dan a conocer que las corrientes procedentes de áreas montañosas presentan fuertes inclinaciones y una notable capacidad de arrastre de sedimentos. Asimismo, inducen fenómenos significativos de erosión del lecho y desgaste de las orillas. En contraste, en las corrientes que atraviesan terrenos llanos, se observan procesos de transporte de partículas sólidas, aunque a una escala más moderada en cuanto a socavación y desgaste de márgenes. Sin embargo, los depósitos de sedimentos provenientes de zonas elevadas, así como las crecidas por disminución de velocidad del flujo, pueden contribuir a desbordamientos e inundaciones en áreas adyacentes.

### 1.3.4. Coeficiente de rugosidad de Manning.

Para Salazar (2019), el coeficiente de rugosidad, denotado por "n", es un factor que indica la resistencia que presentan las superficies del canal al flujo del fluido. Cuando las paredes y el fondo del canal son más irregulares o rugosas, el desplazamiento del agua se vuelve más difícil.

La ecuación fue presentada por Manning durante la exposición de un artículo el 4 de diciembre de 1889.

#### **1.4. MODELACION HIDRAULICA.**

De acuerdo a Caivinagua, Arevalo (2020), la modelación hidráulica es una herramienta esencial en ingeniería hidráulica y ambiental. Implica la creación y análisis de modelos matemáticos que representan el comportamiento de los sistemas hidráulicos, como ríos, canales, sistemas de alcantarillado, y más. Esta técnica se utiliza para prever y evaluar el flujo de agua, los niveles de agua, las inundaciones, la erosión, y otros fenómenos relacionados con el agua.

Es un prototipo que requiere de un modelo digital de elevaciones y un software computacional, este último se solventa de métodos o técnicas numéricas, para resolver las ecuaciones que tratan de representar el fenómeno. Con sus resultados se logrará identificar las extensiones inundadas y las velocidades del flujo en un evento extremo. Según varios autores, los modelos 2D representan la tecnología de punta para la modelación de inundaciones. (Castro & Patrick, 2011).

##### **1.4.1. Modelos utilizados en la modelación hidráulica.**

Los modelos utilizados en los softwares de modelación hidráulica en 2D se basan en las ecuaciones de Saint Venant, estas a su vez, utilizan conceptos de la conservación de la masa y momento para calcular la superficie libre de flujo estacionario y no estacionario. Se basan en una discretización numérica por el método de volúmenes finitos, estos cálculos utilizan metodologías muy simples, pero con resultados bastante buenos (Caivinagua Arévalo. 2020).

#### **1.4.2. HEC-RAS.**

El Sistema de Análisis de Ríos del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU. (HEC-RAS) desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica. Este software le permite realizar cálculos de flujo estable unidimensional, flujo inestable unidimensional y bidimensional, cálculos de lecho móvil/transporte de sedimentos y modelado de temperatura/calidad del agua. El sistema HEC-RAS contiene los siguientes componentes de análisis de ríos para: (HEC-18. 2001).

- Cálculos del perfil de la superficie del agua de flujo constante unidimensional.
- Simulación de flujo no estacionario unidimensional y/o bidimensional; Cálculos de transporte de sedimentos de límite móvil de flujo casi inestable o completamente inestable (1D y 2D).
- Análisis unidimensional de la calidad del agua.

#### **1.5. SOCAVACIÓN.**

Para Toapaxi et al. (2015), la socavación es un fenómeno que puede ocurrir a diferentes escalas, tanto a largo plazo como de manera transitoria, como durante eventos de avenidas. Al estimar la profundidad de socavación, es crucial considerar diversos aspectos, incluyendo la socavación que se produce con la presencia del puente, como la socavación general y la que ocurre en curvas del cauce. También se debe considerar la socavación de la sección del puente por el estrechamiento del cauce por su presencia (conocida como socavación por contracción) y la de la zona de apoyo de los pilares y estribos, expuestos a la corriente (socavación local).

La estimación de la profundidad de socavación se fundamenta en la relación entre variables que caracterizan el flujo del agua, las propiedades del material en el lecho del cauce y la estructura geométrica del puente. No obstante, usar ecuaciones específicas para estimar las condiciones reales

del curso natural y del puente presenta una considerable incertidumbre. Esto se debe a la complejidad de las variables involucradas, generando una escasa disponibilidad de modelos teóricos precisos para estimar la profundidad de la socavación.

Por consiguiente, se recurre a los resultados de investigaciones experimentales en laboratorio, que se basan en análisis dimensionales para abordar este fenómeno. Sin embargo, estos resultados suelen ser muy cautelosos y, en ocasiones, pueden mostrar discrepancias o contradicciones. La naturaleza multifacética y compleja de la socavación hace que su predicción sea un desafío, donde se necesita seguir investigando y refinando métodos para obtener estimaciones más precisas y confiables.

#### **1.5.1. Descripción del fenómeno.**

Para Freire y Ruilova (2012), el cálculo de la socavación es muy importante en la construcción de estructuras y puentes, ya que, si se conoce la magnitud de la socavación total, se estará en la posibilidad de construir estructuras más estables y económicas. La construcción de una estructura (muro) o un puente (cimentación) impone cambios a la corriente natural, que puede ser:

- Cambios en la velocidad del flujo de agua en el canal principal y en el canal de inundación.
- Los cambios en la pendiente de la superficie del agua, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente, son importantes durante una crecida. Durante este evento, la velocidad del agua tiende a aumentar, lo que resulta en una mayor capacidad de transporte de sedimentos. Estos sedimentos pueden provocar un mayor desplazamiento de material del lecho del río en la sección donde se encuentra el

puente. En algunos casos, esto puede llevar a un ensanchamiento del cauce, hasta que la modificación en el área hidráulica vuelva a igualar la sección donde está el puente con otras secciones del río, restaurando así el equilibrio en el flujo del agua. Como los estribos y aleros de concreto o mampostería impiden que se gane área hidráulica por ensanchamiento, el puente es un incentivo para socavar el fondo del arroyo hasta que la corriente restablezca su equilibrio de área hidráulica entre la sección del cruce y el resto del río.

- Además del estrechamiento producido por los terraplenes de acceso, la colocación de pilas intermedias hace que se reduzca aún más el área hidráulica bajo el puente, además, este obstáculo colocado en la trayectoria del flujo induce la formación de vórtices que provocan la disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo, a este fenómeno se conoce como socavación local.

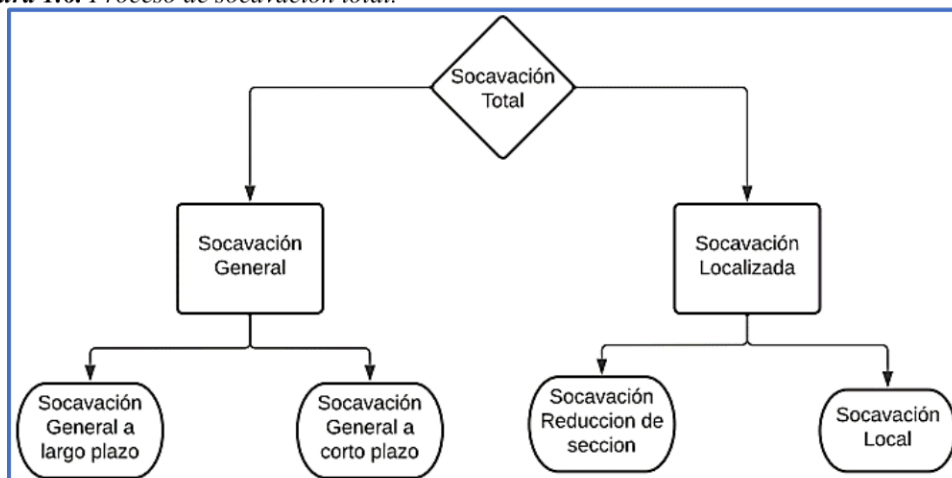
En términos generales la socavación es la degradación del fondo acuático, por la acción dinámica de la corriente de agua cuando el material arrastrado es mayor que el depositado en un punto específico. El fenómeno de la socavación está en función de la ubicación del cauce y se divide en varias partes: socavación general, socavación local y socavación por contracción, su valor total es la suma de los valores parciales de socavación específica, aunque pueden o no, presentarse simultáneamente.

### **1.5.2. Tipos de socavación.**

De acuerdo Freire y Ruilova (2012), la socavación es un proceso complejo que puede

dividirse en tres categorías principales: la Socavación General, que se refiere al desgaste generalizado del lecho del cuerpo de agua; la Socavación por Contracción, que ocurre en la sección del puente debido al estrechamiento del cauce causado por su presencia; y la Socavación Local, que se concentra en la zona de apoyo de los pilares y estribos expuestos directamente a la corriente del agua. Cada una de estas categorías representa aspectos específicos de la socavación y es crucial entenderlas en detalle para abordar adecuadamente los desafíos asociados a este fenómeno. En la **Figura 1.11** se esquematiza el proceso de socavación.

**Figura 1.6.** Proceso de socavación total.



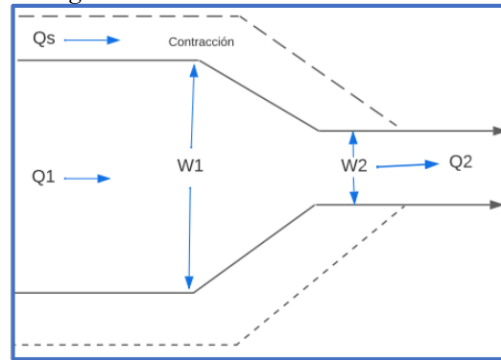
*Fuente: Elaboración propia.*

**La socavación general**, Toapaxi et al. (2015), manifiestan que consiste en la disminución generalizada del nivel del lecho acuático, por el aumento del arrastre de sedimentos por el aumento de la capacidad de flujo (crecidas), un proceso natural que puede ocurrir en todo el río y no depende de que exista un puente u otra estructura. Este tipo de socavación puede producirse por varias razones:

- Mayor flujo en las avenidas.
- Incremento de pendiente por alteraciones en el cauce, o cortando meandros.
- Disminución de la rugosidad del canal por obras de regulación del canal.

- Transferencia de agua de una cuenca a otra, que altera la función de transporte de sedimentos de las dos corrientes.
- Remoción de sedimentos del flujo debido a la construcción de una presa o por sustracción de materiales del fondo del canal.

*Figura 1.7. Proceso de socavación general.*



*Fuente: Elaboración propia.*

**Socavación por Contracción**, Carrilo (2021), describe el fenómeno de descenso del lecho del río en secciones donde se reduce su ancho. Esto se debe a la mayor velocidad del agua en esa zona específica del cauce. Este proceso suele ocurrir cuando se realizan construcciones civiles dentro del lecho del río, como la edificación de puentes, estribos, muros o pilares.

**Socavación local**, Toapaxi et al. (2015), dan a conocer que se produce en zonas aledañas a una estructura en específico, que bien podría ser: muros, pilares y estribos de puentes, esta es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo, los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo, lo que induce un aumento en la intensidad del flujo capaz de remover el material del lecho acuático. Este tipo de socavación afecta a una zona limitada, caracterizada por una fuerte turbulencia con desarrollo de remolinos y vórtices inducidos por la obstrucción al paso del agua. La socavación local puede presentarse bajo condiciones de agua con o sin transporte de sedimentos.

**Figura 1.9.** *Proceso de socavación local.*



*Fuente: (Castellanos Torres 2014)*

### **1.5.3. Métodos para el cálculo de la socavación general.**

La disminución generalizada del lecho, originada por una crecida de corto plazo y la eventual contracción del flujo, puede ser analizada a través de enfoques semi-empíricos. Estos métodos permiten determinar un caudal máximo de diseño.

#### **Método de Listchvan Lebediev.**

Este método postula que el proceso erosivo se detiene cuando la velocidad media del flujo  $U_r$  iguala a la velocidad  $U_e$  que mantiene a la sección en equilibrio o en régimen, tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento. La hipótesis fundamental del método consiste en asumir que la distribución transversal de caudales específicos se mantiene constante durante el desarrollo del proceso erosivo. Esto puede no cumplirse si la sección presenta importantes variaciones granulométricas tanto en sentido transversal como en sentido vertical. (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1984).

$$H_{ms} = 0.33 * \frac{q^{0.710}}{d_{50}^{0.199}}$$

**Ecuación 17**

### **Fórmula de Maza Álvarez Y Echavarría Alfaro.**

Álvarez, Alfaro (1973), dejaron marcado un legado en el ámbito de la mecánica de suelos al presentar una fórmula aplicable tanto a arenas como a gravas. Su expresión es la siguiente:

$$H_{ms} = 0.365 * \frac{Q^{0.784}}{B^{0.784} * d_{50}^{0.157}} \quad \text{Ecuación 18}$$

### **Fórmula de Blench.**

Blench (1969), propuso dos fórmulas, que está basado en estudios de ríos de arenas gruesas, una para arenas y otra para gravas, que brindan la profundidad del flujo después de producida la erosión del lecho, se detalla a continuación para:

- Para arenas de  $0.06 \text{ mm} < d_{50} < 2 \text{ mm}$

$$h_{ms} = 1.200 * \frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \quad \text{Ecuación 19}$$

- Para arenas de  $d_{50} > 2 \text{ mm}$

$$h_{ms} = 1.230 * \frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \quad \text{Ecuación 20}$$

### **Fórmula de Lacey.**

Lacey (1930), continuó y amplió los estudios de Lindley, quien ya había observado 4345 km de canales en la India. En 1930 presentó las ecuaciones para obtener los principales parámetros hidráulicos y geométricos de canales estables. La ecuación de Lacey (y todas las formulaciones de la teoría del régimen) no es dimensionalmente correcta, por tanto, debe ingresarse en las unidades adecuadas. La ecuación aquí mostrada se aplica utilizando el sistema métrico y el  $d_{50}$  en mm.

$$h_{ms} = 0.389 * \frac{Q^{1/3}}{d_{50}^{1/12}} \quad \text{Ecuación 21}$$

La profundidad de socavación  $h_{ms}$  debe ser ajustada a las condiciones específicas del tipo de estructura, ubicación y el flujo del agua. Para esto se presenta una variante a la fórmula original de Lacey (1993) en la que se añade el factor de ajuste de socavación  $K_{sa}$  y el factor  $f$  de Lacey.

$$D_s = 1.35 * \left(\frac{Q^2}{f}\right)^{1/3} \quad \text{Ecuación 22}$$

$$D_{sa} = K_{sa} * D_s \quad \text{Ecuación 23}$$

$$h_{ms} = D_{sa} - y_{max} \quad \text{Ecuación 24}$$

$$f = 1.76 * d_{50}^{0.2} \quad \text{Ecuación 25}$$

Donde:

- **B**: Ancho de la superficie del agua (m).
- **$d_m, d_{50}, d_{90}$** : Diámetro medio, diámetro donde el 50% y 90% del material es fino, respectivamente (mm).
- **$h_{ms}$** : Profundidad media de socavación (m).
- **Q**: Caudal de diseño ( $m^3/s$ ).
- **q**: Caudal de diseño ( $m^3/s.m$ ).

#### 1.5.4. Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de fundaciones de puentes.

Existen diversos métodos para el cálculo de la socavación local en pilas, la mayor parte están basados en datos de laboratorio con una serie de limitaciones, las que no representan la condición real del fenómeno, permitiendo únicamente realizar solo la estimación de la socavación. Gran parte de estas ecuaciones son empíricas y se obtuvieron los datos de laboratorio con flujo estacionario. La complejidad del flujo y del transporte de sedimentos asociados con las causas de

la socavación local, Muchos trabajos, tienen como antecedentes las investigaciones iniciadas en la década del 50 por Carl Izzard en la Agencia de Carreteras Públicas de EE. UU (predecesora de la Federal Highway Administration-FHWA) y por Emmett Laursen en el Departamento de Carreteras del Estado de Iowa, EE.UU. (Laursen y Toch, 1956; Laursen, 1960, 1963).

### **Método de Laursen y Toch.**

De acuerdo a Laursen y Toch (1956), crearon este método, fue desarrollado en el Instituto de Investigación Hidráulica de Iowa, fue confirmado con algunas mediciones en el río Skunk realizadas por Hubbard y Laursen en 1955. Se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos. El método es aplicable para suelos arenosos, no está claro si se puede aplicar para gravas, pero definitivamente no es válido para el caso de boleos, la ecuación general del método es:




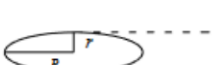
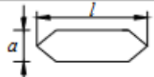

$$h_{ms} = K_f * K_g * b \quad \text{Ecuación 26}$$

Caso de flujo de agua con ángulo de ataque al eje.

$$h_{ms} = K_f * K_g * K_\phi * b \quad \text{Ecuación 27}$$

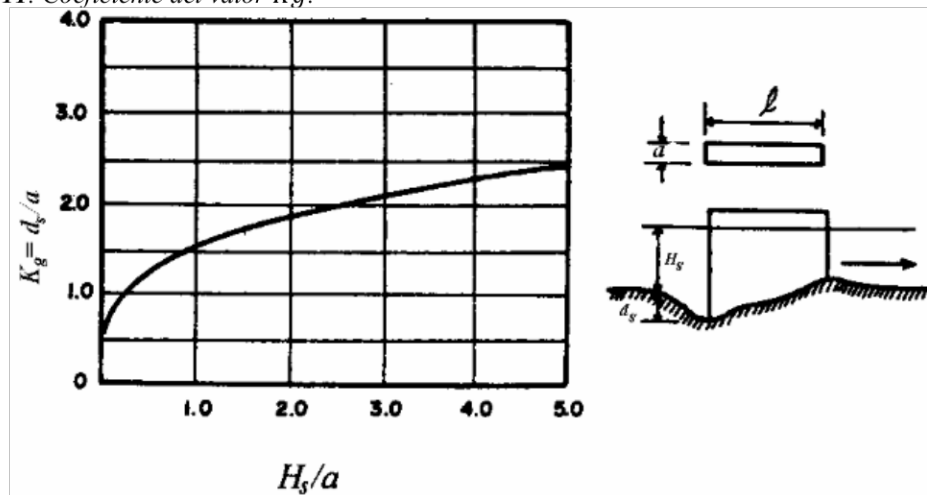
Para el valor de  $K_f$  esta en función de la nariz de la pila y su valor está de acuerdo a la **Figura 1.15**. El valor de  $K_g$  es el coeficiente que depende de la relación  $H_s/b$  y su valor se obtiene de acuerdo a la **Figura 1.16**. El valor de  $K_\phi$  es el coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo y su valor se obtiene de acuerdo a la **Figura 1.17**.

Figura 1.10. Coeficiente del valor  $K_f$ .

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE $K_f$ DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $l/a = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA	$\frac{P}{r} = \frac{2}{l}$  $\frac{P}{r} = \frac{3}{l}$	0.81
		0.75
LENTICULAR	$\frac{P}{r} = \frac{2}{l}$  $\frac{P}{r} = \frac{3}{l}$	0.81
		0.69
FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
BISELADA $l/a = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/a = 4$		0.75

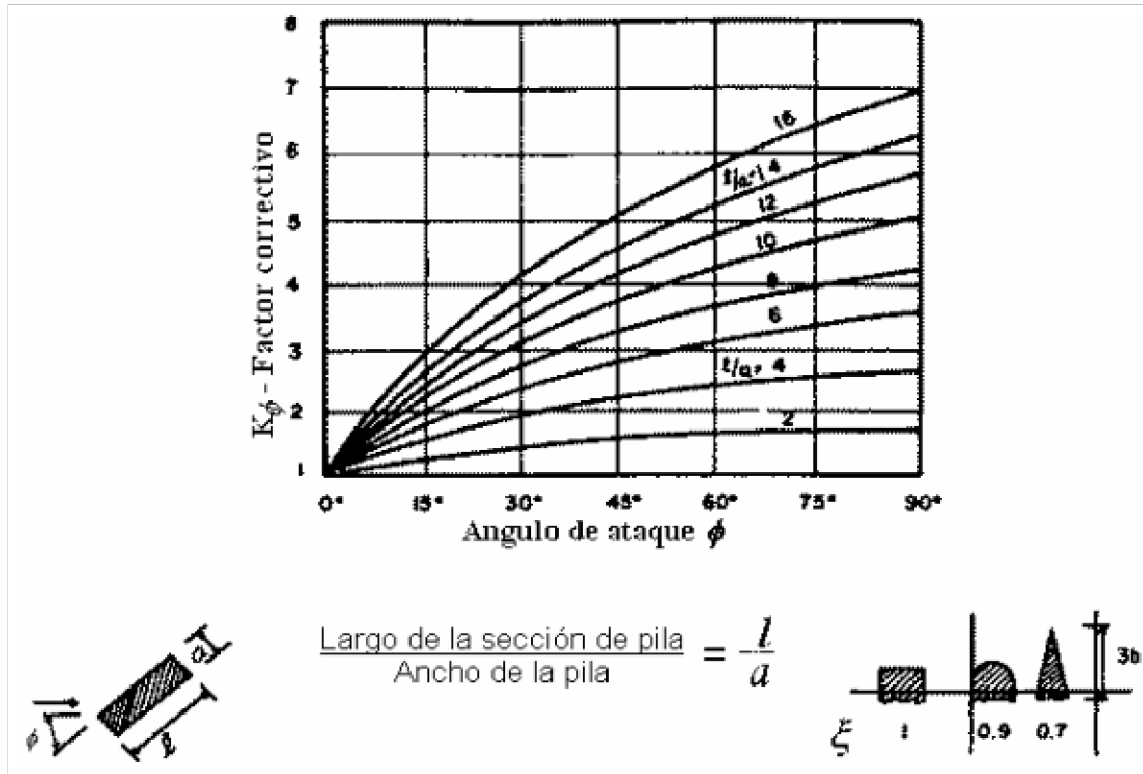
Fuente: (Basile, 2018)

Figura 1.11. Coeficiente del valor  $K_g$ .



Fuente: (Basile, 2018)

Figura 1.12. Coeficiente del valor  $K_\phi$ .



Fuente: (Basile, 2018).

### Método de Larras.

El método propone una ecuación teórico-práctica deducida de mediciones de socavación tomadas en varios puentes franceses después de haberse producido la creciente. Larras (1963), se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a velocidad crítica del movimiento de sedimentos. Señala que luego de alcanzarse el máximo, la socavación disminuye hasta la profundidad de equilibrio ya que las corrientes fuertes tenderían a nivelar el fondo más bien que a socavarlo. (Juárez y Rico, 1984).

$$h_{ms} = \frac{10}{3} * K_f * b^{0.75} \quad \text{Ecuación 28}$$

La fórmula de Larras permite un cálculo rápido, sencillo y con resultados conservadores,

es de uso práctico al considerar solo las características geométricas de la pila, no considera ningún parámetro geotécnico del material del fondo. El máximo absoluto de la profundidad de socavación es distinto al del equilibrio. Es uno de los pocos autores que realiza.

### **Ecuación de Neill.**

La ecuación resultante del ajuste de datos experimentales obtenidos por Laursen y Toch para socavación en pilas circulares y rectangulares fue expresada por Neill (1964), en la siguiente forma (Breusers, Nicollet y Shen. 1977).

$$h_{ms} = 1.5 * b^{0.7} * y^{0.3} \quad \text{Ecuación 29}$$

### **Shen (1969).**

Shen (1969), usó el número de Froude para predecir la profundidad de socavación desde el lecho y se aplica la siguiente formula:

$$h_{ms} = 3.4 * b * Fr^{2/3} * \left(\frac{y}{b}\right)^{1/3} \quad \text{Ecuación 30}$$

### **Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) HEC 18.**

HEC-18, (2001), formula una ecuación para calcular la socavación local en pilares, aplicable tanto en aguas claras como en lechos móviles, se fundamenta en un análisis dimensional de los factores que influyen en la socavación y en datos de laboratorio. Es el método predominante en los Estados Unidos, respaldado por referencias como HEC-18 de 1993 y 1995, y es uno de los dos métodos empleados por el programa HEC-RAS en 1998.

$$h_{ms} = 2 * K_f * K_\phi * K_c * \left(\frac{y}{b}\right)^{0.65} * Fr^{0.43} \quad \text{Ecuación 31}$$

Para el factor de  $K_c$  se usa la **Tabla 1.10**.

**Tabla 1.10.** Valores para el coeficiente  $K_c$ .

Condición del lecho	Altura de la duna H (pies)	$K_c$
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas medianas	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

*Fuente: Elaboración propia.*

Donde:

- **$b$** : Ancho proyectado de la pila.
- **$h_{ms}$** : Profundidad media de socavación (m).
- **$y$** : Tirante medio de la sección.
- **$Fr$** : Numero de Froude.
- **$K_f$** : Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila.
- **$K_g$** : Coeficiente que depende de la relación  $H_s / b$ .
- **$H_s$** : Es el tirante del agua.
- **$K_\phi$** : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo y de la geometría del pilar.
- **$K_c$** : Factor de corrección por la forma del lecho.

### 1.5.5. Métodos para el cálculo de la socavación en estribos de fundaciones de puentes.

Análogamente al caso de pilas, el principal mecanismo que genera la erosión local en estribos se relaciona con la generación de vórtices, como se esquematiza en la Figura 9.12. La presencia del estribo induce un flujo hacia el lecho y origina un vórtice horizontal principal, de gran poder erosivo, que se desarrolla en la base del estribo, en inmediaciones de la punta del mismo. Por otra parte, cuando el flujo se separa por efecto de la contracción y luego empieza a expandirse, se desprenden vórtices de eje vertical que forman una estela aguas abajo del mismo. Los procesos de erosión en estribos de puentes y en espigones son similares (Melville, 1992).

### **Ecuación de Liu.**

Liu (1961), formula el método que se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizados en 1961, se presentan 2 ecuaciones para diferentes configuraciones.

- Para lecho móvil en estribos en contrafuerte a lo largo del río.

$$\frac{h_{ms}}{L} = 1.10 * \left(\frac{y}{L}\right)^{0.6} * Fr^{0.33} \quad \text{Ecuación 32}$$

- Para lecho móvil en estribos en pared vertical y estribos con aletas.

$$\frac{h_{ms}}{L} = 2.15 * \left(\frac{y}{L}\right)^{0.6} * Fr^{0.33} \quad \text{Ecuación 33}$$

### **Método de Froehlich.**

La ecuación dada por Froehlich (1991), está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

- Para socavación en agua clara y en lecho móvil.

$$\frac{h_{ms}}{L} = 2.27 * K_f * K_\theta * \left(\frac{y}{L}\right)^{0.57} * Fr^{0.61} \quad \text{Ecuación 34}$$

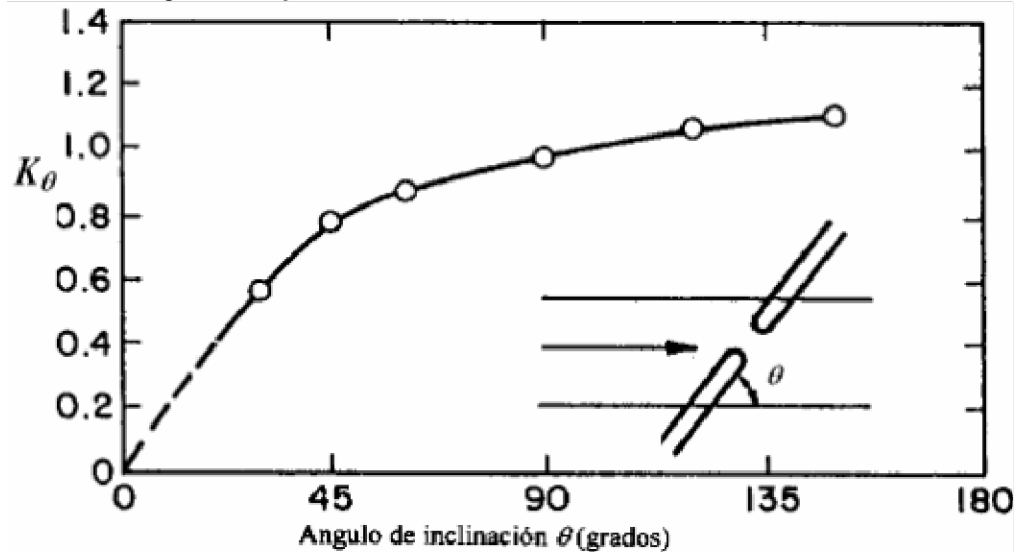
El valor para el coeficiente  $K_f$  se obtiene de acuerdo a la **Tabla 1.11**. El valor para el coeficiente  $K_\theta$  se obtiene de acuerdo a la **Figura 1.13**.

**Tabla 1.11.** Valor para el coeficiente  $K_f$ .

Descripción	$K_f$
Estribo con pared vertical	1
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 1.13.** Valores para el coeficiente  $K_\theta$ .



*Fuente: Elaboración propia.*

### Método de Hire.

Es una ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para hallar el valor de la socavación en la punta de espolones construidos en el Río Mississippi. Esta ecuación solo es aplicable cuando el estribo se encuentra dentro del cauce principal (Guevara Álvarez 2013).

$$h_{ms} = 4 * y * \frac{K_f}{0.55} * K_\theta * Fr^{0.33} \quad \text{Ecuación 35}$$

El valor para el coeficiente  $K_f$  se obtiene de acuerdo a la **Tabla 1.11**. El valor para el coeficiente  $K_\theta$  se obtiene de acuerdo a la **Figura 1.13**.

Donde:

- **$L$** : Longitud del estibo.
- **$h_{ms}$** : Profundidad media de socavación (m)
- **$Fr$** : Numero de Froude
- **$y$** : Tirante medio de la sección.
- **$K_f$** : Factor de forma del estribo.
- **$K_\theta$** : Factor de alineación de la cimentación con respecto al ángulo del ataque del flujo.

## 1.6. ESTADÍSTICA.

Un conjunto de observaciones de  $x_1, x_2, \dots, X_n$ , la variable aleatoria se denomina muestra. Una muestra es sacada de una población hipotéticamente infinita, que posee propiedades estadísticas constantes. Las propiedades de una muestra pueden cambiar de una muestra a otra y el conjunto de todas las muestras posibles que pueden extraerse de una población, se conoce como espacio muestral, y un evento es un subconjunto muestral. Si las observaciones de una muestra están idénticamente distribuidas, éstas pueden ordenarse para formar un histograma de frecuencia (Chow, 1994).

### 1.6.1. Probabilidad.

Para Pizarro, Novoa (1986), la definición de la probabilidad implica consignar dos conceptos; uno de ellos es el periodo de retorno, el cual está definido, como el tiempo que transcurre entre dos sucesos iguales; sea ese tiempo,  $T$ . El segundo concepto es la probabilidad de excedencia, que es la probabilidad asociada al periodo de retorno, donde la variable aleatoria toma un valor igual o superior a cierto número  $X$ .

### 1.6.2. Intensidad (*i*).

El INAMHI (2019), en su versión 2, define a la intensidad como a la cantidad de lluvia que cae en un punto por unidad de tiempo y varía inversamente con la duración de la tormenta. Se trata de la tasa temporal de precipitación, medida en milímetros por unidad de tiempo, y puede ser instantánea o promedio durante la lluvia. Usualmente se emplea la intensidad promedio, la cual puede ser formulada como:

$$i = \frac{P}{t} \quad \text{Ecuación 36}$$

Donde:

- *i*= Intensidad (mm/h)
- *P*= Precipitación (mm)
- *t*= Duración (h)

### 1.6.3. Periodo de retorno (*Tr*).

Para el INAMHI (2019), en su versión 2, define como el tiempo promedio entre las apariciones de un evento específico. Este término se aplica especialmente en situaciones que involucran eventos extremos, como inundaciones, terremotos o sequías. Un periodo de retorno de 10 años indica que, en promedio, se espera que el evento ocurra una vez cada 10 años. Sin embargo, es crucial entender que el periodo de retorno no asegura que el evento se presente exactamente a intervalos fijos, sino que se basa en un análisis histórico de datos para establecer tal estimación.

$$TR = \frac{1}{1-P} \quad \text{Ecuación 37}$$

Donde:

*TR* = Periodo de retorno.

*P* = Probabilidad de que el valor no sea igualado o no excedido.

En el campo de la Hidrología, se emplea con mayor frecuencia el concepto de "periodo de retorno" en lugar de la probabilidad cuando se trata de valores con una probabilidad superior al 50%. Por ejemplo, se hace referencia a eventos como la “crecida de 50 años” en lugar de mencionar la “crecida con probabilidad 0.02”. De manera similar, se hace mención a la "precipitación con un periodo de retorno de 100 años" en vez de mencionar la "precipitación con probabilidad 0.01". (Ruiz, Martinez. 2016)

En la **Tabla 1.12** se detallan los periodos de retorno más comunes junto con sus correspondientes probabilidades asociadas.

**Tabla 1.12.** *Frecuencia vs Probabilidad.*

<b>Frecuencia (años)</b>	<b>Probabilidad (%)</b>
2	50
5	20
10	10
25	4
50	2
100	1

*Fuente: Elaboración propia.*

Un enfoque convencional para determinar la frecuencia de diseño de una obra civil hidráulica es el uso de tablas de referencia que establecen intervalos específicos de frecuencias de diseño según el tipo de obra civil. En el **Anexo 3 Rangos recomendados para proyectos**, se detallan los rangos recomendados para proyectos de drenaje de carreteras.

#### **1.6.4. Modelos de distribución**

El análisis de frecuencias busca estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos

para diferentes períodos de retorno. Esto se logra mediante la aplicación de modelos probabilísticos, que pueden ser discretos o continuos. En estadística, hay varias funciones de distribución de probabilidad teóricas disponibles, y se recomienda emplear las siguientes:

**Distribución Normal**, para Diaz, Fernández (2001), definen como un modelo conceptual que logra aproximar de manera efectiva el comportamiento de una variable aleatoria a una condición ideal. En términos simples, esta distribución ajusta una variable aleatoria a una función que se fundamenta en la media y la desviación estándar de los datos. Este modelo es útil para representar y comprender numerosos fenómenos naturales y sociales, ya que muchos de ellos tienden a seguir este patrón de distribución.

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad \text{Ecuación 38}$$

Donde:

- $f(x)$  = Función densidad normal de la variable  $x$ .
- $x$  = Variable independiente.
- $\mu$  = Parámetro de localización, igual a la media aritmética de  $x$ .
- $S$  = Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de  $x$ .

**Distribución Gumbel**, Torres, Roldan (2019), manifiestan que es una familia de distribuciones empleada en el análisis de frecuencia hidrológica, también conocida como tipo I de distribución extrema. Esta distribución se usa para describir valores extremos, siendo aplicada en la representación de crecidas y estiajes, máximos y mínimos.

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-u}{\alpha}}} \quad \text{Ecuación 39}$$

Donde:

- $\alpha = \frac{S_x}{\sigma_y}$
- $u = x - \mu_y * \alpha$
- $F(x)$  = Probabilidad de que se presente un valor igual o menor que x
- $e$  = Base de los logaritmos neperianos.
- $\bar{x}$  = media aritmética de la muestra.
- $Sx$  = Desviación estándar de la muestra.
- $\sigma y, \mu y$  = Son desviación estándar típica y la media de una serie de valores  $y_i$  que dependen únicamente del número de datos. En el *Anexo 4 Valores de  $\alpha$  y  $u$*  se adjunta la tabla con los valores de  $\sigma y, \mu y$ .

Utilizando las expresiones mencionadas previamente, es posible calcular la frecuencia a partir del valor x. En otras palabras, se puede determinar con qué frecuencia (o en qué periodo de retorno) ocurrirá un caudal o precipitación específica.

#### **1.6.5. Pruebas de bondad de ajuste.**

Para Quevedo (2011), las pruebas de idoneidad de ajuste son procedimientos de hipótesis empleados para determinar si un conjunto de datos proviene de la distribución seleccionada de manera independiente. En el campo estadístico, dos de las pruebas de idoneidad de ajuste más reconocidas son la prueba de Chi-cuadrado y la prueba de Kolmogorov-Smirnov.

**Prueba de Kolmogorov – Smirnov**, Flores, Flores (2023), manifiestan que este método verifica la adecuación de las distribuciones y facilita la selección de la más representativa, es decir, aquella que se ajusta mejor. La prueba implica comparar el valor absoluto máximo de la diferencia

D entre la función de distribución de probabilidad observada  $F_o(xm)$  y la función estimada  $F(xm)$ :

$$D = \max|F_o(xm) - F(xm)| \quad \text{Ecuación 40}$$

Usando un valor crítico  $d$  que varía según la cantidad de datos y el nivel de significancia elegido según el *Anexo 5: Test de Kolmogorov-Smirnov*, si  $D$  es menor que  $d$ , se acepta la hipótesis nula. Esta prueba presenta la ventaja respecto a la prueba de  $X^2$  en que evalúa los datos con el modelo estadístico sin requerir su agrupación. El cálculo de la función de distribución de probabilidad observada es el siguiente:

$$F_o(xm) = \frac{1-m}{(n+1)} \quad \text{Ecuación 41}$$

#### 1.6.6. Curvas IDF.

De acuerdo a Marcus et. (2019), El proceso de establecer las curvas IDF comienza con la revisión de los registros pluviográficos o anuarios meteorológicos donde se eligen los valores máximos extremos de precipitación para intervalos de tiempo específicos. Una vez obtenidas las intensidades máximas para varias duraciones y periodos de retorno, se aplica el logaritmo a cada valor de intensidad máxima y se procede a trazar un gráfico con estos valores. Esto resulta en las curvas IDF, donde cada cambio en la dirección de la curva representa una ecuación particular. La ecuación general que se emplea para calcular la intensidad máxima, también conocida como la ecuación tipo.

Determinadas las intensidades máximas para diferentes duraciones y períodos de retorno se aplica logaritmo a cada valor de intensidad máxima, y se procede a graficar estos valores

obteniéndose las curvas de intensidad-duración- frecuencia (IDF), en las cuales cada quiebre representa una ecuación tipo. A continuación, presentamos la ecuación general para la determinación de la intensidad máxima llamada también ecuación tipo: (INAMHI. 2019)

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n} \quad \text{Ecuación 42}$$

Donde:

$I$  = Intensidad (mm/h)

$T$  = Periodo de retorno (años)

$t$  = Tiempo de duración (minutos)

$K, m, n$  = constantes de ajuste.

## **CAPITULO II:**

### **ANÁLISIS HIDROLÓGICO.**

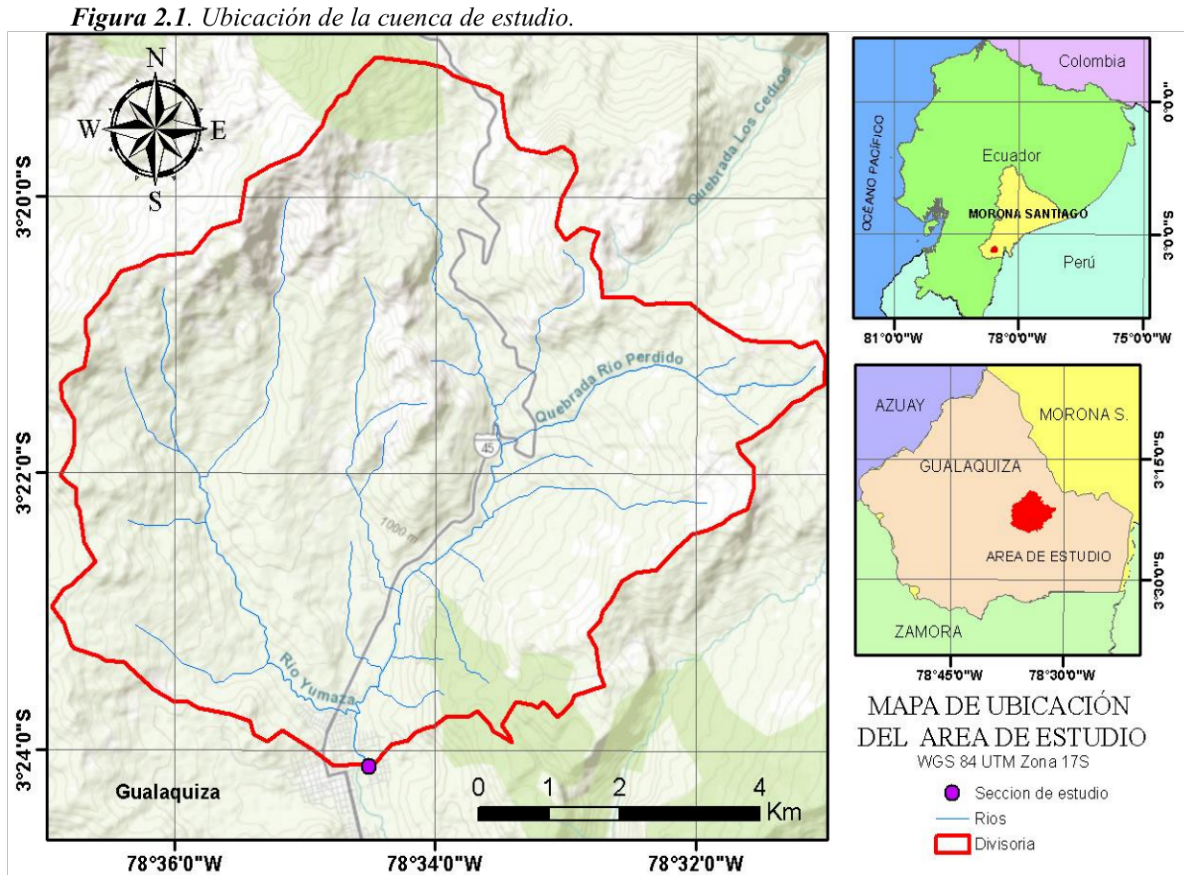
El análisis hidrológico ayuda a analizar el comportamiento de la precipitación convertida en escorrentía, permite entender los impactos que las actividades humanas pueden tener sobre el agua, como el uso del suelo, la urbanización y la construcción de infraestructura, donde se pueden medir cuantitativamente los impactos para advertir los diferentes índices hidrológicos dentro del área de estudio. para eventos de crecidas extremas dentro de la cuenca hidrográfica.

El conocimiento y comprensión de las características de la dinámica hidrológica de la cuenca, es fundamental para la planificación y la gestión de recursos hídricos ya que permite prever y mitigar los efectos de eventos extremos como inundaciones y sequías. El análisis hidrológico es esencial en el estudio de la socavación, ya que la erosión del suelo y la formación de socavones es causada por el agua en movimiento (máxima crecida) en una cuenca hidrográfica.

#### **2.1. UBICACIÓN DE LA ÁREA DE ESTUDIO.**

El área de estudio es una microcuenca que está dentro de la Cuenca Hidrográfica Santiago y pertenece al grupo de cuencas orientales, está ubicado en la provincia de Morona Santiago en el cantón Gualaquiza que pertenece al Ecuador. En su totalidad la microcuenca en estudio está dentro de la parroquia Gualaquiza. La Sección de Estudio, es el punto más bajo de la microcuenca de estudio y también es el punto de salida de toda la escorrentía presente en la cuenca, paralelamente se ubica el puente S/N donde se analiza la socavación.

La delimitación del área de estudio se realizó mediante el análisis e interpretación de la cartografía disponible del Instituto Geográfico Militar (IGM) en formato vectorial 1:50000 y con la ayuda de la herramienta Watershed del programa Arcmap 10.5. En la **Figura 2.1**, se da a conocer el mapa de ubicación geográfica del área de estudio, donde se visualiza la divisoria y los cauces hídricos.



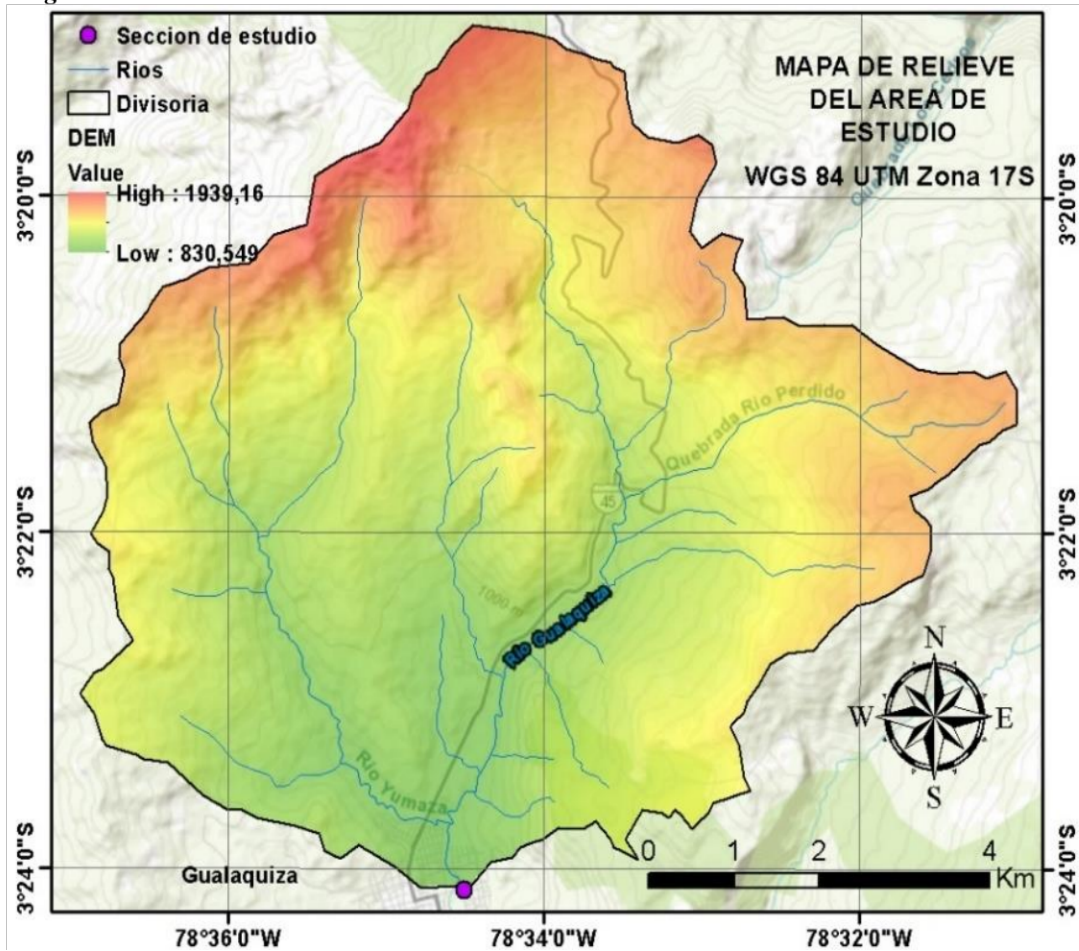
*Fuente: Elaboración propia.*

## 2.2. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.

Las características de una cuenca hidrográfica desempeñan un papel fundamental en su funcionamiento y comportamiento hidrológico. Estas características incluyen aspectos morfométricos, geomorfológicos y climáticos que influyen en la forma en que el agua se recoge, se almacena y se transporta dentro de la cuenca. El relieve de la cuenca, representado por la

variación altimétrica, es fundamental para comprender su topografía y las elevaciones presentes en su interior. En la **Figura 2.2**, se muestra la variación de la altura en la cuenca, que va desde los 830.55 metros sobre el nivel del mar (msnm) hasta los 1939.15 msnm. Esta información proporciona una visión general de la amplitud altimétrica de la cuenca ayuda a comprender mejor su configuración topográfica.

*Figura 2.2. Relieve del área de estudio.*

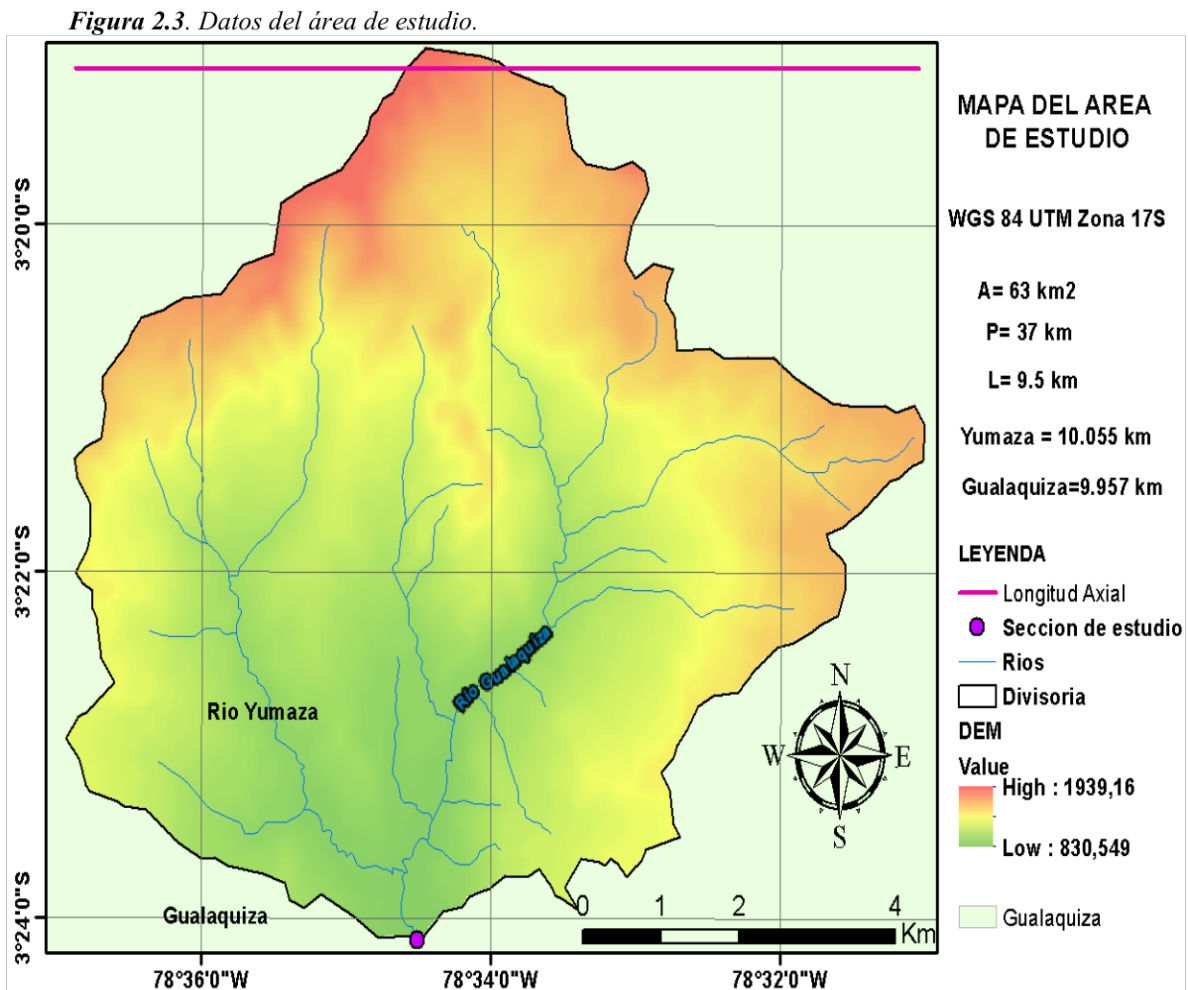


*Fuente: Elaboración propia.*

### 2.2.1. Parámetros de físicos de la cuenca.

Las características morfométricas se refieren a las propiedades físicas y dimensiones de la cuenca, como el área de captación, la longitud del cauce principal, la pendiente del terreno y la forma de la cuenca. Estos aspectos determinan la capacidad de la cuenca para recoger y transportar

agua, así como la rapidez con la que responde a las precipitaciones. El *área de la cuenca "A"* en estudio tiene un área de 63 km<sup>2</sup>, un perímetro de 37 km y una longitud de la cuenca de 9.5 km, su red hídrica está formada por dos cauces, el río Gualaquiza y el río Yumaza, donde el cauce del río Yumaza es el más largo con un total de 10.55 km desde la sección de estudio hasta el nacimiento del cauce. Está entre los 830,55 msnm hasta 1939,16 msnm, donde el cauce principal está entre los 840 y los 1400 msnm. El ancho de la cuenca "*W*" es de 6.63 km. En la **Figura 2.3.** se presenta datos obtenidos de la cuenca, como es la Área, Perímetro, Longitud Axial y la longitud de los ríos Yumaza y Gualaquiza.



*Fuente: Elaboración propia.*

Los parámetros físicos de una cuenca hidrográfica están vinculados al comportamiento de los caudales que fluyen a través de ella e interactúan entre sí y con los patrones climáticos locales para determinar su magnitud y comportamiento.

### **2.2.2. Parámetros de forma de la cuenca.**

Estos parámetros describen la geometría y la configuración de la cuenca, lo que influye en su capacidad para recolectar y transportar agua. Para describir cuantitativamente la forma de una cuenca, se utiliza la comparación con figuras geométricas reconocidas, como el círculo, el óvalo, el cuadrado y el rectángulo.

Un parámetro utilizado para evaluar la forma de una cuenca es el *índice de compacidad o índice de Gravelius (Kc)*. Este índice proporciona información sobre la geometría de la cuenca y su relación con el tiempo de concentración del sistema hidrológico y de acuerdo a la *Ecuación 2* el valor de Kc es 1.31.

Otro parámetro relevante es el *factor de forma (Kf)*, propuesto por Gravelius, indica la tendencia de la cuenca hacia crecidas rápidas e intensas o hacia crecidas lentas y sostenidas, aplicando la *Ecuación 3* el valor es 0.88.

Además de los parámetros mencionados, existen otros que brindan información adicional sobre la forma y el comportamiento hidrológico de la cuenca. La *densidad de drenaje (Dd)* acorde a la *Ecuación 4* es 0.88. La *sinuosidad de las corrientes de agua (S)* se utiliza para describir la tortuosidad de los cauces principales donde el valor obtenido de la *Ecuación 5* es 1.32. Y la

*extensión media de la escorrentía superficial (I)* que relacionada la capacidad de drenaje su valor es 285 aplicando la *Ecuación 6*.

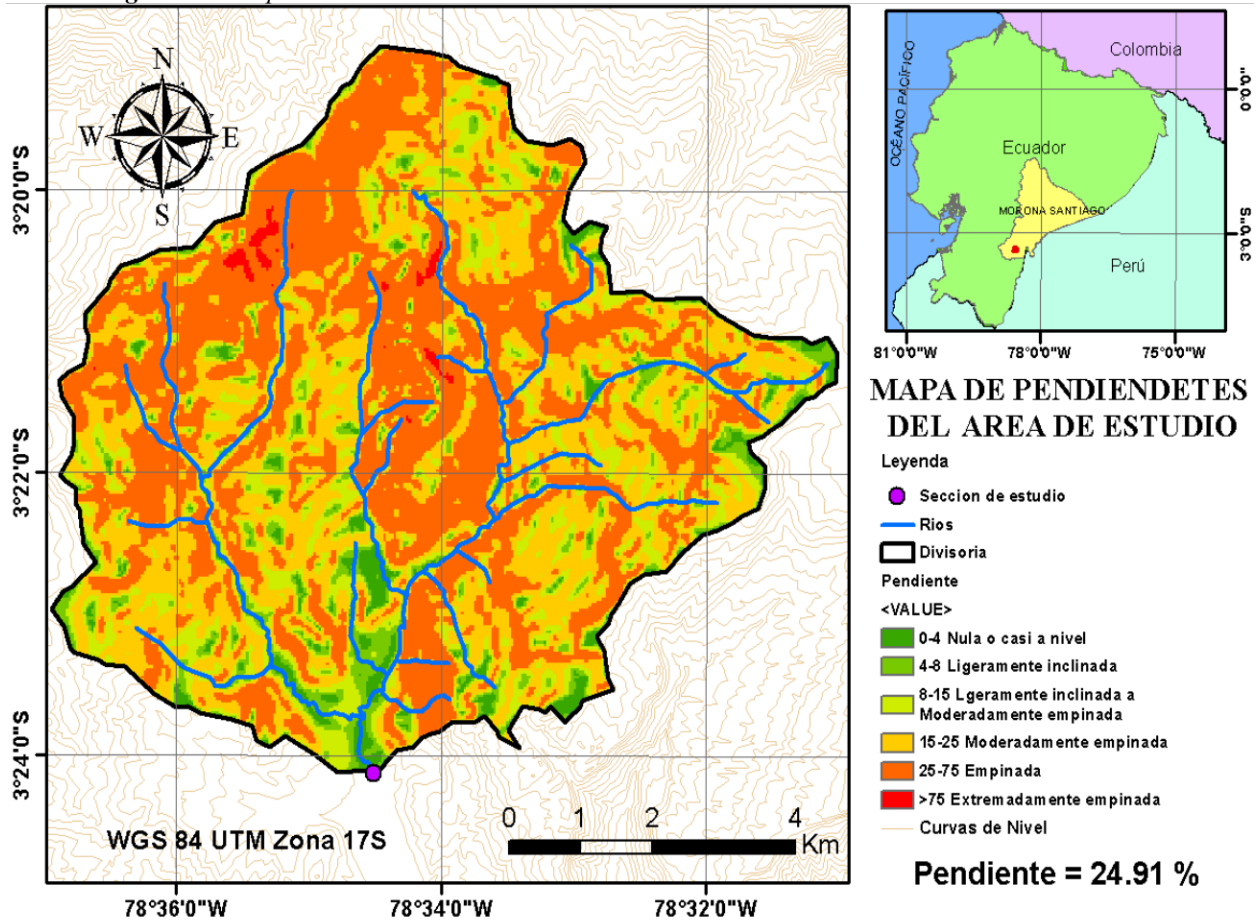
### **2.2.3 Características de relieve de la cuenca.**

El relieve de una cuenca hidrográfica es importante en la distribución del agua dentro de la cuenca y un impacto directo en su forma de recoger, almacenar y transportar el agua dentro de la cuenca. La obtención de estas características se realizará utilizando herramientas como ArcMap y Excel, que facilitan el análisis y procesamiento de datos geoespaciales.

Dentro de las características del relieve, una de las más importantes es la *pendiente de la cuenca (J)*. El análisis de la pendiente de la cuenca se llevará a cabo utilizando herramientas de análisis topográfico-disponibles en ArcMap. Luego de un análisis e interpretación de los resultados obtenidos, se determinó que la cuenca presenta una *pendiente media de 24.91%*, de acuerdo a la *Ecuación 7*. Para visualizar de manera gráfica la distribución de la pendiente en la cuenca, se presenta en la *Figura 2.4* el Mapa de Pendientes, el permite identificar las áreas con pendientes más pronunciadas y aquellas con pendientes más suaves.

Otro parámetro es la *curva hipsométrica (Chip)* es una herramienta permite evaluar el ciclo erosivo y determinar la etapa evolutiva en la que se encuentra la cuenca en estudio. En el proceso de obtención de la curva hipsométrica, se utiliza ArcGIS para crear una distribución de pendientes en la cuenca. Posteriormente, se obtienen las áreas correspondientes y se tabulan para calcular la elevación relativa, que representa la relación entre el área relativa y las elevaciones medias.

Figura 2.4. Mapa de Pendiente de la cuenca.

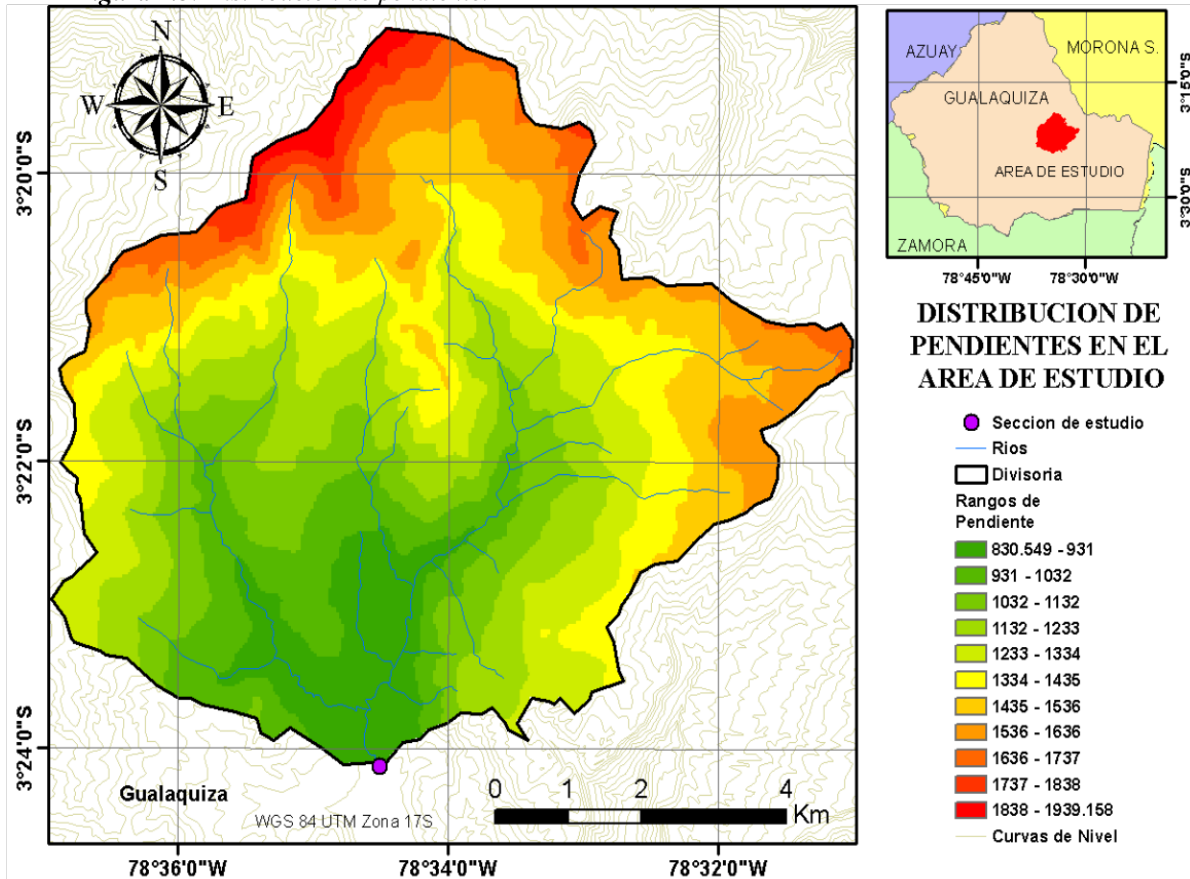


Fuente: Elaboración propia.

La **Figura 2.5** muestra la distribución de pendientes en la cuenca, lo cual proporciona una visualización gráfica de la topografía y las variaciones de pendiente en diferentes áreas de la cuenca. En el **Anexo 5 Curva Hipsométrica**, se detalla el procedimiento y las variables utilizadas en la construcción de la curva hipsométrica.

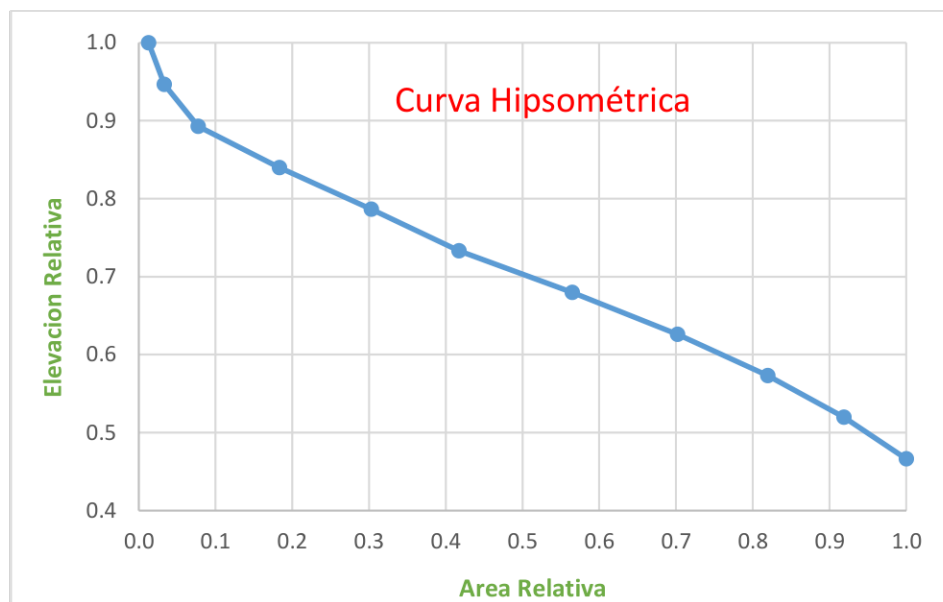
La **pendiente de la corriente principal, (Jcp)**, proporciona información sobre la inclinación del cauce más largo de la cuenca. Para obtener esta información, se utiliza tanto el mapa de pendientes de la cuenca como la herramienta Zonal Statistics as Table en ArcGIS. Mediante esta herramienta, se obtiene la pendiente del río, la cual se determina como un valor del **12.65%**.

Figura 2.5. Distribución de pendiente.



Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 2.1. Curva Hipsométrica de la cuenca en estudio.



Fuente: Elaboración propia.

Para corroborar los datos obtenidos en ArcGIS, se aplica el método de Taylor Schwarz, un enfoque sencillo y práctico. Este método utiliza la cota mayor, la cota menor, la longitud del cauce y la pendiente del tramo para calcular la pendiente de la corriente. En este caso, se obtiene un valor de  $S=11.07\%$ , muy cercano al obtenido mediante ArcGIS. *El Anexo 6 Método de Taylor Schwarz*, detalla el procedimiento completo del método de Taylor Schwarz.

La concordancia de los resultados obtenidos tanto en ArcGIS como mediante el método de Taylor Schwarz respalda la precisión de las estimaciones de la pendiente de la corriente principal. Estos datos son valiosos para comprender la dinámica de la corriente, su capacidad erosiva y su influencia en los procesos hidrológicos dentro de la cuenca.

## **2.3. ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE LA PRECIPITACIÓN.**

### **2.3.1. Determinación del caudal de diseño.**

En general, existen diversos modelos de lluvia-escorrentía que se pueden utilizar para determinar el caudal de diseño en un proyecto. Sin embargo, en el contexto de este proyecto de titulación, se ha identificado que el método del Hidrograma Unitario SCS es el más adecuado por las características y datos hidrológicos de la cuenca en estudio. La distribución temporal de la lluvia también es un factor crucial a considerar. Se analizan registros de precipitación en diferentes períodos de tiempo y se determinan las características de las tormentas, como su duración e intensidad.

### **2.3.2. Precipitaciones.**

Los datos de precipitación utilizados en este estudio fueron obtenidos de la estación

Meteorológica e Hidrológica Gualaquiza, identificada con el código **MI89**, es la estación que está dentro y la más cercana a la cuenca en estudio. Para obtener la información requerida, se consultaron los anuarios meteorológicos correspondientes a los años 1994 al 2013. Las precipitaciones máximas mensuales, registradas en los anuarios, fueron los datos utilizados para el análisis. Estos datos se recopilaron y tabularon detalladamente, como se muestra en el **Anexo 7: Datos de precipitaciones desde 1994 hasta 2013**.

Posteriormente, se llevó a cabo la Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov (Ks) para los valores máximos de precipitaciones diarias. Se aplicaron diferentes distribuciones estadísticas a los datos y se realizó un análisis estadístico detallado. Los resultados de esta prueba se presentan en el **Anexo 8: Prueba de confianza**. Los resultados de la prueba de bondad de ajuste indicaron que los datos de precipitaciones diarias siguen una distribución de datos no censurados, con un nivel de confianza del **95%**. Esto significa que los datos de precipitación analizados se ajustan adecuadamente a una distribución estadística. En la **Tabla 2.1** se presentan los valores obtenidos para los diferentes tipos de distribuciones estadísticas consideradas en el análisis.

**Tabla 2.1.** Valores de diferentes distribuciones.

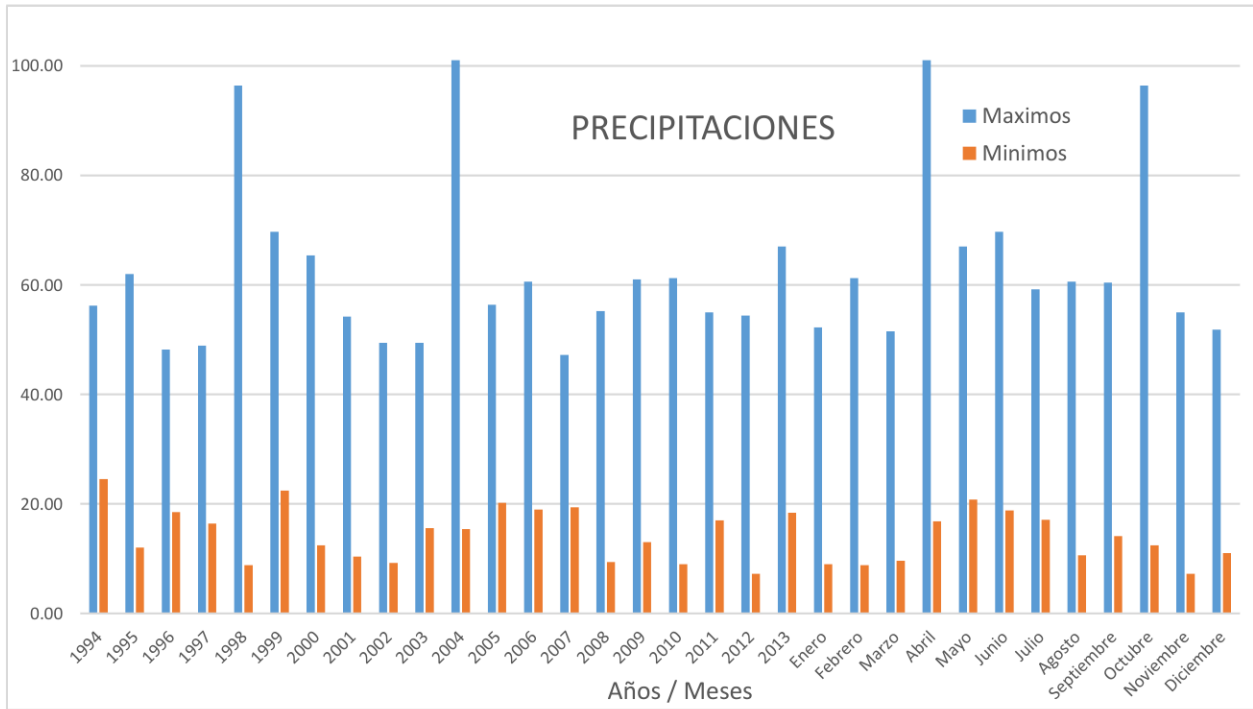
<b>Modelo</b>	<b>C<math>\alpha</math></b>	<b>Kn</b>	<b>D<math>\alpha</math></b>
<b>Normal</b>	<b>0,90</b>	<b>4,67</b>	<b>0,19</b>
<b>Weibull n=20</b>	<b>0,84</b>	<b>4,47</b>	<b>0,19</b>

*Fuente: Elaboración propia.*

Durante los últimos 20 años, se observaron variaciones significativas en las precipitaciones registradas en la cuenca. Los años 1998 y 2004 fueron los años con mayores precipitaciones, por otro lado, los años 1998 y 2012 fueron los años con las menores precipitaciones. Al analizar la distribución mensual de las precipitaciones, se encontró que los meses más lluviosos son abril y octubre y los meses de febrero y noviembre presentaron las menores precipitaciones.

Estos datos son representativos de la variabilidad de las precipitaciones en la cuenca a lo largo de los últimos 20 años. En la **Ilustración 2.2** se presentan las precipitaciones máximas y mínimas registradas en este período, así como la distribución mensual de las mismas.

**Ilustración 2.2.** Precipitaciones máximas y mínimas.



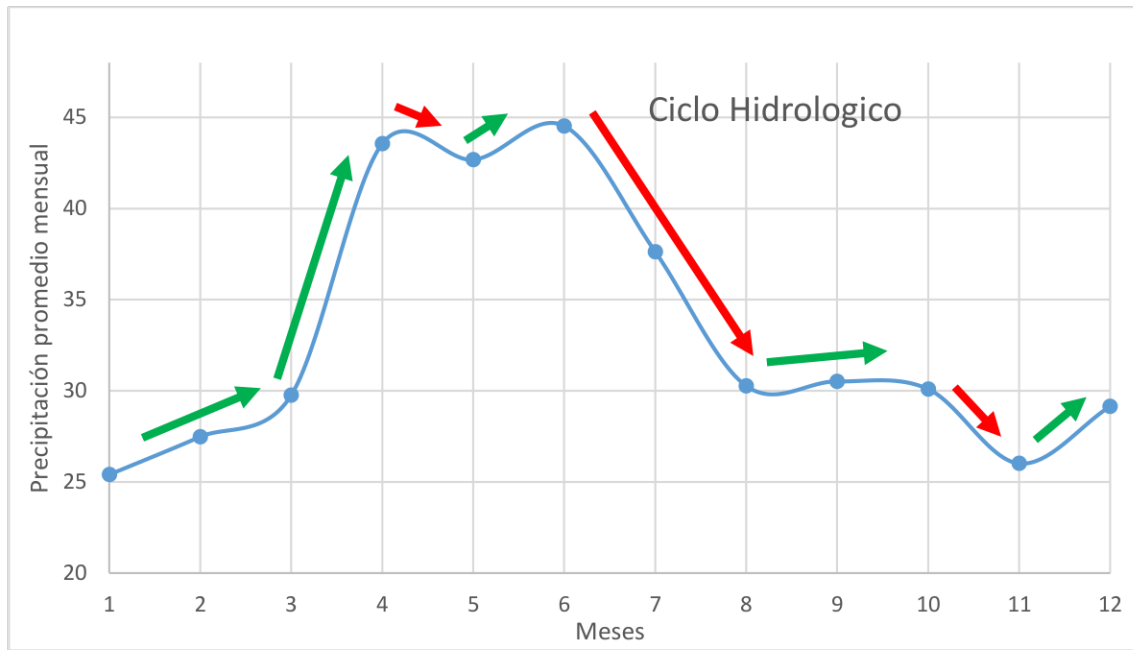
**Fuente:** Elaboración propia.

Analizando los datos de precipitación, se puede generar el diagrama del Ciclo Hidrológico, que representa de forma gráfica las diferentes etapas del ciclo del agua en una región. En este contexto, los meses comprendidos desde noviembre hasta mayo se consideran los meses de recarga, ya que es durante este periodo cuando se registra una mayor cantidad de precipitaciones, lo que contribuye a la acumulación de agua en las distintas fuentes hídricas.

Por otro lado, los meses de junio a octubre se conocen como los de descarga, ya que en esta temporada se observa una disminución en la cantidad de precipitaciones. Es en este periodo cuando la disponibilidad de agua se reduce gradualmente, a medida que se utilizan las reservas

almacenadas en ríos, lagos y acuíferos, para satisfacer las demandas humanas y las necesidades del ecosistema. Este ciclo continuo de recarga y descarga es fundamental para mantener el equilibrio hidrológico de una región y asegurar el suministro de agua para el consumo humano y para su uso en la agricultura, la industria y la preservación del medio ambiente. En la **Ilustración 2.3**, se presenta el ciclo hidrológico.

**Ilustración 2.3.** Ciclo Hidrológico.

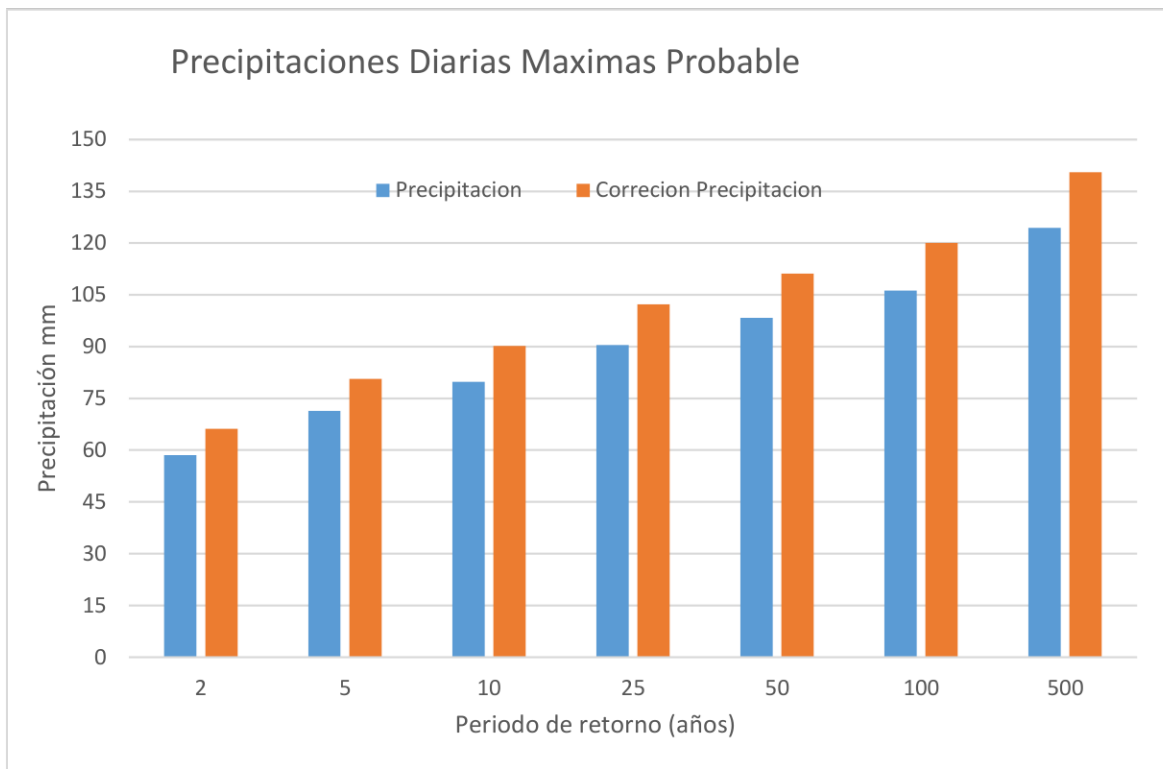


*Fuente: Elaboración propia.*

Con los datos de precipitación, aplicando la distribución de probabilidades pluviométricas mediante el método de Gumbel se obtienen las variables probabilísticas como la Media, Desviación Estándar y los parámetros  $\alpha$  y  $\mu$  (parámetros de estimación), empleando el método de la precipitación diarias máxima probable PMP, se pasó a determinar los caudales probables resultantes en la sección de estudio. En el **Anexo 9**. Método de Gumbel de probabilidades pluviométricas, donde se detalla el procedimiento y los datos obtenidos, en la **Ilustración 2.4** se presenta las Precipitaciones diarias

máximas probables para diferentes periodos de retorno con su respectiva corrección. Este método se basa en la distribución de probabilidades pluviométricas y permite estimar la precipitación máxima probable (PMP). A partir de la PMP, se determinaron los caudales probables en la sección de estudio. El uso del método de Gumbel y la determinación de los caudales probables son una base sólida para diseñar obras de ingeniería hidráulica y tomar decisiones en la gestión de recursos hídricos.

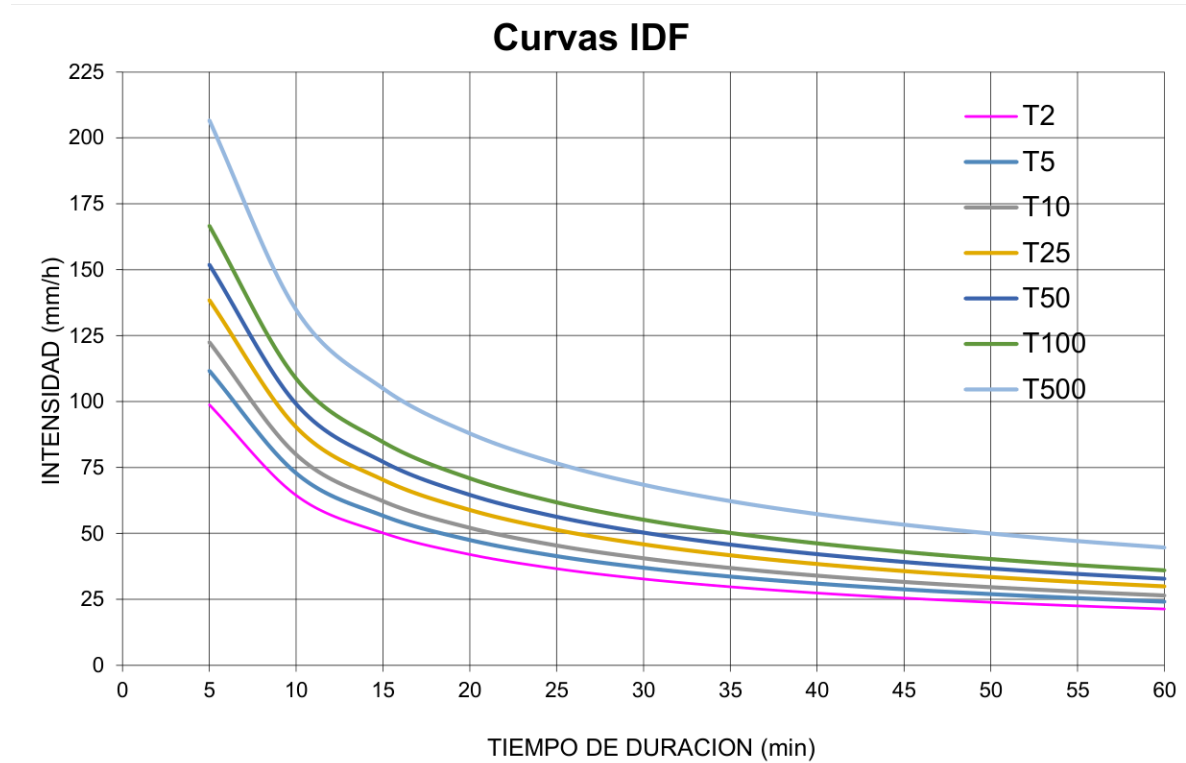
**Ilustración 2.4.** *Precipitaciones diarias máximas probables.*



**Fuente:** *Elaboración propia.*

En la **Ilustración 2.5**, se presenta para la intensidad (mm/h) vs el tiempo de duración (min) valida en la cuenca de estudio con sus respectivas Curvas IDF, es el resultado final de los procesamiento de los datos obtenidos en la estación meteorológica. En el **Anexo 10:** Tabla de intensidades – Tiempo de duración, donde se detalla el procedimiento y los valores obtenidos para diferentes periodos de retorno con sus respectivos tiempos de duración en minutos.

Ilustración 2.5. Curvas IDF.



Fuente: Elaboración propia.

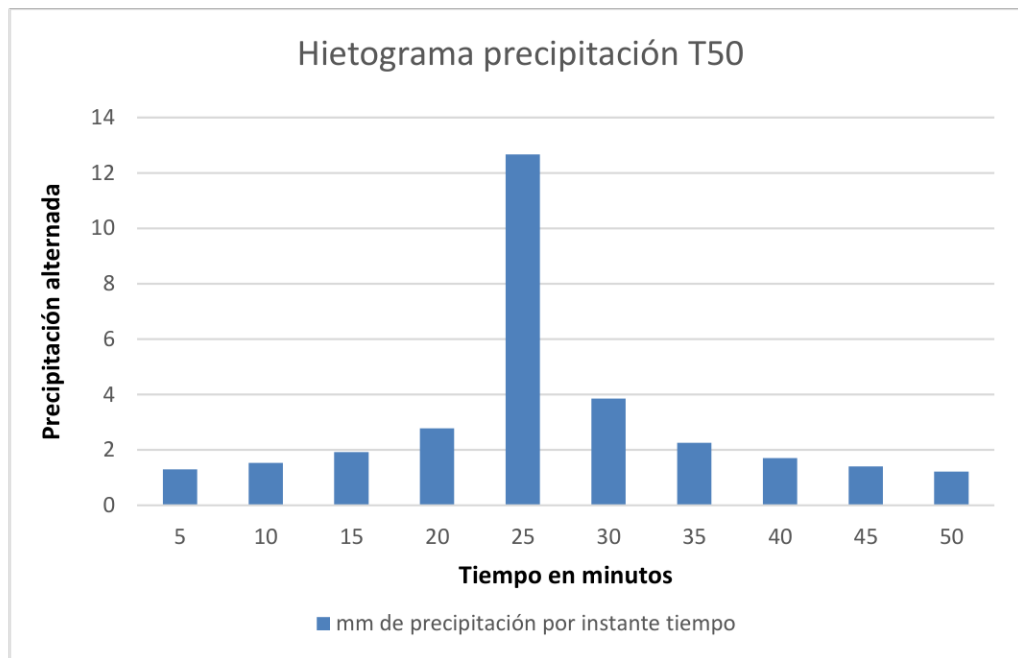
Al obtener las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), se realizaron regresiones potenciales para obtener los valores de los parámetros  $n$ ,  $K$  y  $m$ . El detalle completo del proceso y las variables utilizadas están en el Anexo 11: Regresión de potencias. Con el valor obtenido de tiempo de concentración de la *Tabla 2.5*,  $TC=50 \text{ min}$  y los valores de  $n$ ,  $K$  y  $m$ , se construye los *Hietogramas Propios de la Cuenca* que sirven para la representación gráfica de la precipitación a través del tiempo. Los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años serán los que se aplicaran en el cálculo del modelo hidrológico ya que son los recomendados por Máximos Villon Béjar 2021 para Puentes sobre carreteras importante. En las *Tablas 2.2, 2.3, 2.4* y las *Ilustraciones 2.6, 2.7 y 2.8* se presenta el hietograma correspondiente a un periodo de retorno de 50 y 100 años respectivamente.

Tabla 2.2. Hietograma T=50 años.

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 50 AÑOS						
Duración de la tormenta (h)		0.8334				
Intensidad de lluvia (mm/h)		36.75				
Precipitación en 24 horas (mm)		30.63				
Intervalos de tiempo (min)		5				
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	151.94	12.66	12.66	151.94	1.30	15.59
10	99.11	16.52	3.86	46.28	1.53	18.40
15	77.19	19.30	2.78	33.36	1.93	23.11
20	64.65	21.55	2.25	27.02	2.78	33.36
25	56.34	23.48	1.93	23.11	12.66	151.94
30	50.35	25.18	1.70	20.41	3.86	46.28
35	45.79	26.71	1.53	18.40	2.25	27.02
40	42.17	28.11	1.40	16.85	1.70	20.41
45	39.22	29.41	1.30	15.59	1.40	16.85
50	36.75	30.63	1.21	14.56	1.21	14.56

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 2.6. Hietograma T=50 años.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.3. Hietograma T=100 años.

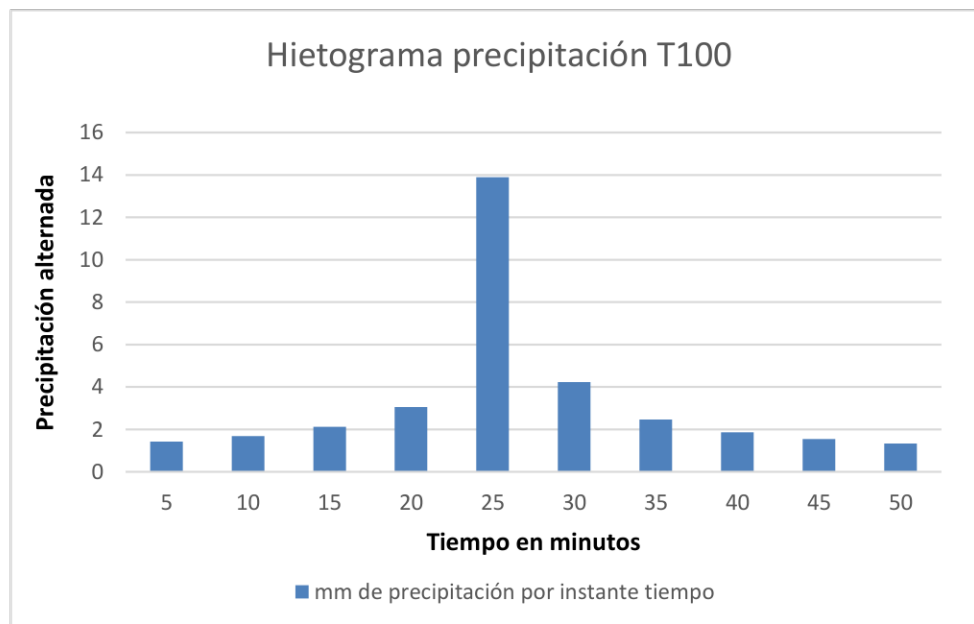
HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 100 AÑOS	
Duración de la tormenta (h)	0.8334
Intensidad de lluvia (mm/h)	40.32
Precipitación en 24 horas (mm)	33.60
Intervalos de tiempo (min)	5

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	166.68	13.89	13.89	166.68	1.43	17.11
10	108.73	18.12	4.23	50.77	1.68	20.19
15	84.68	21.17	3.05	36.60	2.11	25.35
20	70.92	23.64	2.47	29.64	3.05	36.60
25	61.81	25.75	2.11	25.35	13.89	166.68
30	55.24	27.62	1.87	22.39	4.23	50.77
35	50.23	29.30	1.68	20.19	2.47	29.64
40	46.26	30.84	1.54	18.48	1.87	22.39
45	43.02	32.27	1.43	17.11	1.54	18.48
50	40.32	33.60	1.33	15.97	1.33	15.97

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 2.7. Hietograma precipitación T=100.



Fuente: Elaboración propia.

## 2.4. CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS.

### 2.4.1. Tiempo de concentración.

Para determinar el tiempo de concentración se aplicarán las ecuaciones Kirpich, Temez y Pasini dichas ecuaciones son las más usadas en nuestro medio y también se relacionan entre si ya que usan las mismas variables, donde los resultados obtenidos se presentan en la **Tabla 2.4**, se tomará en cuenta a la condición más desfavorable que se traduce al menor tiempo de concentración.

*Tabla 2.4. Tiempo de concentración en horas y minutos.*

	Formula	Tc (horas)	Tc (min)	Tc (min)
<b>Kirpich</b>	$T_c = 0,06626 * \left(\frac{L^2}{S}\right)^{0,385}$	<b>0,87</b>	<b>52</b>	<b>50</b>
<b>Temez</b>	$T_c = 0,126 * \left(\frac{L}{S^{0,35}}\right)^{0,75}$	<b>1,22</b>	<b>73</b>	<b>75</b>
<b>Pasini</b>	$T_c = 0,023 * \left(A * \frac{L}{S}\right)^{0,5}$	<b>1,63</b>	<b>98</b>	<b>100</b>

*Fuente: Elaboración propia.*

### 2.4.2. Numero de curva.

Para el Método del Número de Curva del SCS, se necesita información de la cobertura vegetal, cobertura del suelo y el grupo hidrológico al cual pertenecen la cobertura del suelo. Para la obtención de la información de cobertura vegetal y textura del suelo, se usa imágenes satelitales, desde la página web del servidor Copernicus de donde se obtiene la cobertura vegetal del año 2019 y del servidor OpenLandMap se obtiene la cobertura del suelo del año 2015, siendo estos mapas los más actuales.

El geoprocésamiento de la información obtenida de los satélites se lo realiza en el Arcgis basándose en el área de estudio, la interpretación del grupo hidrológico se fundamenta en el Tipo de suelo, donde el código 4 es un suelo Franco-Arcilloso ( clay loam) y de acuerdo a German Monsalve Saenz 1999 un suelo Franco- Arcilloso pertenece al grupo hidrológico C, El número de

Curva es muy subjetivo y gracias a las imágenes satelitales en especial al Google Earth se puede tener una mejor apreciación de las características de la vegetación del área de estudio. El resultado de la interpretación y análisis de la información se obtiene el Numero de Curva ponderado de condición previa de humedad normal, NCII: 75.14. En la **Tabla 2.5**, se presenta los datos obtenidos y sus fuentes.

**Tabla 2.5.** Numero de curva.

Fuente	Copernicus	OpenLandMap	German Monsalve S.	
cód.	Tipo de Vegetación	Tipo de Suelo	Grupo	NC
20	Arbustos	4	C	70
30	Herbácea	4	C	79
50	Urbano / edificado	4	C	79
112	Bosque cerrado, siempre verde, hoja	4	C	76
116	Bosque cerrado, desconocido	4	C	73
122	Bosque abierto, siempre verde, hoja	4	C	76
126	Bosque abierto, desconocido	4	C	73
			<b>NCII:</b>	<b>75.14</b>

*Fuente:* Elaboración propia.

El **Número de Curva (CN)** es una variable que se utiliza para representar las características hidrológicas de diferentes usos de la tierra, como agrícola, suburbana y urbana, en condiciones normales de humedad promedio II, según lo establecido por Ven Te en 1984. La conversión del **Número de Curva de Escorrentía (CN)** de **CN II = 75.14** a **CN III = 87.42** implica ajustar el **CN** de condiciones normales a condiciones húmedas. Se realiza para considerar el efecto de la humedad en la capacidad de infiltración del suelo y la generación de escorrentía. Al aumentar el valor del CN de condiciones normales (CN II) a condiciones húmedas (CN III), se considera que la cuenca tiene una menor capacidad de infiltración y una mayor tendencia a generar escorrentía. El valor resultante, **CN III = 87.42**, será el que se aplicará en el modelo hidrológico para representar las condiciones de humedad en la cuenca.

En el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) para transformar la precipitación neta en caudal, se requiere ingresar la variable **Lag Time (Lag)** en minutos y se estima como aproximadamente el 0.6 del tiempo de concentración (Angulo y Saavedra, 2018). Por lo tanto, el cálculo del **Lag** sería:

$$\mathbf{Lag = 0.6 * Tc} \qquad \mathbf{Ecuación 43}$$

$$\mathbf{Lag = 30 \textit{ min}}$$

El valor obtenido de **30 minutos** representa el tiempo estimado que transcurre desde el centro de gravedad de la precipitación neta hasta la punta del hidrograma. Este valor de **Lag** se utiliza en el proceso de transformación de la precipitación neta en caudal, como parte del método del SCS, para obtener una representación adecuada del comportamiento hidrológico de la cuenca en estudio.

Las **Abstracciones Iniciales (Ia)**, también conocidas como pérdidas, son la fracción de lluvia que no contribuye a la formación de escorrentía superficial. Estas abstracciones incluyen el almacenamiento en la superficie, la evapotranspiración, la intercepción y la infiltración (Bodoque del Pozo, 2006).

$$\mathbf{Ia = \frac{5080}{CN} - 50.8} \qquad \mathbf{Ecuación 44}$$

$$\mathbf{Ia = 16.81}$$


El porcentaje de área del casco urbano que se considera como **Impermeable**. Este componente impermeable se refiere a las superficies urbanizadas, como calles, aceras y edificios, que no permiten la infiltración del agua de lluvia. En nuestro caso, el valor de la **impermeabilidad**

(*Imp*) para el área de estudio es del **0.53%**. Este dato proporciona información sobre la proporción de la superficie total del casco urbano que se considera impermeable, y permite calcular de manera más precisa la cantidad de escorrentía generada por las áreas urbanizadas en la cuenca.

### 2.4.3. Aforo.

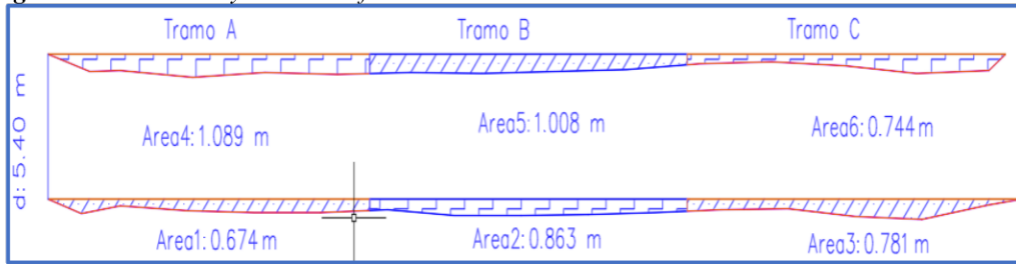
La medición del caudal se realizó aguas arriba del punto en análisis, se realizó el aforo para determinar el caudal o gasto de la corriente, el método aplicado es el del Flotador Superficial, en el *Anexo 12: Aforo*, se presenta los datos tabulados y calculados el caudal promedio. La ecuación que se aplicó es la fórmula general del caudal  $Q = Vol / t$ , previamente se realizó un levantamiento de dos secciones transversales las cuales están separadas 5.40 m, cada sección transversal está dividida en 3 tramos, al principio de cada ensayo se realizó un control de altura el cual servirá para determinar el volumen. La *Figura 2.6* es la hoja de campo que se usó para tomar los datos, cada registro tiene dos o más ensayos. Este aforo se lo realizó desde el 23 de enero del 2023 hasta el día 14 de febrero del 2023, son en total 14 días aforados. En la *Figura 2.7* se presenta las secciones donde se aforo con sus respectivas áreas de cada sección.

*Figura 2.6. Hojas de aforo.*

HOJA DE AFORO CAMPO						
Fecha:	23/01/2023			84 + 9		
Hora:	10:30 am			357,638 B		
Lugar:	Puente en el Colegio Municipal			457,432 A		
Control (cm)	H1	H2	H3	Metodo		
	14	13		Descripción		
Longitud Supe (cm)	17 20 m Lsu					
Longitud Infe (cm):	17 50 m Lmf					
d (m)	5.40					
Tiempo (s)	A			B		C
		14	18	9		19
	(16)			(9)		(19)

*Fuente: Elaboración propia.*

Figura 2.7. Secciones y áreas de aforo.



Fuente: Elaboración propia.

Según lo establecido en el **Anexo 12**: Aforo, se debe aplicar un factor de reducción al valor de  $Q_{pro}$  para obtener un caudal corregido más preciso. El Manual de aforos del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) recomienda utilizar un factor de reducción entre el **85%** y el **95%**. En este caso, se ha adoptado un valor del **90%** como factor de corrección.

$$Q = 0.9 * Q_{pro} \quad \text{Ecuación 45}$$

$$Q = 0.3096 \frac{m^3}{s}$$

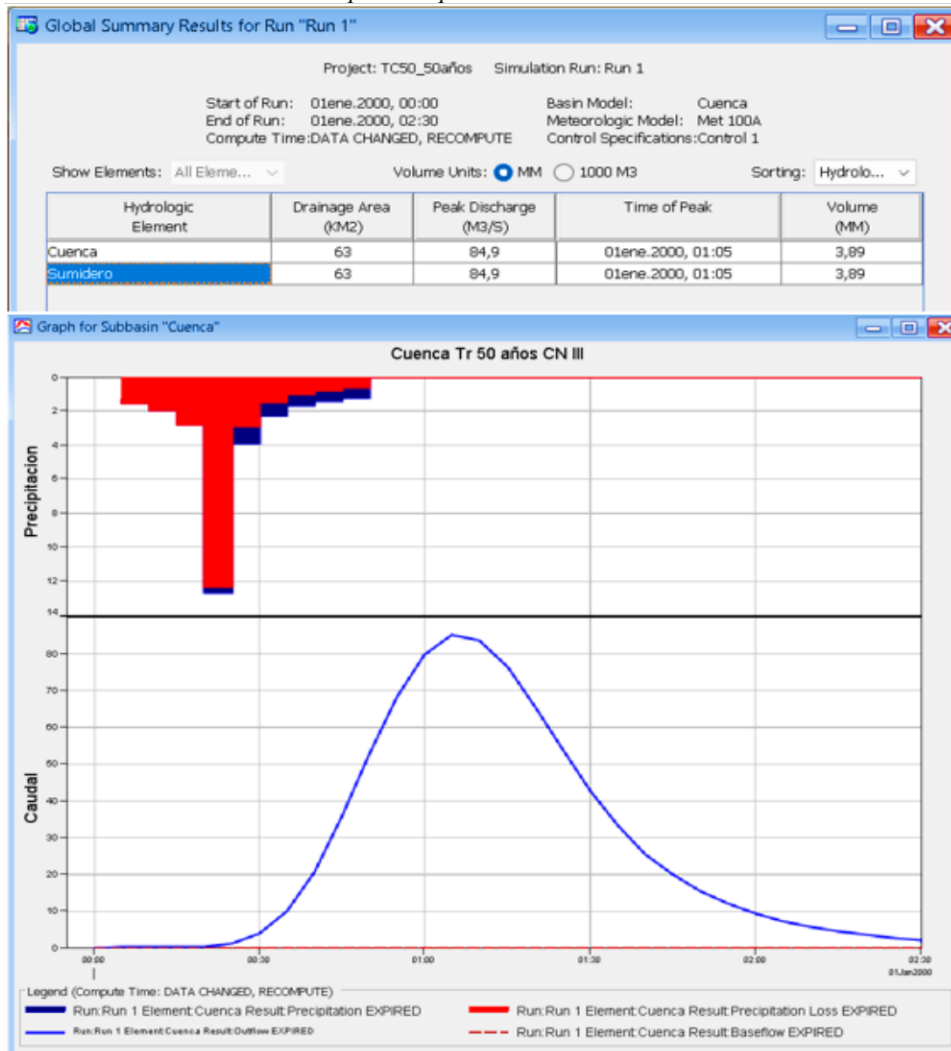
El resultado obtenido es un caudal corregido de  $0.3096 \text{ m}^3/\text{s}$ . Este valor representa una estimación más precisa del caudal real, teniendo en cuenta la reducción recomendada por el IMTA.

## 2.5. MODELACIÓN HIDROLÓGICA CON HEC-HMS.

HEC-HMS es un software de modelización hidrológica que permite simular los procesos hidrológicos en una cuenca hidrográfica, incluyendo la precipitación, escorrentía, infiltración, evaporación, flujo de agua en ríos y lagos, entre otros. Utilizando HEC-HMS, es posible estimar la disponibilidad de recursos hídricos, evaluar el impacto de diferentes escenarios climáticos y analizar el comportamiento de una cuenca frente a eventos extremos como inundaciones o sequías.

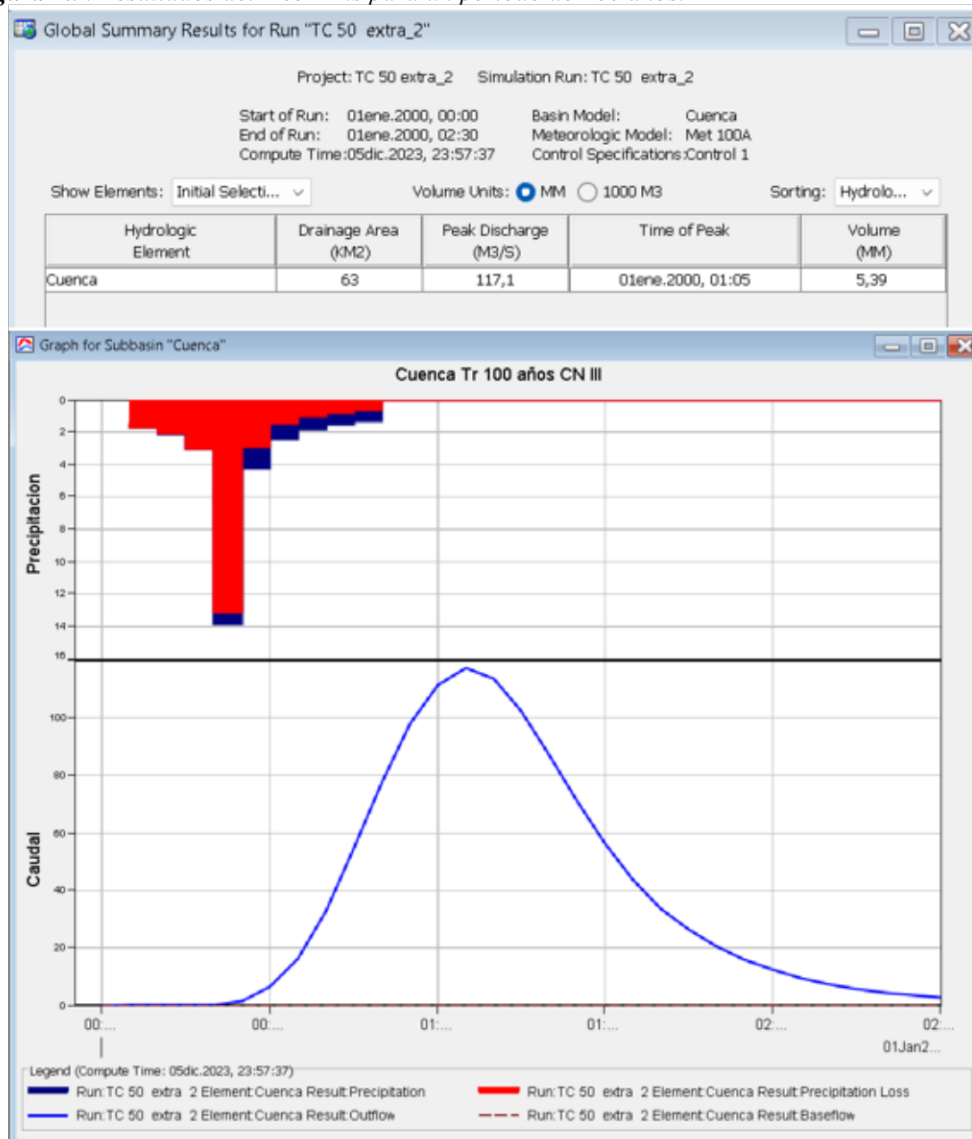
El proceso de modelización con HEC-HMS comprende diferentes etapas, como la definición de los parámetros de la cuenca, elección del método y la calibración del modelo hidrológico con datos históricos. Además, implica la ejecución de simulaciones para evaluar el comportamiento hidrológico en diferentes condiciones. En las siguientes **Figuras 2.8 y 2.9**, se presentan los resultados obtenidos del HEC-HMS para los periodos de retorno de 50 y 100 años. En la **Anexo 13** Valores de Caudal vs Tiempo, se presentan los valores obtenidos para los diferentes periodos de retorno y su respectivo CN. Estos valores incluyen los picos de cada hietograma, los caudales máximos en diferentes momentos de tiempo.

**Figura 2.8** Resultados del Hec-Hms para un periodo de 50 años.



*Fuente: Elaboración propia.*

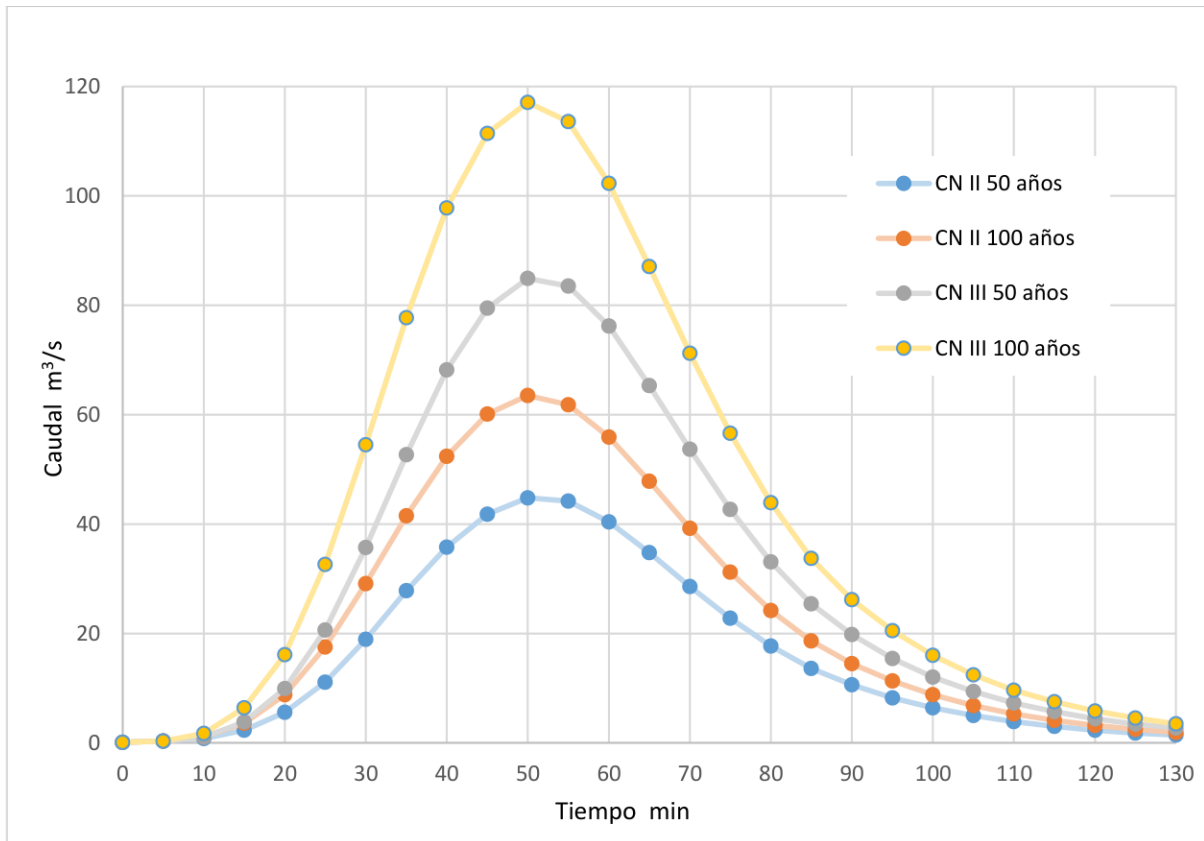
**Figura 2.9.** Resultados del Hec-Hms para un periodo de 100 años.



**Fuente:** Elaboración propia.

De los resultados obtenidos, se determinó que el caudal esperado para 100 años es de 117.1 m<sup>3</sup>/s. En la Ilustración 2.8 se presenta gráficamente la relación entre el caudal y el tiempo para los periodos de retorno, considerando los resultados de CN.

**Ilustración 2.8.** *Hietogramas Caudal vs Tiempo.*



**Fuente:** *Elaboración propia.*

### **CAPITULO III**

#### **ANÁLISIS HIDRÁULICO.**

En este capítulo, se hará una modelación hidráulica y el cálculo de la socavación para comprender cómo el cauce reacciona frente a los caudales máximos que puede recibir, para identificar y evaluar las posibles amenazas en la sección de estudio.

El primer paso consiste en realizar un levantamiento topográfico y batimétrico detallado del cauce. Esto implica obtener información precisa sobre la forma y características del terreno y el lecho del río. El segundo paso incluye un estudio del suelo del lecho del río para determinar su granulometría, la distribución de los tamaños de partículas presentes en el suelo. Como tercer paso, se calculará la velocidad media del flujo en el cauce. Esto implica determinar la velocidad promedio a la que el agua se desplaza a lo largo del cauce. El cuarto paso involucra el levantamiento de los parámetros geométricos del puente. Esto incluye mediciones precisas de la altura, ancho y longitud del puente, así como cualquier característica especial que pueda afectar el comportamiento hidráulico del cauce, como pilares o contrafuertes.

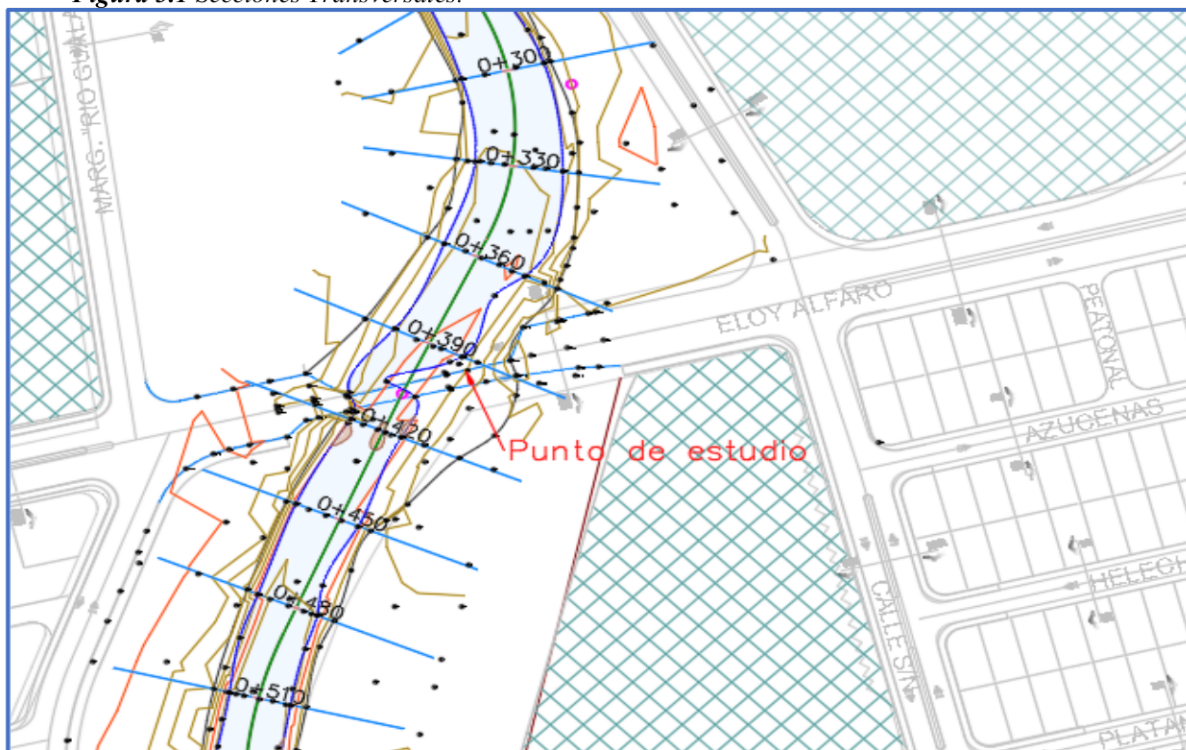
Por último, se realizará la modelación hidráulica utilizando el software HEC-RAS, que proporciona datos importantes sobre los niveles de agua y las áreas inundadas en el cauce. Estos datos son útiles para determinar la socavación en la subestructura del puente, el desgaste del terreno que los rodea debido al flujo de agua. Además, la modelación hidráulica permitirá identificar y delimitar las áreas propensas a inundaciones, fundamental para la planificación y la toma de decisiones para mitigar riesgos.

### 3.1. CONDICIONES DE ENTORNO.

#### 3.1.1. Topografía – batimetría.

Se llevó a cabo un levantamiento Topográfico-Batimétrico utilizando una estación total y un cadenero, en el cual se cubrió una longitud total de 800 metros, desde el punto de estudio y extendiéndose 400 metros aguas arriba y 400 metros aguas abajo. Durante este proceso, se obtuvieron secciones transversales cada 30 metros, junto con sus respectivos niveles de agua. Se realizó en un período específico, desde el 1 de febrero de 2023 hasta el 10 de febrero de 2023. Después, se procesaron los datos recopilados, que se realizó hasta el 17 de febrero de 2023. Este proceso incluye la generación de perfiles longitudinales y perfiles de terreno, así como el cálculo de volúmenes de agua y otros parámetros hidráulicos relevantes. En la **Figura 3.1** se da a conocer un plano general del área en estudio y las secciones transversales y en el **Anexo 14: Secciones**, se presenta todas las secciones del área de estudio.

**Figura 3.1** Secciones Transversales.



*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.1.2. Análisis granulométrico.

Para determinar los parámetros granulométricos en el área de estudio, se realizaron extracciones de muestras de suelo a través de la excavación de cuatro calicatas en el cauce del río. En el *Anexo 15: Calicatas*, se presenta respaldo de la extracción de las muestras en el río. Se seleccionaron ubicaciones estratégicas, una calicata aguas arriba, dos en los estribos del puente y una muestra aguas abajo del punto de estudio. El proceso de extracción de las calicatas se llevó a cabo el día 16 de enero del 2022, las muestras se las trasladaron desde el cantón Gualaquiza hasta el cantón Cuenca. Posteriormente, las muestras obtenidas se enviaron a los laboratorios de la UCACUE.

La obtención de los parámetros granulométricos es esencial para comprender la composición y características del suelo en el lecho del río. Estos parámetros permiten determinar la distribución de tamaños de partículas presentes en el suelo, lo cual es fundamental para evaluar su comportamiento ante los caudales máximos. En la *Figura 3.2* se presenta la ubicación de los puntos de donde se extrajeron las calicatas.

*Figura 3.2. Ubicación de la extracción de las calicatas.*



*Fuente: Elaboración propia.*

A continuación, se presenta en la **Tabla 3.1** los resultados obtenidos en el análisis granulométrico, incluyendo los porcentajes y coeficientes relevantes. Es importante destacar que en el **Anexo 16** Curvas Granulométricas, se encuentra disponible información detallada sobre el procedimiento utilizado, junto con las gráficas correspondientes a la curva granulométrica. Es necesario mencionar que para obtener los valores de los coeficientes **D85** y **D50**, se recurrió a la técnica de interpolación logarítmica para su determinación.

**Tabla 3.1.** Análisis granulométrico.

	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>
<b>% Grava</b>	64.92	56.76	69.58	56.67
<b>% Arenas</b>	35.04	43.19	30.39	43.28
<b>% Finos</b>	0.04	0.05	0.04	0.05
<b>Cu</b>	7.3	7.5	9.5	6.0
<b>Cc</b>	0.5	0.4	0.4	0.5
<b>D85</b>	35.20	39.28	43.16	40.74
<b>D50</b>	9.84	7.30	13.97	7.47

*Fuente: Elaboración propia.*

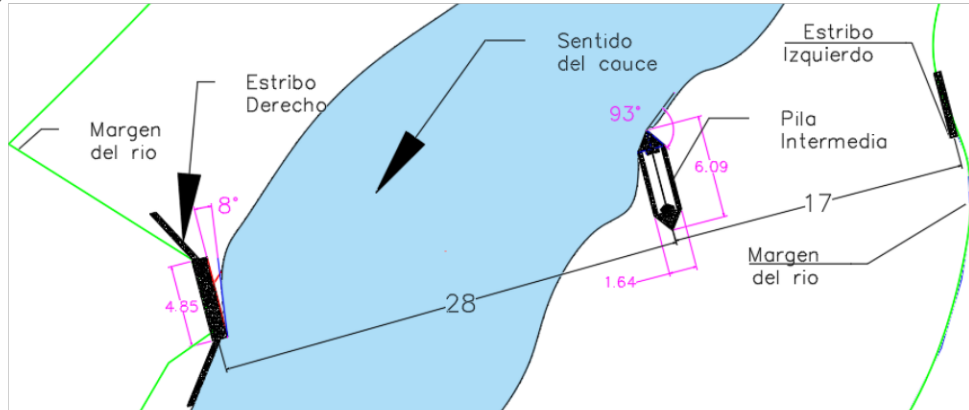
#### **3.1.4. Geometría del puente.**

El puente sobre el río Gualaquiza, en la calle Eloy Alfaro, tiene dos vanos: uno de 28 metros y otro de 17 metros, lo que resulta una luz total de 45 metros. Este puente está diseñado para un solo carril y tiene un ancho de **3.85 metros**. Además, cuenta con una pasarela peatonal adyacente de **1.30 metros** de ancho. La infraestructura del puente consta de dos estribos de hormigón armado a cada lado del río y una pila intermedia de hormigón armado, que está en el lecho del río.

La superestructura del puente está conformada por una estructura portante metálica modular del tipo Bailey. Además de la estructura portante, el tablero y la pasarela peatonal son metálicos. En la **Figura 3.4** se presenta la distribución de los estribos, la pila sobre el río, en la

Figura 3.5 se presenta la forma de la pila intermedia, y en la *Tabla 3.2* se presenta los parámetros geométricos necesario para el cálculo de la socavación.

Figura 3.4. Geometría del Puente.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.5. Pila intermedia.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2. Parámetros geométricos

Parámetros						
	l	a	$\alpha$	h	Forma de la nariz	
					Biselada	kf
<b>Pila Intermedia</b>	6.4 m	1.64 m	93°	2.50 m	0.78	
<b>Estribo Derecho</b>	4.85		8°			

Fuente: Elaboración propia.

El parámetro *h* de la *Tabla 3.2*, fue dado a conocer de manera verbal por el contratista de la Prefectura en ese entonces, el ingeniero Rómulo Calle, fue construida en el 2002 -2003.

### 3.1.5. Coeficiente de Manning.

El número de Manning se usa en el diseño de canales, sistemas de drenaje, ríos y otros cuerpos de agua, y en la modelación y simulación de flujos en estudios hidrológicos e hidráulicos.

En la **Figura 3.6** se presenta las características que tiene los márgenes del río para poder clasificar y determinar su valor.

*Figura 3.6. Características de los márgenes del río.*



*Fuente: Elaboración propia.*

Existe diversas fórmulas empíricas que se emplean para calcular el valor de la rugosidad del cauce, considerando el diámetro de las partículas presentes. Cada autor utiliza un diámetro diferente ( $d_{90}$ ,  $d_{84}$ ,  $d_{65}$ ,  $d_{50}$ ) en el cálculo, se aplica la fórmula de Raudkin (1976) y también se procede a determinar el valor del Número de Manning en función de los valores propuesto por (Máximo Villon Bejar 2021) donde los valores obtenidos se presentan en la **Tabla 3.3**, en el **Anexo 13** Coeficiente de Manning, se presentar los valores de  $n$  para diferentes tipos de superficies.

*Tabla 3.3. Coeficientes de Manning.*

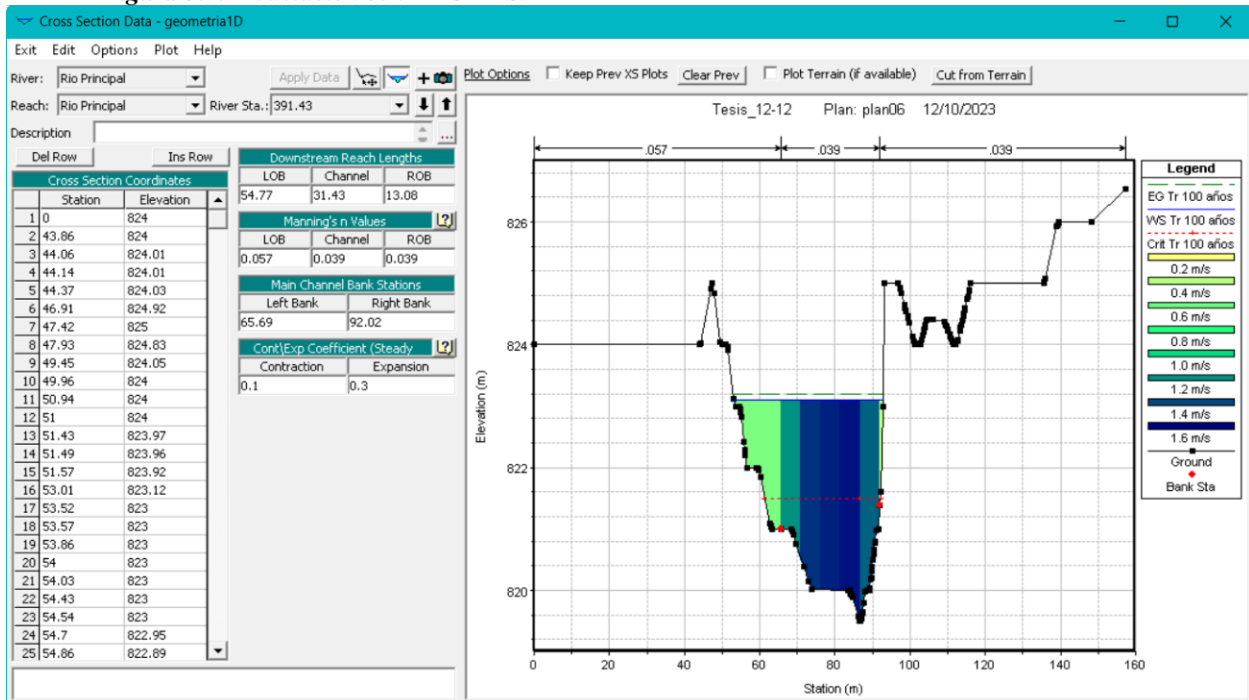
	L. Izquierdo	Centro	L. Derecho
<b>Observación</b>	<b>6(B)</b>	<b>3(B)</b>	<b>5 (B)</b>
<b>Máximo Villon Bejar</b>	<b>0.05</b>	<b>0.035</b>	<b>0.4</b>
<b>Raudking</b>	<b>0.057</b>	<b>0.039</b>	<b>0.039</b>

*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.2. MODELACIÓN HIDRÁULICA CON HEC-RAS.

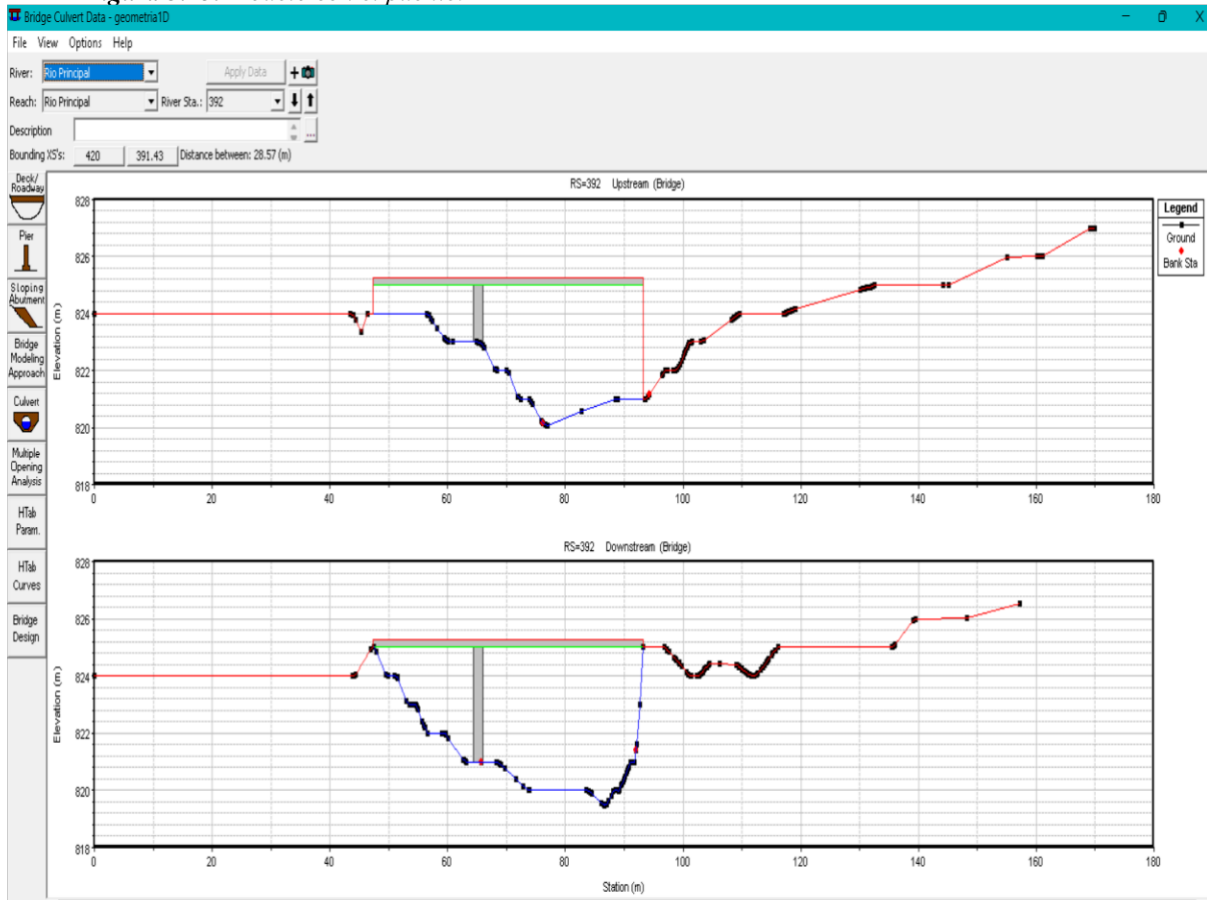
La modelación con HEC-RAS es esencial para los ingenieros y profesionales en la hidráulica, ya que les proporciona información precisa y detallada sobre el comportamiento del flujo, lo que permite tomar decisiones informadas y realizar un diseño hidráulico eficiente y seguro. Las variables que se ingresan en el HEC-RAS son, datos que se procesaron previamente en el Capítulo II, la geometría del puente y los datos del coeficiente de Manning. La versatilidad de HEC-RAS en su versión 6.0.0 permite la creación de las secciones transversales. En la **Figuras 3.7** se presenta la modelación hidráulica con HEC-RAS.

**Figura 3.7.** Modelación con HEC-RAS.



*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 3.13. Modelo con el puente.**



*Fuente: Elaboración propia.*

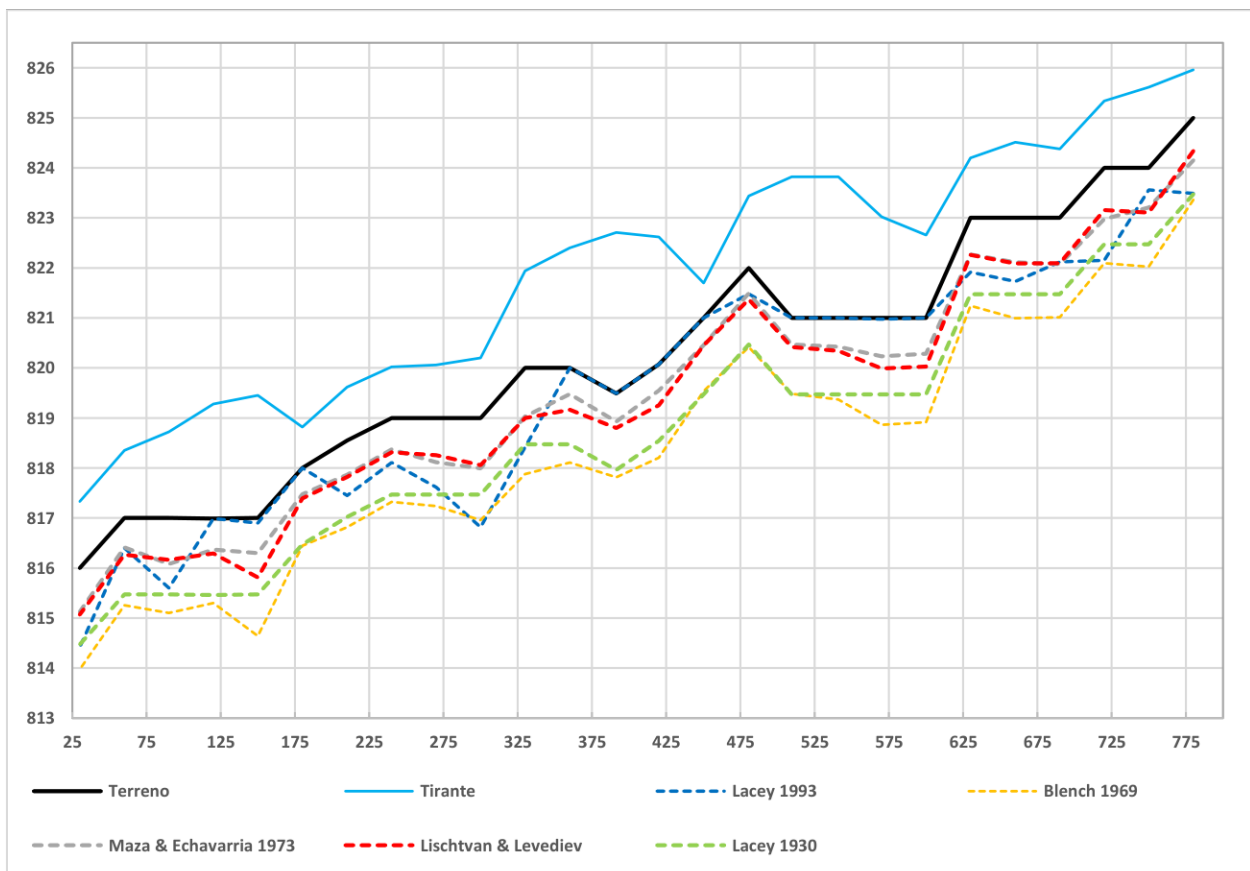
### 3.3.- SOCAVACIÓN.

Al considerar la construcción de una obra en un cauce fluvial, es esencial evaluar el efecto de la socavación que puede surgir en el lecho del río. Esto puede causarse tanto por estructuras como por situaciones naturales como por incremento en la capacidad de arrastre del flujo. Para determinar la profundidad adecuada de la cimentación de una obra, hay que considerar los riesgos asociados a la socavación. Es necesario comprender los procesos de erosión presentes en el lecho del río, así como las condiciones hidráulicas y sedimentológicas que pueden influir en la estabilidad de la estructura. De esta manera, se puede garantizar una cimentación segura y resistente ante los efectos potenciales de la socavación.

### 3.3.1.- Socavación general.

En el estudio de la socavación general del cauce, existen diversos métodos para su determinación. Estos métodos se utilizan para analizar y cuantificar el grado de socavación presente en el lecho del río. Para el desarrollo de este estudio se procede a utilizar cinco métodos para el cálculo de la socavación general, método de Lacey (1993), el método de Blench (1969), el método de Maza & Echavarría (1973), Liscgtvan & Levediev y Lacey (1930) donde estos métodos se relacionan entre sí por su similitud de parámetros que aplican. La **Ilustración 3.1** proporcionan una representación visual de cómo evoluciona la socavación a lo largo del cauce. Estos resultados son el producto de un minucioso análisis y cálculos precisos, que permiten comprender la magnitud y el impacto del fenómeno estudiado.

**Ilustración 3.3.** Socavación general para un Tr de 100 años.



*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.3.2.- Socavación local.

Después de calcular la socavación general, es momento de abordar la evaluación de la erosión local provocada por pilares. La Socavación Local, también conocida como erosión localizada, es un fenómeno geológico de gran importancia que se manifiesta en áreas específicas y con efectos localizados. Se caracteriza por la remoción y transporte de materiales del suelo y las rocas debido a la acción erosiva de agentes naturales como el agua o el viento. En este apartado se procede a utilizar cinco métodos para el cálculo de la socavación local en pilares con una base rectangular biselada, método de Larras (1963), método de Laursen y Toch (1956), método de Neil, método de Shen (1969) y el método del CSU que usa Hec-18. En la **Tabla 3.4.** se da a conocer los resultados de la socavación local en pilares como también la socavación que se produce antes y después de la pila.

*Tabla 3.4. Socavación en la pila.*

River Sta	Profile	Q Total	Larras (1963)	Laursen y Toch (1956)	Neil 1964	Shen (1969)	CSU que usa Hec-18	Promedio
		(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
391.43	Tr 100 años	117.1	3.77	2.82	3.12	3.03	2.29	3.01

*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.3.3.- Socavación en Estribos.

Para evaluar la socavación local en estribos, se han desarrollado varios métodos, entre los cuales podemos mencionar los de método de Lui, método de Froehlich y el método de Hire, La mayoría de las ecuaciones proporcionan valores conservadores de socavación, ya que suponen que el estribo se encuentra en el cauce principal formado por lechos aluviales y asumen una relación proporcional entre el caudal de agua obstruido y la longitud del estribo, lo cual raramente se cumple en la realidad. A continuación, en la **Tabla 3.5,** se presentan los resultados de socavación

en estribos correspondientes a distintas fórmulas, así también la socavación que se produce antes y después del estribo.

**Tabla 3.5.** Socavación en el estribo.

River Sta	Profile	Q Total	Lui	Froehlich	Hire	Promedio
		m <sup>3</sup> /s	m	m	m	m
391.43	Tr 100 años	117.1	2.30	4.31	2.80	3.14

**Fuente:** Elaboración propia.

## CAPITULO IV

### ANÁLISIS DE RESULTADOS.

#### 4.1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO.

De los resultados obtenidos de los diferentes procedimientos tanto de los parámetros Físicos, De Forma y Relieve, se presentan en la **Tabla 4.1** los más relevantes para comprender la respuesta hidrología de la cuenca.

*Tabla 4.1 Resultados del estudio hidrológico.*

Parámetro	Valor	Observación
Área	63 km <sup>2</sup>	Microcuenca
Índice de Gravelius	1,31	De oval redonda a oval oblonga.
Factor de Forma	0,88	Tiende a ser alargada, baja susceptibilidad a crecidas.
Densidad de Drenaje	0,879	Bajo: Suelo pobremente drenado respuesta hidrológica lenta.
Extensión media de la escorrentía superficial	285	Distancia media que el agua tendrá que transportarse hasta un cauce cercano.
Sinuosidad de las corrientes	1,32	Meandriforme.
Pendiente de la Cuenca.	24.86 %	Moderadamente Empinada.
Curva Hipsométrica.	B	La cuenca está en una fase de madurez y está en equilibrio.
Pendiente de la corriente	12.62%	Un cauce ligeramente inclinando a moderadamente

*Fuente: Elaboración propia.*

De acuerdo al área de la cuenca se considerar como una microcuenca, el coeficiente de Gravelius de **1.31** indica que la cuenca es ovalada lo que significa que el agua discurre por varios cauces, resultando en una respuesta lenta, desde una interpretación ambientalista el valor de **1.31** la cuenca tiene mediana tendencia a inundaciones o crecidas. Con el valor de **0.88** del Factor de Forma se puede clasificar como un área ancha y tiende a formar flujos con escurrimientos picos muy altos. De acuerdo a la Densidad de Drenaje **0.88** se interpreta que es un suelo bajo en drenaje y que la precipitación se infiltra o se encharca. La pendiente de la cuenca **24.86%** influye en la

escorrentía encharcada a discurrir hacia un cauce. La sinuosidad de las corrientes se puede determinar que es **Meandriforme** donde en promedio de **285 m** tendrá que recorrer la escorrentía para poder llegar a un cauce. En base a la **Ilustración 2.1**, y la **Figura 1.2**, la cuenca tiende a la curva B, la curva hipsométrica de la cuenca en estudio se encuentra entre la fase de madures y de juventud, obviamente evolucionando hacia la madurez. Esto permite inferir que la cuenca tiene un potencial erosivo. La pendiente del río es **12.65%**, que es una pendiente moderadamente empinada e incrementa la velocidad de la escorrentía, en consecuencia, tiene un potencial erosivo significativo, implica que el río tiene la capacidad de desgastar y modificar el lecho y los márgenes del cauce a lo largo del tiempo.

#### **4.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.**

De acuerdo a la **Tabla 2.5**, la condición más desfavorable es la de Kirpich, donde el Tiempo de concentración es de **TC: 52 min**, se usó el valor de **TC: 50 min** para generalizar el modelo ya que la duración está en números enteros.

#### **4.3. MODELACIÓN HIDROLÓGICA.**

De la modelación hidrológica con HEC-HMS, para un periodo de retorno de 100 años, en condiciones normales CN:75.14, tiempo de concentración de 50 minutos, Lag time de 30 minutos y la Abstracciones iniciales de 16.81 se obtiene un caudal máximo de 63.5 m<sup>3</sup>/s

De la modelación hidrológica con HEC-HMS, para un periodo de retorno de 100 años, se en condiciones húmedas CN:87.42, tiempo de concentración de 50 minutos, Lag time de 30 minutos y la Abstracciones iniciales de 16.81 se obtiene un caudal máximo de 117.1 m<sup>3</sup>/s

#### 4.4. GRANULOMETRÍA

Acorde a la *Tabla 3.1*, analizando el porcentaje de finos y los coeficientes *Cu* y *Cc* según la clasificación *SUCS*, se observa que todas las muestras se clasifican como *Gravas bien graduadas con arena GW*. Esta clasificación indica que las muestras presentan una distribución de tamaños de partículas adecuada, con un contenido de finos dentro de los límites aceptables.

#### 4.5. MODELACIÓN HIDRÁULICA.

Para un mejor análisis de los resultados de la modelación hidráulica, se divide el río en tres tramos antes de la sección de estudio Tramo 1, la sección de estudio y después de la sección de estudio Tramo 2, para la condición más crítica que sería el periodo de 100 años.

Para el 1 Tramo 1, para un periodo de 100 años, en todas las secciones, tienen un flujo subcrítico y mínimas velocidades que van desde los 1.58 m/s hasta la máxima de 4.03 m/s, también se registra una profundidad mínima de 1.51 m y un máxima de 3.08 m.

La Sección de estudio donde se encuentra emplazado el puente, para un periodo de retorno de 100 años, la secciones 391.43, registra una profundidad de 3.62 m, tiene flujo subcrítico y una velocidad de 1.43 m/s.

En el Tramo 2, para un periodo de retorno de 100 años, las secciones 60, 90, 120, 150, 180, 240, 270 y 360 registra una profundidad de 1.71 m, 1.98 m, 2.56 m, 2.57 m, 2.17 m, 1.55 m, 1.89 m, y 2.91 m respectivamente, tienen flujo subcrítico y las mínimas velocidades.

El Tramo 2, para un periodo de retorno de 100 años, en las secciones 30, 210, 300, 330 se registra una profundidad de 1.65 m, 1.52 m, 1.45 m y 1.95 m respectivamente, tienen flujo supercrítico y las máximas velocidades.

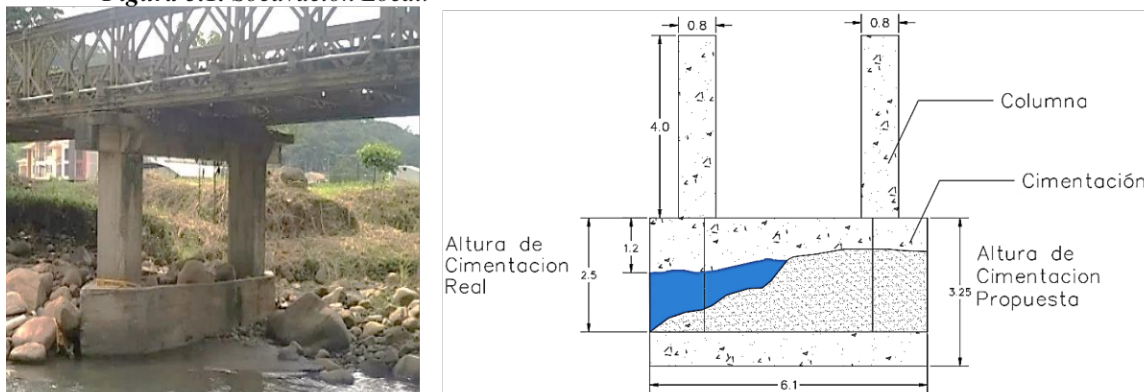
#### 4.6. SOCAVACIÓN GENERAL.

De los resultados de la socavación que se puede producirse a lo largo del cauce para un periodo retorno de 100 años, de la ecuación de Maza & Echavarría, se obtiene una socavación mínima promedio de 0.73 m, mientras que la ecuación de Blench (1969) propone una socavación máxima promedio de 1.84 m. Un promedio de todas las ecuaciones propuestas para analizar la socavación general es de 1.11 m.

#### 4.7. SOCAVACIÓN LOCAL.

De los resultados de la socavación local que se puede producir en la pila intermedia, para un periodo de retorno de 100 años, de la ecuación CSU (Hec 18) se obtiene una socavación local mínima de 2.29 m, mientras que la ecuación de Larras (1963) propone una socavación local máxima de 3.77 m. Un promedio de todas las ecuaciones propuestas para analizar la socavación local es de 3.01 m.

**Figura 5.1. Socavación Local.**

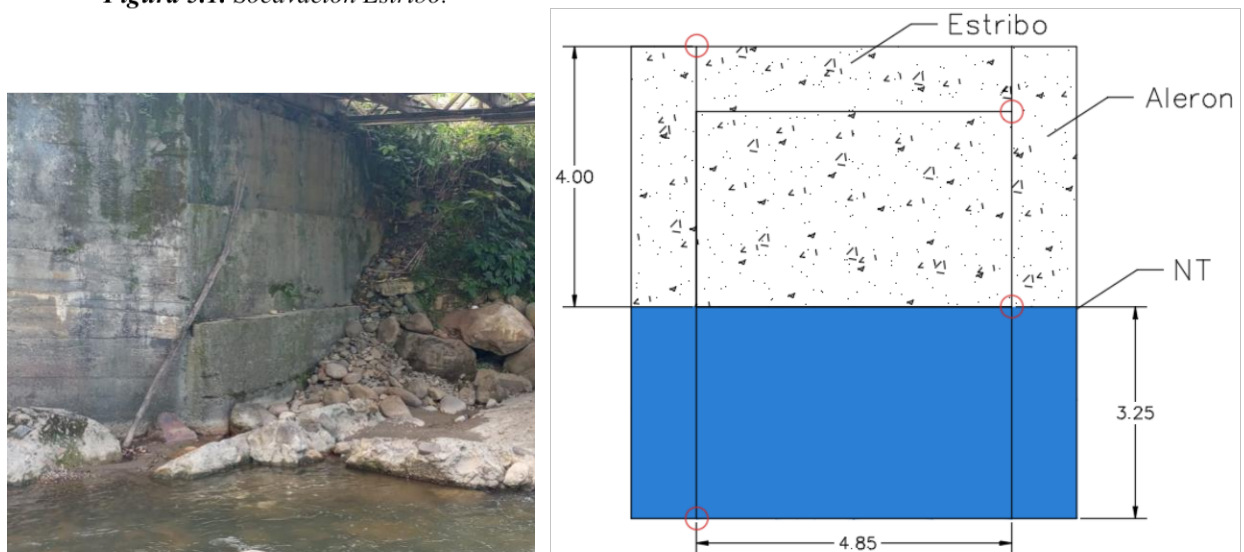


**Fuente:** Elaboración propia.

#### 4.8. SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS.

De los resultados de la socavación que se puede producir en los estribos para un periodo de retorno de 100 años, la ecuación de Lui, se obtiene una socavación mínima de 2.30 m, mientras que la ecuación de Froehlich propone una socavación máxima de 4.31m. Un promedio de todas las ecuaciones propuestas para analizar la socavación en los estribos es de 3.14 m.

*Figura 5.1. Socavación Estribo.*



*Fuente: Elaboración propia.*

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

#### 5.1. CONCLUSIONES

Se llevaron a cabo los estudios de ingeniería básica, abarcando disciplinas como hidrología, topografía y análisis de suelos. Estos análisis aportaron datos fundamentales para llevar a cabo modelamientos hidrológicos e hidráulicos en el río Gualaquiza.

Los caudales máximos correspondientes a diferentes periodos de retorno se calcularon a partir de precipitaciones máximas mensuales y mediante un análisis estadístico, utilizando el modelo hidrológico HEC-HMS y metodologías ampliamente reconocidas, como el SCS de los Estados Unidos (Soil Conservation Service). El resultado final según la metodología empleada, se obtiene un caudal máximo esperado de  $84.9 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $117.1 \text{ m}^3/\text{s}$  en los periodos de retorno de 50 y 100 años respectivamente para el río Gualaquiza, recomendándose dichos valores para el análisis hidráulico.

Del análisis hidráulico en la sección del puente sobre el río Gualaquiza, el calado máximo esperado en el sitio es de 3.62 m con una velocidad de aproximación de 1.43 m/s y un número de Froude de 0.27 para un periodo de 100 años.

La altura máxima de socavación general que se puede producir, según los diferentes autores se determina en un promedio de 1.11 m y para la facilidad del proceso constructivo se debería asumir un valor de 1.25 m.

La altura máxima de socavación local o en la pila central que se puede producir, según los diferentes autores se determina en un promedio de 3.01 m y para la facilidad del proceso constructivo se asumiría un valor de 3.25 m.

La altura máxima de socavación en los estribos que se puede producir, según los diferentes autores se determina en un promedio de 3.14 m y para la facilidad del proceso constructivo se asumiría un valor 3.25 m.

La evaluación presentada es exhaustiva y muestra un análisis minucioso de los resultados de la socavación, respaldado por la revisión de imágenes pertinentes. Se identifica de manera precisa y coherente el desgaste del lecho acuático en diferentes secciones del río Gualaquiza, así como la parte izquierda de la pila aguas abajo y la parte izquierda del estribo derecho aguas abajo. Las conclusiones extraídas son claras y apuntan a un proceso activo de erosión en estas áreas específicas. La evaluación demuestra un entendimiento profundo del fenómeno y proporciona una base sólida para tomar medidas preventivas y correctivas. Se destaca la importancia de abordar este problema de erosión de manera efectiva para preservar la integridad y estabilidad del del puente.

## **5.2. RECOMENDACIONES.**

Se recomienda al GAD Municipalidad Gualaquiza, que consideren la construcción de defensas contra el fenómeno de socavación, dado que este podría conducir al colapso parcial o total del puente de manera especial a la pila intermedia. La implementación de muros de gaviones

o enrocado como medida de protección es una opción viable para prevenir lo mencionado anteriormente.

**Figura 5.1.** Muros de gaviones en ríos.



**Fuente:** <https://es.wikipedia.org/wiki/Gavi%C3%B3n#/media/Archivo:Gabion.jpg>

Se recomienda al GAD Municipalidad de Gualaquiza, que consideren la construcción de un alerón, muro de gaviones o enrocado al estribo izquierdo ya que no hay esta protección tan importante que mitiga el proceso de erosión y socavación como se muestra en la **Figura 3.9** y **3.11**, falta de estas protecciones el puente sufrirá el colapso parcial o total.

**Figura 5.2.** Muros de gaviones en el alerón derecho.



**Fuente:** <https://www.flickr.com/photos/obraspublicasecuador/44911591831>

Se recomienda evitar, en la medida de lo posible, la instalación de un puente en una sección curva del río, ya que estas áreas tienden a experimentar una mayor erosión en sus márgenes. En caso de ser necesario construir un puente en tales secciones, es fundamental anticipar y tomar medidas para mitigar la erosión mediante muros de gaviones o enrocados.

Para un diseño óptimo de las pilas de puentes, es esencial considerar su orientación y geometría, adaptándolas a las condiciones del río y garantizando que cumplan con la profundidad local de socavación calculada, con el fin de prevenir posibles problemas asociados a este fenómeno. Se sugiere construir obras de protección contra la socavación, especialmente en estructuras de gran envergadura y relevancia, para garantizar una mayor seguridad.

Para investigaciones posteriores, se recomienda comparar varios programas de simulación hidráulica. Se sugiere evaluar los regímenes de flujo, las velocidades de corriente, el calado del agua y los cálculos de socavación para un caudal generado a partir de los hidrogramas de diseño.

## CAPITULO VI

### BIBLIOGRAFÍA

- Baldeon Jara, L. C. (2016). *MODELAMIENTO HIDROLOGICO DE LA SUB CUENCA DEL RIO ACHAMAYO*.
- Barros Gustavo. (1990). Curso de Hidrología. *Universidad de Sucre*, 1(1), 1–200.
- Basile, P. A. (2018). *TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y MORFODINÁMICA DE RÍOS ALUVIALES: Vol. Primera Edición*. [www.unreditora.edu.ar](http://www.unreditora.edu.ar)
- Bateman Allen. (2007). *Transporte de Sedimentos HIDROLOGIA BASICA Y APLICADA*.  
[www.gits.ws](http://www.gits.ws)
- Bocanegra, R. A., Francés, F. R., & Vallés, F. J. (2019, October 23). *Determinación del riesgo de colapso de puentes por inundaciones. Aplicación a un conjunto de puentes de carreteras españolas*. VI Jornadas de Ingeniería Del Agua.
- Caivinagua Arévalo Jaime Leonardo. (20201). *Modelación Hidráulica en 2D del Tramo Calle Ciudad de Cuenca (Puente de Misicata) – Av. De las Américas, del Río Yanuncay [Ingenieria]*. Universidad del Azuay.
- Camino, M. A., Bo, M. J., & Cionchi, J. L. (2018). *Estudio morfométrico de las cuencas de drenaje de la vertiente sur del sudeste de la provincia de Buenos Aires (Argentina)*. *Revista Universitaria de Geografía*.  
[http://www.scielo.org.ar/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1852-42652018000100005](http://www.scielo.org.ar/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1852-42652018000100005)
- Campos, D. F. (1998). *Proceso del Ciclo Hidrológico* (Facultad de Ing., Vol. 3, pp. 1–550). Editorial Universidad Potosina .

- Corea y Asociados S.A. (2008). *Manual para la Revisión de Estudios Hidrotécnicos de Drenaje Mayor*.
- D. W. Smith. (1976). Bridge failures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 60(3), 367–382.
- Díaz Carvajal, Á., & Mercado Fernández, T. (2017). Determinación del número de curva en la subcuenca de Betancí. *Ingeniería y Desarrollo*, 35(2), 453–470.  
<https://doi.org/10.14482/inde.32.2.5406>
- Fuentes, J. de J. (2004). *INE*.
- González, A. (2003). *Apuntes de Hidrología, 2º curso de Ingeniería técnica en obras públicas*.
- Gutiérrez Caiza Carlos. (2014). *Hidrología Básica y Aplicada* (Vol. 1).
- Horton, R. E. (1932). DRAINAGE-BASIN CHARACTERISTICS. *TRANSACTIONS, AMERICAN GEOPHYSICAL UNION*, 13(1), 350–361.
- Lux Cardona, B. (2015). *Conceptos básicos de Morfometría de Cuencas Hidrográficas* (1; 1).
- Marín Guzmán, C. R., & Maldonado Noboa, J. S. (2022). Estudio de las causas del colapso de puentes en Ecuador (2000-2022). *MQRInvestigar*, 6(4), 368–395.  
<https://doi.org/10.56048/mqr20225.6.4.2022.368-395>
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2012). MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE. *Diario Oficial El Peruano*, 1(1), 1–222.
- Monsalve Sáenz, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería, 2da Edición* (Vol. 1).
- Muñoz Díaz, E. E. (2002). *ESTUDIO DE LAS CAUSAS DEL COLAPSO DE ALGUNOS PUENTES EN COLOMBIA*.
- Núcleo Universitario Rafael Rangel. (2017). *Morfometría de Cuenca 2*. Universidad de Los Andes.

- Ordoñez Gálvez Juan Julio, & SENAMHI. (2011). *Cartilla Técnica: Balance Hídrico Superficial*.
- Racca, J. M. G. (2007). ANÁLISIS HIPSOMÉTRICO, FRECUENCIA ALTIMÉTRICA Y PENDIENTES MEDIAS A PARTIR DE MODELOS DIGITALES DEL TERRENO. *Boletín Del Instituto de Fisiografía y Geología*, 1(1), 31–38. <http://www.fceia.unr.edu.ar/fisiografia/publicaciones.htm>. Recibido:01/06/2007; aceptado:24/08/2007.
- Rojas Gomez Wilson Teodoro. (2014). *MODELAMIENTO HIDRAULICO PARA EL ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN PILARES DE PUENTES Y ANALISIS DE LOS MÉTODOS PARA SU CALCULO*.
- Sánchez San Román, F. J. (2013). *Cálculos Estadísticos en Hidrología*. <http://hidrologia.usal.es>
- Strahler, A. N. (1952). Hypsometric (area-altitude) analysis of erosional topography. *Bulletin of the Geological Society of America*, 63(11), 1117–1142. [https://doi.org/10.1130/0016-7606\(1952\)63\[1117:HAAOET\]2.0.CO;2](https://doi.org/10.1130/0016-7606(1952)63[1117:HAAOET]2.0.CO;2)
- Universidad de los Andes. (2017). *LA FORMA DE LA CUENCA*. Núcleo Universitario Rafael Rangel.
- Vélez Upegui, J. J., & Botero Gutiérrez, A. (2011). ESTIMACIÓN DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN Y TIEMPO DE REZAGO EN LA CUENCA EXPERIMENTAL URBANA DE LA QUEBRADA SAN LUIS, MANIZALES. *Dyna Rev.Fac.Nac.Minas*, 78(165), 58–71.
- Wardhana Kumalasari, & Hadipriono Fabian. (2003). *Analysis of Recent Bridge Failures in the United States*. Journal of Performance of Constructed Facilities. [https://scihub.se/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2003\)17:3\(144\)](https://scihub.se/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2003)17:3(144))

## ANEXOS

### Anexo 1: Numero de escorrentía para áreas urbanas.

Cuadro 4.4 Número de curva de escorrentía para áreas urbanas<sup>1</sup>

Tipo de cobertura y condición hidrológica	% Promedio áreas impermeables <sup>1</sup>	Número de curvas para grupos de suelos hidrológicos			
		A	B	C	D
<b>Áreas urbanas totalmente desarrolladas (vegetación ya establecida)</b>					
Espacios abiertos (prados, parques, campos de golf, cementerios, etc) <sup>2</sup> :					
Condición pobre (menos del 50% cubierto de pasto)	68	79	86	89	
Condición regular (del 50% al 75% cubierto de pasto)	49	69	79	84	
Condición buena (más del 75% cubierto de pasto)	39	61	74	80	
<b>Áreas impermeables:</b>					
Parqueaderos pavimentados, techos, autopistas, etc. (excluyendo derecho de vía)					
Calles y caminos:					
Pavimentados	98	98	98	98	
Pavimentados; zanjas abiertas (incluyendo derecho de vía)	83	89	92	93	
Grava (incluyendo derecho de vía)	76	85	89	91	
Tierra (incluyendo derecho de vía)	72	82	87	89	
<b>Áreas desiertas urbanas occidentales:</b>					
Paisajes desérticos naturales (solamente áreas permeables) <sup>4</sup>					
Paisajes desérticos artificiales (barrera impermeable de maleza, arbustos de desierto con 1 a 2 pulg de diámetro; cubierta de arena o grava y orillas de áreas húmedas)	63	77	85	88	
<b>Áreas urbanas:</b>					
Comercial y de negocios	85	81	92	94	
Industrial	72	88	91	93	
<b>Áreas residenciales por promedio del tamaño del lote:</b>					
1/8 acre o menos	65	77	85	90	
1/4 acre	38	61	75	83	
1/3 acre	30	57	72	81	
1/2 acre	25	54	70	80	
1 acre	20	51	68	79	
2 acre	12	46	65	77	
<b>Áreas urbanas desarrolladas</b>					
Áreas recientemente conformadas (solamente áreas permeables, sin vegetación)		77	86	91	94

Fuente:(Monsalve Sáenz, 1999)

### Anexo 2: Numero de escorrentía para tierras agrícolas.

Cuadro 4.6 Número de curva de escorrentía de otras tierras agrícolas<sup>1</sup>

Descripción y tipo de cobertura	Condición hidrológica	Número de curva para grupos de suelos hidrológicos			
		A	B	C	D
<b>Pastos, forraje para pastoreo<sup>2</sup></b>					
	Mala	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
<b>Prados continuos, protegidos de pastoreo, y generalmente segado para heno.</b>					
	---	30	58	71	78
<b>Maleza mezclada con pasto de semilla, con la maleza como principal elemento<sup>3</sup></b>					
	Mala	48	67	77	83
	Regular	35	56	70	77
	Buena	30 <sup>4</sup>	48	65	73
<b>Combinación de bosques y pastos (huertas o granjas con árboles)<sup>5</sup></b>					
	Mala	57	73	82	86
	Regular	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
<b>Bosques<sup>6</sup></b>					
	Mala	45	66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77
<b>Predios de granjas, construcciones, veredas, caminos y lotes circundantes</b>					
	---	59	74	82	86

Fuente:(Monsalve Sáenz, 1999)

**Anexo 3:** Rangos recomendados para proyectos.

-	Revisión Flujo			
	10	25	50	100
<b>Clasificación Funcional de Carreteras</b>				
<b>Troncal Principal:</b>	-	-	-	-
Caja – Puente			X	X
Puentes grandes			X	X
Puentes pequeños		-	X	X
<b>Troncal Secundaria:</b>		-	-	-
Caja – Puente			X	X
Puentes grandes			X	X
puentes pequeños			X	X
<b>Colectora Principal:</b>		-	-	-
Caja – Puente			X	X
Puentes grandes			X	X
Puentes pequeños		-	-	-
<b>Colectora Secundaria:</b>		-	-	-
Caja – Puente		X	X	X
puentes pequeños		X	X	X
<b>Caminos Vecinales:</b>		-	-	-
Caja – Puente		X	X	X
Puentes grandes		X	X	X
Puente pequeños	-	X	X	X

*Fuente:*(Corea y Asociados S.A., 2008)

**Anexo 4:** Valores de  $\alpha$  y  $u$ .

nº datos	$\mu_y$	$\sigma_y$
10	0,4952	0,9496
15	0,5128	1,0206
20	0,5236	1,0628
25	0,5309	1,0914
30	0,5362	1,1124
35	0,5403	1,1285
40	0,5436	1,1413
45	0,5463	1,1518
50	0,5485	1,1607
55	0,5504	1,1682
60	0,5521	1,1747
65	0,5535	1,1803
70	0,5548	1,1854
75	0,5559	1,1898
80	0,5569	1,1938
85	0,5578	1,1974
90	0,5586	1,2007
95	0,5593	1,2037
100	0,5600	1,2065

*Fuente:*(Sánchez San Román, 2013)

Anexo 4: Test de Kolmogorov-Sminov.

<b>Test de Kolmogorov-Smirnov sobre Bondad de Ajuste</b>								
<b>n</b>	<i>Nivel de significación <math>\alpha</math></i>							
	<b>0.20</b>	<b>0.10</b>	<b>0.05</b>	<b>0.02</b>	<b>0.01</b>	<b>0.005</b>	<b>0.002</b>	<b>0.001</b>
1	0.90000	0.95000	0.97500	0.99000	0.99500	0.99750	0.99900	0.99950
2	0.68337	0.77639	0.84189	0.90000	0.92929	0.95000	0.96838	0.97764
3	0.56481	0.63604	0.70760	0.78456	0.82900	0.86428	0.90000	0.92065
4	0.49265	0.56522	0.62394	0.68887	0.73424	0.77639	0.82217	0.85047
5	0.44698	0.50945	0.56328	0.62718	0.66853	0.70543	0.75000	0.78137
6	0.41037	0.46799	0.51926	0.57741	0.61661	0.65287	0.69571	0.72479
7	0.38148	0.43607	0.48342	0.53844	0.57581	0.60975	0.65071	0.67930
8	0.35831	0.40962	0.45427	0.50654	0.54179	0.57429	0.61368	0.64098
9	0.33910	0.38746	0.43001	0.47960	0.51332	0.54443	0.58210	0.60846
10	0.32260	0.36866	0.40925	0.45562	0.48893	0.51872	0.55500	0.58042
11	0.30829	0.35242	0.39122	0.43670	0.46770	0.49539	0.53135	0.55588
12	0.29577	0.33815	0.37543	0.41918	0.44905	0.47672	0.51047	0.53422
13	0.28470	0.32549	0.36143	0.40362	0.43247	0.45921	0.49189	0.51490
14	0.27481	0.31417	0.34890	0.38970	0.41762	0.44352	0.47520	0.49753
15	0.26589	0.30397	0.33750	0.37713	0.40420	0.42934	0.45611	0.48182
16	0.25778	0.29472	0.32733	0.36571	0.39201	0.41644	0.44637	0.46750
17	0.25039	0.28627	0.31796	0.35528	0.38086	0.40464	0.43380	0.45540
18	0.24360	0.27851	0.30936	0.34569	0.37062	0.39380	0.42224	0.44234
19	0.23735	0.27136	0.30143	0.33685	0.36117	0.38379	0.41156	0.43119
20	0.23156	0.26473	0.29408	0.32866	0.35241	0.37451	0.40165	0.42085
21	0.22517	0.25858	0.28724	0.32104	0.34426	0.36588	0.39243	0.41122
22	0.22115	0.25283	0.28087	0.31394	0.33666	0.35782	0.38382	0.40223
23	0.21646	0.24746	0.27491	0.30728	0.32954	0.35027	0.37575	0.39380
24	0.21205	0.24242	0.26931	0.30104	0.32286	0.34318	0.36787	0.38588
25	0.20790	0.23768	0.26404	0.29518	0.31657	0.33651	0.36104	0.37743
26	0.20399	0.23320	0.25908	0.28962	0.30963	0.33022	0.35431	0.37139
27	0.20030	0.22898	0.25438	0.28438	0.30502	0.32425	0.34794	0.36473
28	0.19680	0.22497	0.24993	0.27942	0.29971	0.31862	0.34190	0.35842
29	0.19348	0.22117	0.24571	0.27471	0.29466	0.31327	0.33617	0.35242
30	0.19032	0.21756	0.24170	0.27023	0.28986	0.30818	0.33072	0.34672
31	0.18732	0.21412	0.23788	0.26596	0.28529	0.30333	0.32553	0.34129
32	0.18445	0.21085	0.23424	0.26189	0.28094	0.29870	0.32058	0.33611
33	0.18171	0.20771	0.23076	0.25801	0.27577	0.29428	0.31584	0.33115
34	0.17909	0.21472	0.22743	0.25429	0.27271	0.29005	0.31131	0.32641
35	0.17659	0.20185	0.22425	0.25073	0.26897	0.28600	0.30597	0.32187
36	0.17418	0.19910	0.22119	0.24732	0.26532	0.28211	0.30281	0.31751
37	0.17188	0.19646	0.21826	0.24404	0.26180	0.27838	0.29882	0.31333
38	0.16966	0.19392	0.21544	0.24089	0.25843	0.27483	0.29498	0.30931
39	0.16753	0.19148	0.21273	0.23785	0.25518	0.27135	0.29125	0.30544

Fuente: (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2012)

*Anexo 5: Curva hipsométrica*

Leyenda	Cta_men	Cta_may	Elev_media	Ele_relativa	Area_km2	A_acumulada	A_relativa
11	1838	1939,158	1888,58	1,00	0,7987	0,80	0,01
10	1737	1838	1787,50	0,95	1,2630	2,06	0,03
9	1636	1737	1686,50	0,89	2,7783	4,84	0,08
8	1536	1636	1586,00	0,84	6,6285	11,47	0,18
7	1435	1536	1485,50	0,79	7,4921	18,96	0,30
6	1334	1435	1384,50	0,73	7,1283	26,09	0,42
5	1233	1334	1283,50	0,68	9,2292	35,32	0,56
4	1132	1233	1182,50	0,63	8,6032	43,92	0,70
3	1032	1132	1082,00	0,57	7,3500	51,27	0,82
2	931	1032	981,50	0,52	6,2108	57,48	0,92
1	830,549	931	880,77	0,47	5,0678	62,55	1,00

*Anexo 6: Método de Taylor Schwarz*

Cta_men	Cta_may	desn	lon_km	lon_m	Si	$\sum_{i=1}^n \frac{Li}{\sqrt{Si}}$
830,549	1939,16	1108,61	10,055491	10055,49	0,110249	30284,14596
				10055,5		30284,14596
$S = \left[ \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{Li}{\sqrt{Si}}} \right]^2$		S= 11,02		$S_i = \frac{P_i - P_{i-1}}{l_i}$		

Anexo 7: Datos de precipitaciones desde 1994 hasta 2013.

DATOS ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA													
Estación: GZAINAMHI		Coordenadas UTM 17s		E 769281.05 E N 9623600.28 S		Cota =		750					
Denominación:													
DATOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)													
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Máximo
1994	29,30	39,30	26,80	56,20	41,50	34,00	42,20	24,70	43,30	24,50	29,70	49,40	56,20
1995	15,70	27,20	12,00	26,20	62,00	34,10	39,00	19,20	14,10	27,60	47,50	15,00	62,00
1996	26,30	22,10	38,50	36,50	44,00	37,70	20,80	48,20	27,70	33,40	18,50	25,00	48,20
1997	28,50	28,30	31,30	45,00	28,10	18,80	48,90		32,20		16,40	30,00	48,90
1998	25,00	8,80	51,50	63,00	32,90	42,20	17,10	40,10	19,40	96,40	35,60	11,00	96,40
1999	30,90	23,50	51,40	51,40	40,20	69,70	53,00	35,90	60,40	22,40	30,90	29,60	69,70
2000	24,20	42,20	31,00	22,00	65,40	47,00	35,00	23,60	45,00	12,40	13,60	21,00	65,40
2001	17,80	26,60	40,40		37,90	54,20	43,60	21,20	31,20	42,00	10,40	26,60	54,20
2002	9,20	19,20	43,20	34,60	27,30	45,40	46,60	10,60	49,40		41,40	44,40	49,40
2003	38,00	26,20	31,20		40,00	49,40	28,60	15,60		22,40	22,80	20,20	49,40
2004	20,60	17,80	34,60	101,00	45,60	59,60	33,80	27,20	15,40	38,40	33,40	47,20	101,00
2005	25,60	25,40	20,20	46,60	20,80	56,40	45,60		22,40	39,20			56,40
2006	22,60		28,60	41,40		58,30	21,20	60,60	26,80	19,00	33,00	51,80	60,60
2007	45,40	20,60	22,80	37,40	47,20	36,00	28,20		34,40	32,60	26,60	19,40	47,20
2008	9,40	27,40	32,80	33,60	55,20	42,60	46,20	19,40	34,00	21,00	20,00	19,40	55,20
2009	28,60	21,20	19,90	40,80	32,80	61,00	28,40	45,00	18,20	17,20	13,00	37,50	61,00
2010	9,00	61,20	9,60	16,80		31,40	27,60	28,60	34,00	21,60	20,80	14,00	61,20
2011	25,50	19,60	17,10	36,90	46,90	20,10	34,80	38,90	28,10	17,00	55,00	30,50	55,00
2012	52,20	33,00		54,40	33,40	37,80	52,80	25,50	17,60	26,20	7,20	29,40	54,40
2013	24,20	32,50	22,60	40,20	67,00	54,80	59,20		26,20	28,40	18,40	32,40	67,00
<b>MAX</b>	<b>52,20</b>	<b>61,20</b>	<b>51,50</b>	<b>101,00</b>	<b>67,00</b>	<b>69,70</b>	<b>59,20</b>	<b>60,60</b>	<b>60,40</b>	<b>96,40</b>	<b>55,00</b>	<b>51,80</b>	<b>101,00</b>

Anexo 8: Pruebas de confianza.

Prom:	60,94						
Des Est	14,43			Modelo	Cα	Kn	Dα
N datos	20,00			General	1,36	4,62	0,29
D+	0,22			Normal	0,90	4,67	0,19
D-	0,17			Weibull 20	0,84	4,47	0,19
n	x	X	P(x)	Y	F(y)	[P(x)-F(y)]	[F(y)-P(x-1)]
1	56,2	47,2	0,050	-0,95	0,17	0,12	0,17
2	62	48,2	0,100	-0,88	0,19	0,09	0,14
3	48,2	48,9	0,150	-0,83	0,20	0,05	0,10
4	48,9	49,4	0,200	-0,80	0,21	0,01	0,06
5	96,4	49,4	0,250	-0,80	0,21	0,04	0,01
6	69,7	54,2	0,300	-0,47	0,32	0,02	0,07
7	65,4	54,4	0,350	-0,45	0,33	0,02	0,03
8	54,2	55	0,400	-0,41	0,34	0,06	0,01
9	49,4	55,2	0,450	-0,40	0,35	0,10	0,05
10	49,4	56,2	0,500	-0,33	0,37	0,13	0,08
11	101	56,4	0,550	-0,31	0,38	0,17	0,12
12	56,4	60,6	0,600	-0,02	0,49	0,11	0,06
13	60,6	61	0,650	0,00	0,50	0,15	0,10
14	47,2	61,2	0,700	0,02	0,51	0,19	0,14
15	55,2	62	0,750	0,07	0,53	0,22	0,17
16	61	65,4	0,800	0,31	0,62	0,18	0,13
17	61,2	67	0,850	0,42	0,66	0,19	0,14
18	55	69,7	0,900	0,61	0,73	0,17	0,12
19	54,4	96,4	0,950	2,46	0,99	0,04	0,09
20	67	101	1,000	2,78	1,00	0,00	0,05

Anexo 9. Método de Gumbel de probabilidades pluviométricas.

Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel				
Nº	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			$x_i$	$(x_i - \bar{x})^2$
1	1994	Abril	56,20	22,47
2	1995	Mayo	62,00	1,12
3	1996	Agosto	48,20	162,31
4	1997	Julio	48,90	144,96
5	1998	Octubre	96,40	1257,41
6	1999	Junio	69,70	76,74
7	2000	Mayo	65,40	19,89
8	2001	Junio	54,20	45,43
9	2002	Septiembre	49,40	133,17
10	2003	Junio	49,40	133,17
11	2004	Abril	101,00	1604,80
12	2005	Junio	56,40	20,61
13	2006	Agosto	60,60	0,12
14	2007	Mayo	47,20	188,79
15	2008	Mayo	55,20	32,95
16	2009	Junio	61,00	0,00
17	2010	Febrero	61,20	0,07
18	2011	Noviembre	55,00	35,28
19	2012	Abril	54,40	42,77
20	2013	Mayo	67,00	36,72
20		Suma	1218,8	3958,8

Cálculo variables probabilísticas	
$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} =$	60,94 mm
$S = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} =$	14,43 mm
$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S =$	11,25 mm
$u = \bar{x} - 0,5772 * \alpha =$	54,44 mm

Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias				
Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo
Años	YT	XT'(mm)	F(xT)	XT (mm)
2	0,3665	58,5688	0,5000	66,1827
5	1,4999	71,3251	0,8000	80,5973
10	2,2504	79,7708	0,9000	90,1410
25	3,1985	90,4421	0,9600	102,1995
50	3,9019	98,3586	0,9800	111,1452
100	4,6001	106,2167	0,9900	120,0249
500	6,2136	124,3755	0,9980	140,5443

$$F_{(x)} = e^{-e^{\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

**Anexo 10: Tabla de intensidades – Tiempo de duración**

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

$k$	0,133624
$\frac{242,9255 * T}{0,61639}$	
$t$	

Donde:  
 I = intensidad de precipitación (mm/hr)  
 T = Periodo de Retorno (años)  
 t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	98,82	64,46	50,21	42,05	36,65	32,75	29,78	27,43	25,51	23,90	22,54	21,36
5	111,70	72,86	56,75	47,53	41,42	37,02	33,66	31,00	28,83	27,02	25,48	24,15
10	122,54	79,93	62,25	52,14	45,44	40,61	36,93	34,01	31,63	29,64	27,95	26,49
25	138,50	90,34	70,36	58,93	51,36	45,90	41,74	38,44	35,75	33,50	31,59	29,94
50	151,94	99,11	77,19	64,65	56,34	50,35	45,79	42,17	39,22	36,75	34,65	32,84
100	166,68	108,73	84,68	70,92	61,81	55,24	50,23	46,26	43,02	40,32	38,02	36,03
500	206,67	134,81	105,00	87,94	76,64	68,49	62,28	57,36	53,35	49,99	47,14	44,68

**Anexo 11: Regresión de potencias.**

Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	250,20553813312	-0,61638608809
5	304,70023458507	-0,61638608809
10	340,78046537627	-0,61638608809
25	386,36793262779	-0,61638608809
50	420,18732005337	-0,61638608809
100	453,75699043088	-0,61638608809
500	531,33137400169	-0,61638608809
<b>Promedio =</b>		<b>0,61638608809</b>

<b>Regresión potencial</b>								
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2		
1	2	250,2055	0,6931	5,5223	3,8278	0,4805		
2	5	304,7002	1,6094	5,7193	9,2049	2,5903		
3	10	340,7805	2,3026	5,8312	13,4269	5,3019		
4	25	386,3679	3,2189	5,9568	19,1742	10,3612		
5	50	420,1873	3,9120	6,0407	23,6314	15,3039		
6	100	453,7570	4,6052	6,1176	28,1724	21,2076		
7	500	531,3314	6,2146	6,2754	38,9991	38,6214		
7	692	2687,3299	22,5558	41,4633	136,4366	93,8667		
<b>Ln (K) =</b>		<b>5,4928</b>	<b>K =</b>		<b>242,9255</b>	<b>m =</b>		<b>0,1336</b>
<b>Termino constante de regresión (K) =</b>			<b>242,9255</b>					
<b>Coef. de regresión (m) =</b>			<b>0,133624</b>					

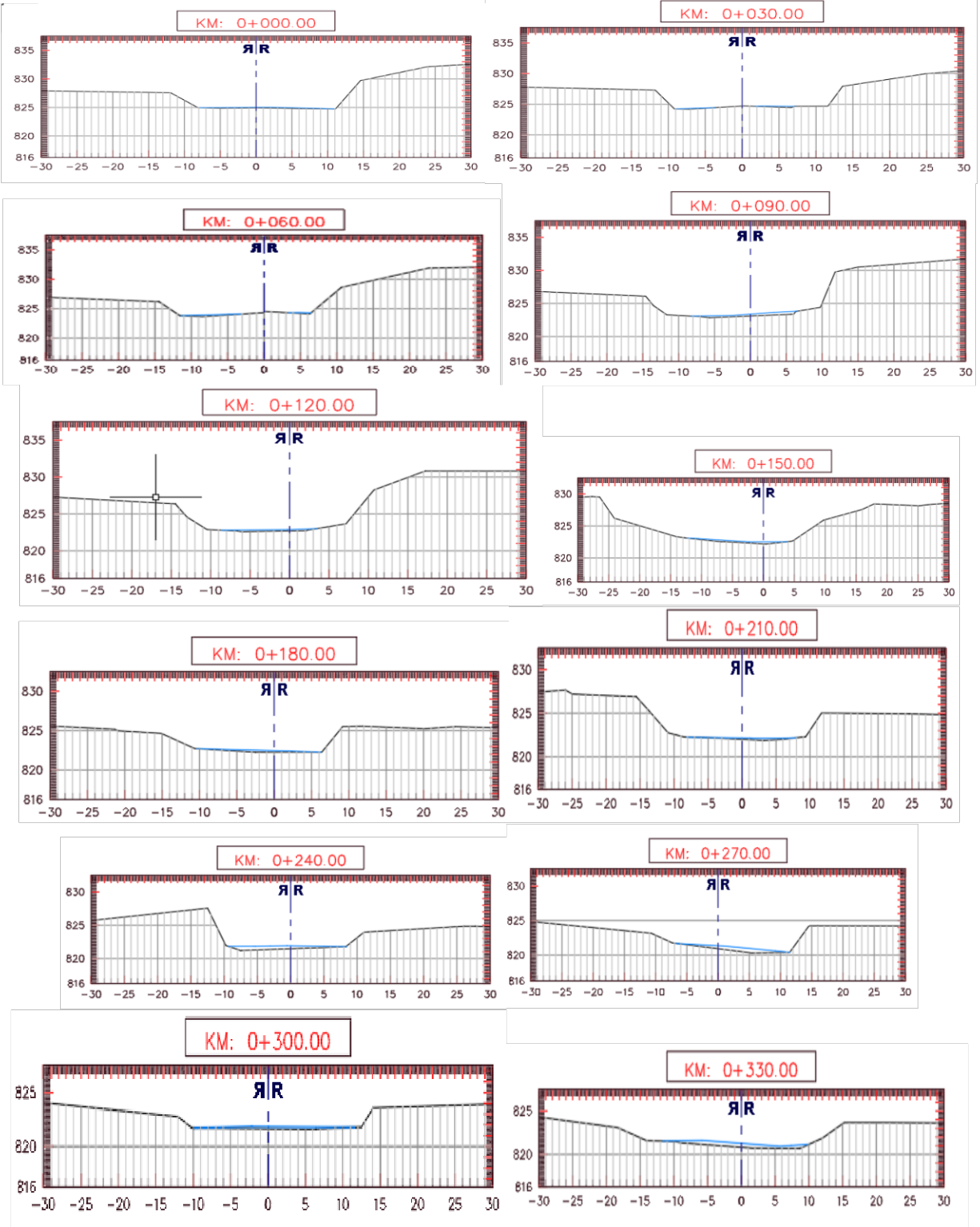
*Anexo 12: Aforo*

Dia	H	TRAMO			TRAMO			TRAMO			Q Promedio
		A			B			C			Q (m³/s)
		Vol (m³)	t (s)	Q (m³/s)	Vol (m³)	t (s)	Q (m³/s)	Vol (m³)	t (s)	Q (m³/s)	
1	14 cm	4,76	16	0,298	5,05	9	0,561	4,12	19	0,217	0,358
2	14 cm	4,76	17,5	0,272	5,05	9	0,561	4,12	20,5	0,201	0,345
3	13 cm	4,37	13	0,336	4,67	7,5	0,623	3,72	14,5	0,257	0,405
4	15 cm	5,03	10,3	0,488	5,39	9	0,599	4,44	16,5	0,269	0,452
5	14 cm	4,76	12,67	0,376	5,05	9	0,561	4,12	16,33	0,252	0,396
6	13 cm	4,37	14,33	0,305	4,67	11	0,425	3,72	18,33	0,203	0,311
7	13 cm	4,37	15	0,291	4,67	9	0,519	3,72	21,33	0,174	0,328
8	11 cm	3,84	15,33	0,250	4,15	9,33	0,445	3,16	21,67	0,146	0,280
9	13 cm	4,37	12,67	0,345	4,67	9	0,519	3,72	20,67	0,180	0,348
10	13,5 cm	4,58	12,67	0,361	4,9	11,33	0,432	3,96	21	0,189	0,328
11	13 cm	4,37	14,67	0,298	4,67	10	0,467	3,72	25	0,149	0,305
12	11,5 cm	4,58	12,33	0,371	4,9	12	0,408	3,96	27,33	0,145	0,308
13	11,5 cm	4,58	13,33	0,344	4,9	9,33	0,525	3,96	23,5	0,169	0,346
14	14 cm	4,76	14,33	0,332	5,05	12	0,421	4,12	24,67	0,167	0,307
										<b>Qpro</b>	<b>0,344</b>

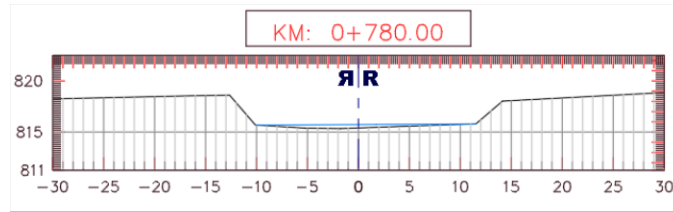
*Anexo 13 Valores de Caudal vs Tiempo*

Tiempo	CN II		CN III	
	50 años	100años	50 años	100años
0	0.1	0.1	0.1	0.1
5	0.3	0.3	0.3	0.3
10	0.8	1.1	1	1.7
15	2.3	3.6	3.8	6.4
20	5.6	8.8	9.9	16.1
25	11.1	17.5	20.6	32.6
30	18.9	29.1	35.7	54.5
35	27.8	41.5	52.7	77.7
40	35.8	52.4	68.2	97.8
45	41.8	60.1	79.5	111.4
50	<b>44.8</b>	<b>63.5</b>	<b>84.9</b>	<b>117.1</b>
55	44.2	61.8	83.5	113.6
60	40.4	55.9	76.2	102.3
65	34.8	47.8	65.3	87.1
70	28.6	39.2	53.7	71.2
75	22.8	31.2	42.7	56.6
80	17.7	24.2	33.1	43.9
85	13.6	18.6	25.4	33.7
90	10.6	14.5	19.8	26.2
95	8.2	11.3	15.4	20.5
100	6.4	8.8	12	16
105	5	6.8	9.4	12.4
110	3.9	5.3	7.3	9.6
115	3	4.1	5.7	7.5
120	2.3	3.2	4.4	5.8
125	1.8	2.5	3.4	4.5
130	1.4	1.9	2.7	3.5
135	1.1	1.5	2.1	2.8

# Anexo 14 Secciones







*Anexo 15: Calicatas*



*Calicata 1*



*Calicata 2*



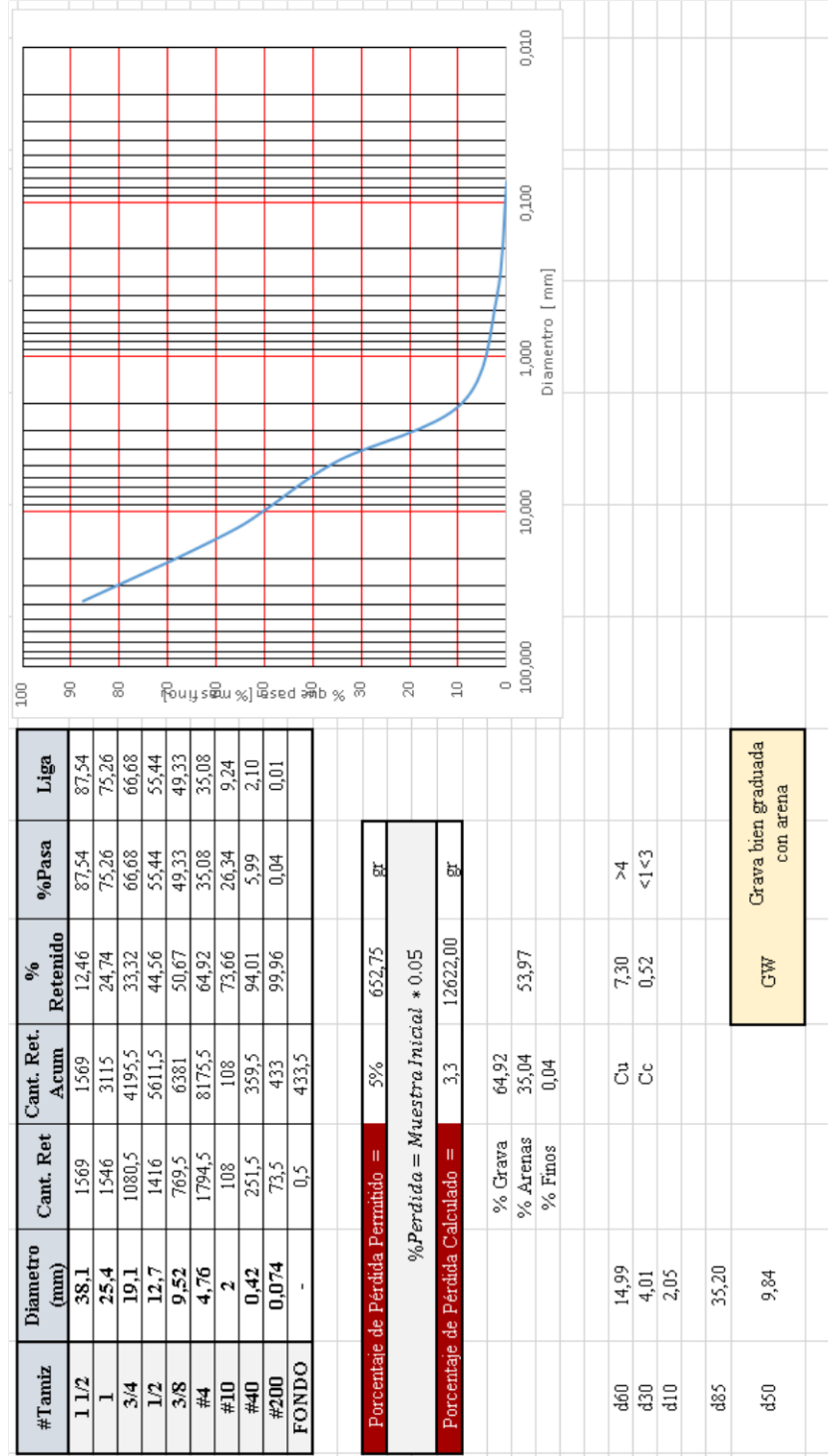
*Calicata 3*

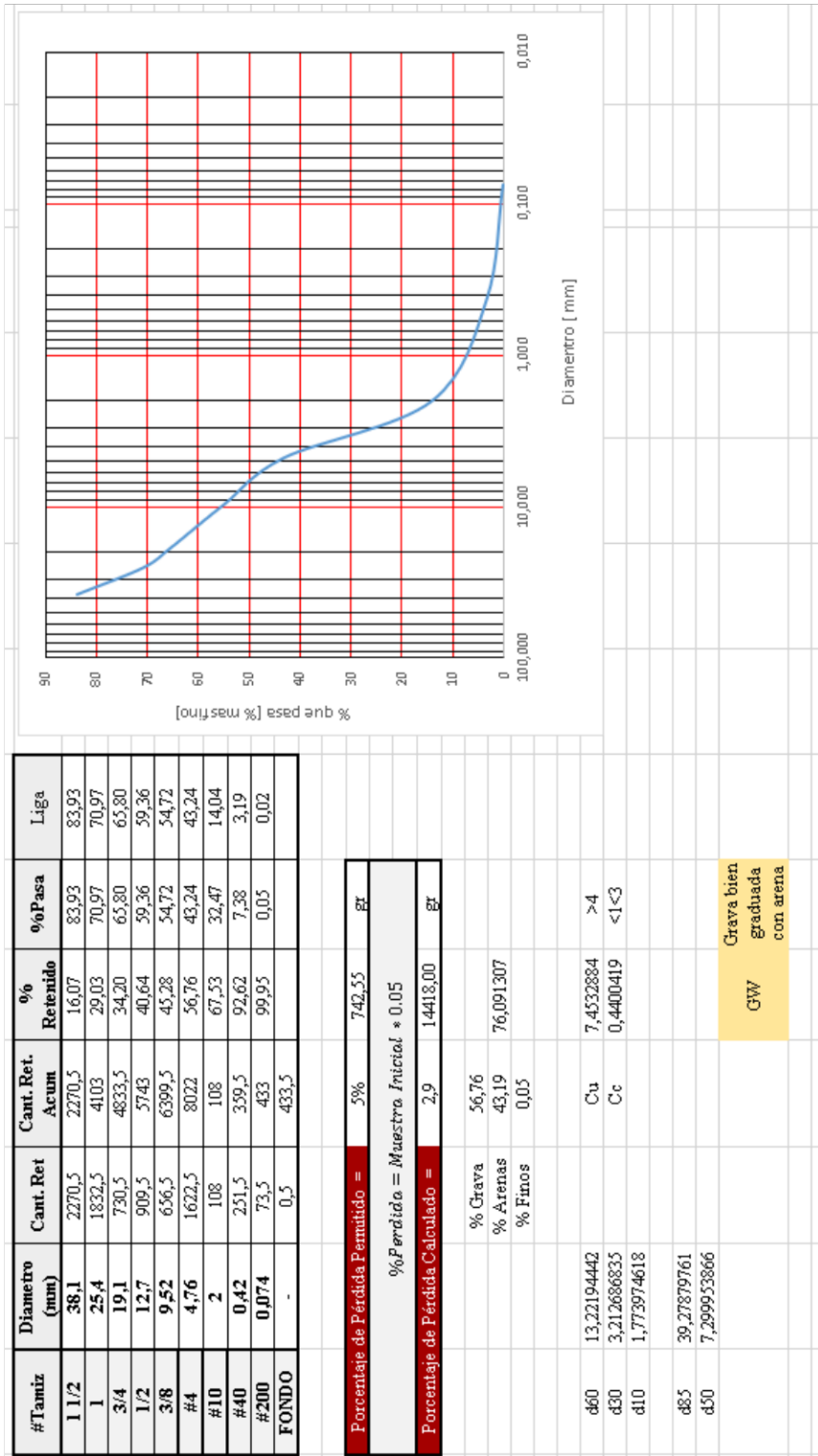


*Calicata 4*

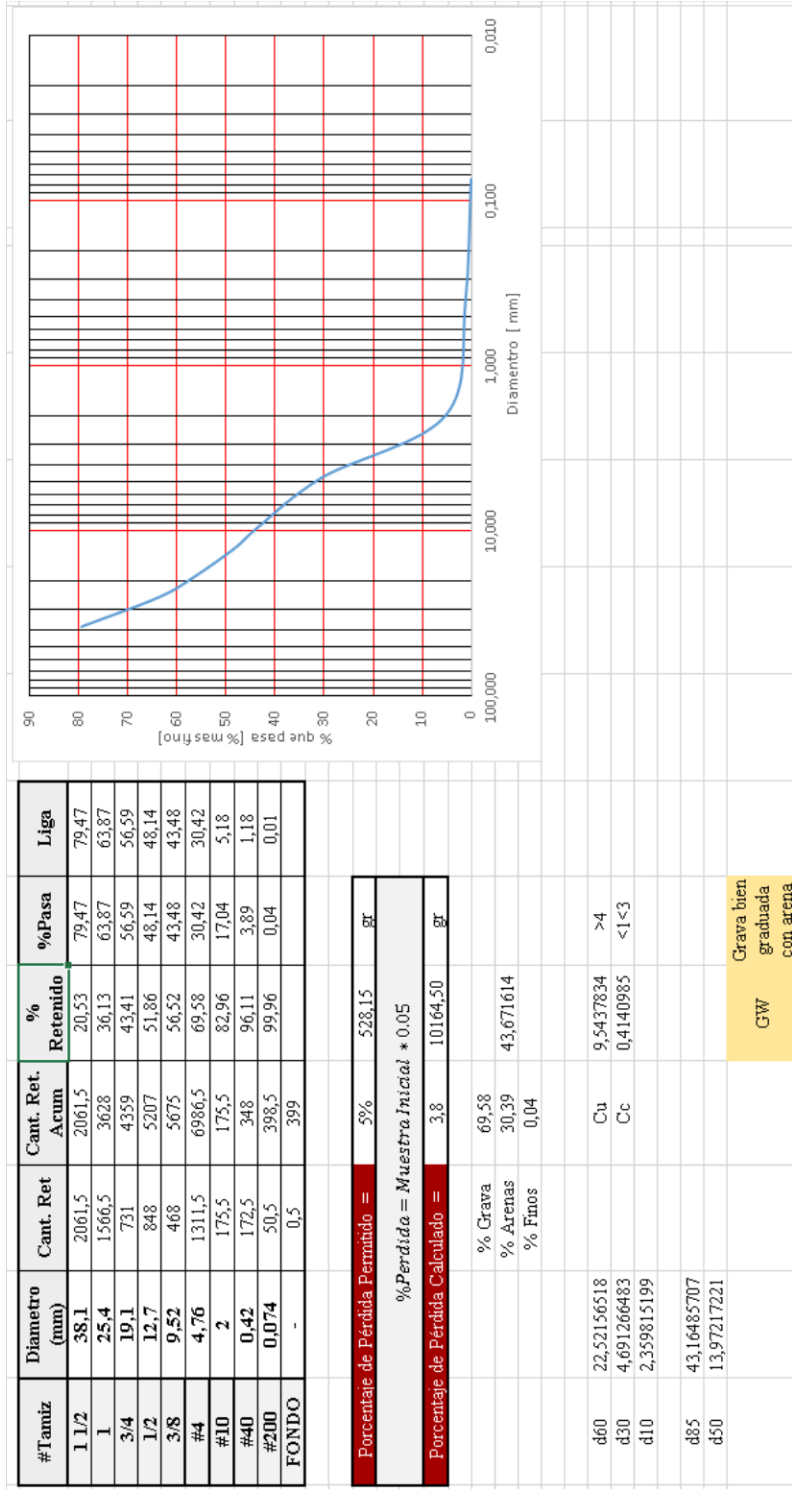
Anexo 16: Curva Granulométrica

Muestra 1





Muestra 3



Muestra 4

#Tamiz	Diametro (mm)	Cant. Ret.	Cant. Ret. Acum	% Retenido	% Pasa	Liga
1 1/2	38,1	1797,5	1797,5	16,48	83,52	83,52
1	25,4	918,5	2716	24,90	75,10	75,10
3/4	19,1	689	3405	31,22	68,78	68,78
1/2	12,7	752	4157	38,12	61,88	61,88
3/8	9,52	572,5	4729,5	43,36	56,64	56,64
#4	4,76	1451,5	6181	56,67	43,33	43,33
#10	2	157,5	157,5	72,71	27,29	11,82
#40	0,42	234,5	392	96,59	3,41	1,48
#200	0,074	33	425	99,95	0,05	0,02
FONDO	-	0,5	425,5			

Porcentaje de Pérdida Permítido =	5%	570,05	gr
$\%Pérdida = \text{Muestra Inicial} * 0,05$			
Porcentaje de Pérdida Calculado =	3,7	10976,00	gr

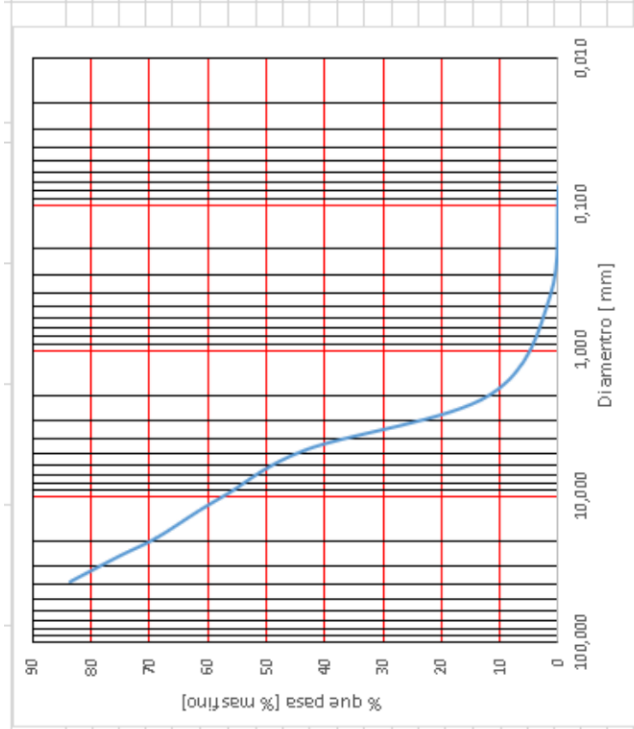
% Grava	56,67
% Arenas	43,28
% Finos	0,05

d60	11,35975666	Cu	5,9721911	>4
d30	3,298444743	Cc	0,3035169	
d10	1,902108717			

d85	40,74284928
d50	7,471746881

Grava bien graduada  
con arena

GW



Anexo 17: Calculo velocidad promedio.

Dia	H	TRAMO			TRAMO			TRAMO			V
		A			B			C			Promedio
		d (m)	t (s)	V (m/s)	d (m)	t (s)	V (m/s)	d (m)	t (s)	V (m/s)	V (m/s)
1	14 cm	5,4	16	0,338	5,4	9	0,600	5,4	19	0,284	0,407
2	14 cm	5,4	17,5	0,309	5,4	9	0,600	5,4	20,5	0,263	0,391
3	13 cm	5,4	13	0,415	5,4	7,5	0,720	5,4	14,5	0,372	0,503
4	15 cm	5,4	10,3	0,524	5,4	9	0,600	5,4	16,5	0,327	0,484
5	14 cm	5,4	12,67	0,426	5,4	9	0,600	5,4	16,33	0,331	0,452
6	13 cm	5,4	14,33	0,377	5,4	11	0,491	5,4	18,33	0,295	0,387
7	13 cm	5,4	15	0,360	5,4	9	0,600	5,4	21,33	0,253	0,404
8	11 cm	5,4	15,33	0,352	5,4	9,33	0,579	5,4	21,67	0,249	0,393
9	13 cm	5,4	12,67	0,426	5,4	9	0,600	5,4	20,67	0,261	0,429
10	13,5 cm	5,4	12,67	0,426	5,4	11,33	0,477	5,4	21	0,257	0,387
11	13 cm	5,4	14,67	0,368	5,4	10	0,540	5,4	25	0,216	0,375
12	11,5 cm	5,4	12,33	0,438	5,4	12	0,450	5,4	27,33	0,198	0,362
13	11,5 cm	5,4	13,33	0,405	5,4	9,33	0,579	5,4	23,5	0,230	0,405
14	14 cm	5,4	14,33	0,377	5,4	12	0,450	5,4	24,67	0,219	0,349
									<b>Vprom</b>	<b>0,409</b>	

Anexo 18: Coeficiente de Manning

Superficie	Condiciones de las paredes								
	Perfectas	Buenas	Medianas	Malas					
Tubería hierro forjado negro comercial	0.012	0.013	0.014	0.015	metálicos corrugados				
Tubería hierro forjado galvanizado comercial	0.013	0.014	0.015	0.017	Canales y zanjas:				
Tubería de latón o vidrio	0.009	0.010	0.011	0.013	En tierra, alineados y uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025*
Tubería acero remachado en espiral	0.013	0.015*	0.017*		En roca, lisos y uniformes	0.025	0.030	0.033*	0.035
Tubería de barro vitrificado	0.010	0.013*	0.015	0.017	En roca, con salientes y sinuosos	0.035	0.040	0.045	
Tubos comunes de barro para drenaje	0.011	0.012*	0.014*	0.017	Sinuosos y de escurrimiento lento	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Tabique vidriado	0.011	0.012	0.013	0.015	Degradados en tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Tabique con mortero de cemento; albañales de tabique	0.012	0.013	0.015*	0.017	Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierrbados	0.025	0.030	0.035*	0.040
Superficies de cemento pulido	0.010	0.011	0.012	0.013	Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.028	0.030*	0.033*	0.035
Superficies aplanadas con mortero de cemento	0.011	0.012	0.013*	0.015	Corrientes naturales:				
Tuberías de concreto	0.012	0.013	0.015*	0.016	(1) Limpios, bordos rectos, llenos, sin hendeduras ni charcos profundos.	0.025	0.0275	0.030	0.033
Tuberías de duela	0.010	0.011	0.012	0.013	(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra.	0.030	0.033	0.035	0.040
Acueductos de tablón:					(3) Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio	0.033	0.035	0.040	0.045
Labrado	0.010	0.012*	0.013	0.014	(4) Igual al (3), de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	0.040	0.045	0.050	0.055
Sin labrar	0.011	0.013*	0.014	0.015	(5) Igual al (3), algo de hierba y piedras.	0.035	0.040	0.045	0.050
Con astillas	0.012	0.015*	0.016		(6) Igual al (4), secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
Canales revestidos con concreto	0.012	0.014*	0.016*	0.018	(7) Ríos con tramos lentos, cauce enhierrbado o con charcos profundos.	0.050	0.060	0.070	0.080
Superficie de mampostería con cemento	0.017	0.020	0.025	0.030	(8) Playas muy enyerbadas.	0.075	0.100	0.125	0.150
Superficie de mampostería en seco	0.025	0.030	0.033	0.035					
Acueducto semicirculares metálicos, lisos	0.011	0.012	0.013	0.015					
Acueducto semicirculares	0.0225	0.025	0.0275	0.030					

(\*) Valores de uso común en proyectos

## **AUTORIZACION DE PUBLICACION EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL**

Yo, Adrian Fabricio Lituma Viñan portador de la cédula de ciudadanía N.º 1400470728. En calidad de autor/a y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación **“EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN EL PUENTE UBICADO EN LA CALLE ELOY ALFARO DEL RIO GUALAQUIZA”** de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizo a la Universidad para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 23 de enero del 2024



Adrian Fabricio Lituma Viñan  
1400470728