

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES**  
**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA**  
**AGRÍCOLA**



**Estimación del caudal máximo para el diseño hidráulico de  
defensas ribereñas: caso Quebrada La Peña, Tumbes 2024**

**TESIS**

**Para optar el título profesional de Ingeniero Agrícola**

**Autor: Br. Steven Anderson Gomez Herrera**

**Tumbes, 2026**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES**  
**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA**  
**AGRÍCOLA**



**Estimación del caudal máximo para el diseño hidráulico de defensas ribereñas: caso Quebrada La Peña, Tumbes 2024**

**Tesis aprobada en forma y estilo por:**

**Dr. Francisco Alburquerque Viera (presidente)**

ORCID 0000-0002-7408-5386

**Dr. José Modesto Carrillo Sarango (secretario)**

ORCID 0000-0003-0841-3064

**Dr. Napoleón Puño Lecarnaque (vocal)**

ORCID 0000-0002-5008-8085

**Tumbes, 2026**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES**  
**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA**  
**AGRÍCOLA**



**Estimación del caudal máximo para el diseño hidráulico de defensas ribereñas: caso Quebrada la Peña, Tumbes 2024**

**Los suscritos declaramos que la tesis es original en su contenido y forma**

**Br. Steven Anderson Gomez Herrera (autor)**

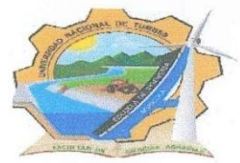
**Dr. Napoleón Puño Lecarnaque (asesor)**

<https://orcid.org/0000-0002-5008-8085>

**Ing. Henry Fernando More Medrano (coasesor)**

<https://orcid.org/0009-0008-8044-4248>

**Tumbes, 2026**



*"Año de la Esperanza y el Fortalecimiento de la Democracia"*

**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PRESENCIAL**

En Tumbes, a los VEINTISEIS días, del mes de ENERO, del año dos mil veintiséis, siendo las TRCE horas con CERO minutos, en el Campus Universitario, de la Facultad de Ciencias Agrarias en el aula 03 del Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto, de forma presencial, se reunieron los miembros del Jurado Calificador designados por **RESOLUCIÓN N° 0115-2024/UNTUMBES-VRACAD-FCA-D**, de fecha 17 de enero del año 2025, conformado por **Dr. Francisco Alburquerque Viera** (Presidente); **Dr. José Modesto Carrillo Sarango** (secretario); **Dr. Napoleón Puño Lecarnaque**, (Vocal), **Dr. Eber Gines Tafur** (Accesitario) reconociendo en la misma resolución, al **Dr. Napoleón Puño Lecarnaque como (Asesor)**, se procedió a evaluar, calificar y deliberar la sustentación del Informe Final de la Tesis, titulada: **"Estimación del caudal máximo para el diseño hidráulico de defensas ribereñas: caso Quebrada La Peña, Tumbes 2024"**, para optar el **Título Profesional de Ingeniero Agrícola**, presentado por el **Br. Steven Anderson Gomez Herrera**, concluida la sustentación y absueltas las preguntas, por parte del sustentante y después de la deliberación, el jurado según el artículo N° 75 del Reglamento de Tesis para Pregrado y Posgrado de la Universidad Nacional de Tumbes, declaró APROBADO, por UNANIMIDAD, con el calificativo SOBRESALIENTE, se hace conocer al sustentante, que deberá levantar observaciones finales si las hubiera al informe final de tesis, que el jurado le indique.

En consecuencia, queda APTO para continuar con los trámites correspondientes a la obtención del título profesional de **Ingeniero Agrícola**, de conformidad con lo estipulado en la Ley Universitaria N° 30220, el Estatuto, Reglamento General, Reglamento General de Grados y Títulos y Reglamento de Tesis de la Universidad Nacional de Tumbes, aprobado con Resolución N° 0714-2023/UNTUMBES-CU.

Siendo las CATORCE horas, con CERO Minutos, del mismo día, se dio por concluida el acto académico, procediendo a firmar el acta en presencia del público asistente.

Tumbes, 26 de ENERO del año 2026.

<b>Dr. Francisco Alburquerque Viera</b> DNI N°: <u>02605124</u> CODIGO ORCID: <u>0000-0002-7408-5286</u> <b>Presidente</b>	<b>Dr. José Modesto Carrillo Sarango</b> DNI N°: <u>00923850</u> CODIGO ORCID: <u>0000-0003-0841-3064</u> <b>Secretario</b>
<b>Dr. Napoleón Puño Lecarnaque</b> DNI N°: <u>00225964</u> CODIGO ORCID: <u>0000-0002-5008-8085</u> <b>VOCAL</b>	<b>Dr. Eber Gines Tafur</b> DNI N°: <u>12542035</u> CODIGO ORCID: <u>0000-0003-0366-4438</u> <b>Accesitario</b>

C.C. - JURADOS (03) -ASESOR Y(CO)-INTERESADO-ARCHIVO (Decanato) y secretaria académica.

# Resumen de informe de originalidad Turnitin



Página 1 de 174 - Portada

Identificador de la entrega trn:oid::3117:573646176

## Steven Anderson Gomez Herrera Archivo\_Tesis\_Gomez-Herrera\_Gomez\_Herrera

informe Final deTesis

### Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid::3117:573646176

Fecha de entrega

31 mar 2026, 19:09 GMT-5

Fecha de descarga

31 mar 2026, 19:50 GMT-5

Nombre del archivo

Archivo\_Tesis\_Gomez-Herrera\_Gomez\_Herrera.docx

Tamaño del archivo

19.2 MB

171 páginas

20.984 palabras

107.762 caracteres

Dr. Napoleón Puño Lecarnaque  
CÓDIGO ORCID: 0000-0002-5008-8085



Página 1 de 174 - Portada

Identificador de la entrega trn:oid::3117:573646176




## 7% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

### Filtrado desde el informe

- Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

### Fuentes principales

- 4%  Fuentes de Internet
- 0%  Publicaciones
- 5%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

  
Dr. Napoleón Puño Lecarnaque  
CÓDIGO ORCID: 0000-0002-5008-8085




### Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

### Fuentes principales

- 4%  Fuentes de Internet
- 0%  Publicaciones
- 5%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

### Fuentes principales

Las fuentes con el mayor número de coincidencias dentro de la entrega. Las fuentes superpuestas no se mostrarán.

<b>1</b>	<b>Internet</b>	
	repositorio.untumbes.edu.pe	4%
<b>2</b>	<b>Trabajos del estudiante</b>	
	Universidad de Manizales on 2025-12-08	2%
<b>3</b>	<b>Trabajos del estudiante</b>	
	uncedu on 2025-02-05	1%

  
Dr. Napoleón Puño Lecarnaque  
CÓDIGO ORCID: 0000-0002-5008-8085

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres, personas especiales y seres queridos en mi vida, los cuales son un conjunto de apoyo moral y de importancia inimaginable en mi crecimiento personal y profesional.

A mis amigos y cada una de las personas que fueron parte de la idea, elaboración y ejecución de esta investigación, contando con su mejor apoyo de cada uno de ellos desde siempre.

Al equipo GeoConsulting Ingenieros S.A.C que tiene como pilar al Ing. Pastor Carhuatocto y al equipo J&M Abogados Especialistas Asociados S.A.C, ambos por ser parte del desarrollo de mi investigación y a la vez parte de mis inicios en el mundo de la ingeniería.

## INDICE GENERAL

	Página
RESUMEN.....	XX
ABSTRACT.....	XXI
1. INTRODUCCIÓN .....	22
1.1. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA .....	23
1.1.1. Importancia.....	23
1.1. JUSTIFICACIÓN.....	25
1.1.1. Justificación social.....	26
1.1.2. Justificación ambiental .....	26
1.1.3. Justificación técnica .....	26
1.2. OBJETIVOS .....	26
1.2.1. Objetivo general: .....	26
1.2.2. Objetivos específicos: .....	26
2. ESTADO DE ARTE (REVISIÓN DE LA LITERATURA).....	28
2.1. MARCO TEÓRICO .....	28
2.1.1. Hidrología .....	28
2.1.2. Cuenca hidrográfica .....	28
2.1.3. Características geomorfológicas de una cuenca.....	28
2.1.4. Delimitación de una cuenca .....	33
2.1.5. Caudales máximos.....	33
2.1.6. Periodos de retorno.....	33
2.1.7. Modelos estadísticos de distribución .....	34
2.1.8. Pruebas de bondad de ajuste .....	38
2.1.9. Modelos empíricos para determinación de caudales .....	39
2.1.10. Modelamiento hidráulico .....	42
2.1.11. Áreas inundables .....	42

2.1.12.	Estructuras de protección (defensas ribereñas).....	43
2.1.13.	Diseño hidráulico de muros de encauzamiento.....	43
2.2.	ANTECEDENTES.....	45
3.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	48
3.1.	LOCALIZACIÓN.....	48
3.1.1.	Ubicación Geopolítica .....	48
3.1.2.	Ubicación geodésica .....	48
3.2.	FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES.....	49
3.2.1.	Formulación De Hipótesis .....	49
3.2.1.1.	Hipótesis general .....	49
3.2.1.2.	Hipótesis específicas .....	49
3.2.2.	Identificación de variables.....	50
3.2.2.1.	Variable Independente.....	50
3.2.2.2.	Variable Dependiente .....	50
3.3.	TIPO DE ESTUDIO.....	50
3.4.	DISEÑO .....	50
3.5.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	50
3.5.1.	Población.....	50
3.5.2.	Muestra.....	50
3.6.	TÉCNICAS, PROGRAMAS E INSTRUMENTOS Y RECOLECCIÓN DE DATOS.....	51
3.6.1.	Técnicas .....	51
3.6.2.	Programas e instrumentos .....	51
3.6.3.	Recolección de datos.....	52
3.7.	PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO.....	54
3.7.1.	Obtención del Modelo de Elevación Digital (DEM).....	55
3.7.2.	Delimitación de la Subcuenca de la Quebrada La Peña .....	56

3.7.3.	Características geomorfológicas de la Subcuenca de la Quebrada La Peña	58
3.7.4.	Datos de Precipitaciones .....	63
3.7.6.	Análisis probabilístico de la información hidrometeorológica .....	66
3.7.7.	Información topográfica.....	76
3.7.8.	Modelación hidráulica de inundaciones con HEC-RAS.....	77
3.7.9.	Diseño hidráulico de defensa ribereña .....	80
4.	RESULTADOS Y DISCUSIONES .....	90
4.1.	RESULTADOS.....	90
4.1.1.	Determinación de las características geomorfológicas de la subcuenca de la quebrada La Peña.....	90
4.1.2.	Análisis estadístico de precipitaciones y caracterización hidrológica de la Subcuenca .....	98
4.1.3.	Modelamiento hidráulico en Hec-Ras .....	116
4.1.4.	Diseño de parámetros hidráulicos de una defensa ribereña.....	120
4.2.	DISCUSIONES .....	125
5.	CONCLUSIONES .....	128
6.	RECOMENDACIONES.....	129
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	130
	ANEXOS.....	134

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Rangos de pendientes y tipo de terreno .....	29
<b>Tabla 2:</b> Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores	34
<b>Tabla 3:</b> Constantes regionales del Perú para el método Creaguer .....	40
<b>Tabla 4:</b> Ubicación geopolítica de la zona de estudio .....	48
<b>Tabla 5:</b> Ubicación geodésica de la zona de estudio .....	48
<b>Tabla 6:</b> Programas e instrumentos para procesamiento de información .....	51
<b>Tabla 7:</b> Ajuste de datos para intervalos de tiempo de observación fijos .....	66
<b>Tabla 8:</b> Valores críticos “d” para la prueba Smirnov - Kolmogorov .....	68
<b>Tabla 9:</b> Ecuaciones empíricas de Tiempo de concentración.....	73
<b>Tabla 10:</b> Coordenadas geodésicas para levantamiento topográfico.....	76
<b>Tabla 11:</b> Longitud y ubicación del encauzamiento .....	81
<b>Tabla 12:</b> Valores de aproximados de Fb (Factor de fondo).....	82
<b>Tabla 13:</b> Valores aproximados de Fs (Factor de orilla) .....	83
<b>Tabla 14:</b> Valores de K <sub>1</sub> para trabajar con la fórmula de Simons y Henderson....	83
<b>Tabla 15:</b> Régimen de flujo según Número de Froude .....	84
<b>Tabla 16:</b> Determinación del borde libre en relación con el caudal .....	85
<b>Tabla 17:</b> Determinación del borde libre en relación con el ancho de solera .....	85
<b>Tabla 18:</b> Valores para K <sub>s</sub> .....	86
<b>Tabla 19:</b> Coeficiente B para socavación .....	87
<b>Tabla 20:</b> Pesos específicos y ángulos de fricción de suelos.....	88
<b>Tabla 21:</b> Valores de x y 1/(x+1) .....	89
<b>Tabla 22:</b> Parámetros Geomorfológicos de la Subcuenca de la Quebrada La Peña .....	90
<b>Tabla 23:</b> Relación de valores de la curva hipsométrica.....	92
<b>Tabla 24:</b> Cálculos de los segmentos del lado mayor (Li) .....	94
<b>Tabla 25:</b> Cálculo de la pendiente media de la Subcuenca de la Quebrada La Peña .....	95
<b>Tabla 26:</b> Calculo de la pendiente media del cauce principal – Método de Taylor y Schwarz.....	96
<b>Tabla 27:</b> Respuesta de orden de corrientes y longitud de tributarios a través de ArcGis/ArcMap .....	98

<b>Tabla 28:</b> Prueba no Paramétrica – Test de Helmert.....	99
<b>Tabla 29:</b> Variables para determinación de serie homogénea .....	100
<b>Tabla 30:</b> Remoción de Outlier para ajuste de datos Pmax (1989 – 2023) .....	100
<b>Tabla 31:</b> Parámetros estadísticos de Outlier y determinación de coeficiente de sesgo para umbrales altos y bajos.....	101
<b>Tabla 32:</b> Determinación de valores para umbrales de datos dudosos altos y bajos .....	101
<b>Tabla 33:</b> Precipitaciones máximas corregidas, factor de ajuste 1.13.....	102
<b>Tabla 34:</b> Valores Delta Teórico y Delta Tabular para determinación de mejor ajuste .....	104
<b>Tabla 35:</b> Precipitaciones máximas históricas en 24 horas (mm) para diferentes tiempos de retorno (años) .....	105
<b>Tabla 36:</b> Determinación de valores Pd (mm) para duraciones de 24 horas – Método Dick Peschke.....	106
<b>Tabla 37:</b> Valores factores de regresión para la determinación de $I_{m\acute{a}x}$ en función del Periodo de retorno ( $T_r$ ) .....	107
<b>Tabla 38:</b> Determinación de $I_{m\acute{a}x}$ en función de periodos de retorno .....	107
<b>Tabla 39:</b> Valores de $T_c$ encontrados y determinación de $T_c$ ponderado .....	108
<b>Tabla 40:</b> Determinación de valores de precipitación (mm) en función de $T_r$ para obtención del hietograma de diseño .....	109
<b>Tabla 41:</b> Parámetros obtenidos para la determinación del caudal máximo – Método Racional Modificado .....	110
<b>Tabla 42:</b> Valores de $I_{m\acute{a}x}$ con una duración de 1hora y diferentes $T_r$ .....	110
<b>Tabla 43:</b> Determinación del caudal máximo en diferentes tiempos de retorno ( $T_r$ ) – Método Racional Modificado.....	110
<b>Tabla 44:</b> Obtención de valores a través de SIG para la determinación de CN de la Sub cuenca de la Quebrada La Peña .....	111
<b>Tabla 45:</b> Condición hidrológica y grupo hidrológico del suelo – Sub cuenca Quebrada La Peña .....	111
<b>Tabla 46:</b> Obtención de valores a través de SIG para la determinación del coeficiente de escorrentía de la Sub cuenca de la Quebrada La Peña .....	112
<b>Tabla 47:</b> Constantes de Región 1 del mapa de avenidas del Perú – M. Creaguer .....	113
<b>Tabla 48:</b> Estimación de caudales en diferentes $T_r$ – M. Creaguer.....	113

<b>Tabla 49:</b> Parámetros obtenidos para la determinación del caudal máximo – Método Mac Math.....	113
<b>Tabla 50:</b> Valores para la determinación del factor de escorrentía – M. Mac Math .....	114
<b>Tabla 51:</b> Determinación del caudal máximo en diferentes tiempos de retorno (Tr) – Método Mac Math.....	114
<b>Tabla 52:</b> Valores para la determinación del factor de escorrentía – M. Talbot .	114
<b>Tabla 53:</b> Parámetros y determinación del caudal máximo – Método Iszkowski	115
<b>Tabla 54:</b> Selección de caudales de diseño en diferentes Tr para estudio hidráulico .....	115
<b>Tabla 55:</b> Dimensiones de caja de Gaviones y colchón antisocavante .....	121
<b>Tabla 56:</b> Parámetros base para obtención de los parámetros hidráulicos de las defensas ribereñas.....	122
<b>Tabla 57:</b> Parámetros hidráulicos calculados para el diseño de defensas – Muro de Gaviones .....	123
<b>Tabla 58:</b> Parámetros hidráulicos recomendados para el diseño de defensas ribereñas – Muro de Gaviones.....	124

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión según STRAHLER .....	30
<b>Figura 2:</b> Caracterización de la altitud media en la curva hipsométrica .....	31
<b>Figura 3:</b> Orden de las corrientes de una cuenca según Método Strahler .....	32
<b>Figura 4:</b> Mapa de regionalización de las avenidas del Perú .....	40
<b>Figura 5:</b> Mapa de localización referencial de la zona de estudio .....	49
<b>Figura 6:</b> Data de precipitaciones solicitadas al PEBPT .....	53
<b>Figura 7:</b> Base gráfica catastral Rural y Urbana del Centro Poblado La Peña ....	53
<b>Figura 8:</b> Información de Pmax 24 horas solicitado al PEBPT .....	53
<b>Figura 9:</b> Diagrama de flujo del procedimiento metodológico .....	54
<b>Figura 10:</b> Portal de EOS Data Analytics - LandViewer .....	55
<b>Figura 11:</b> Inserción y creación del mosaico de Ráster con ArcMap .....	55
<b>Figura 12:</b> Resultado de la Herramienta Flow Direction en base al DEM .....	56
<b>Figura 13:</b> Resultado de la Herramienta Flow Accumulation.....	56
<b>Figura 14;</b> Generación de corrientes en base al DEM.....	57
<b>Figura 15:</b> Resultado de Orden de Corrientes por el método Strahler .....	57
<b>Figura 16:</b> Delimitación de la Subcuenca de la Quebrada La Peña con ArcGis/ArcMap .....	58
<b>Figura 17:</b> Herramienta Open Attribute Table y Add Field para creación de campos de cálculo.....	58
<b>Figura 18:</b> Campos de parámetros geométricos.....	59
<b>Figura 19:</b> Hidrógrafas para cuencas con la misma área y diferentes formas ante una lámina precipitada de igual magnitud. ....	60
<b>Figura 20:</b> Hoja de cálculo de MS Excel 2016 para obtención de parámetros de la subcuenca .....	63
<b>Figura 21:</b> Análisis visual grafico de las precipitaciones máximas (1989 – 2023)	63
<b>Figura 22:</b> Valores $K_n$ para la prueba de datos dudosos .....	65
<b>Figura 23:</b> Ajuste de datos de distribución con Hidroesta 2 .....	67
<b>Figura 24:</b> Calculo de Pmax en un tiempo de retorno dado con Hidroesta 2.....	68
<b>Figura 25:</b> Coeficientes de escorrentía Método Racional .....	71

<b>Figura 26:</b> Número de curva N para complejos hidrológicos de suelo cobertura (para condición de humedad antecedente $I_l$ e $I_a = 0.2s$ .....	71
<b>Figura 27:</b> Clasificación hidrológica de los suelos .....	72
<b>Figura 28:</b> Hietograma de diseño, método de bloque alterno .....	72
<b>Figura 29:</b> Región 1 del mapa de regionalización de avenidas del Perú.....	74
<b>Figura 30:</b> Factor de escorrentía de Mac Math.....	75
<b>Figura 31:</b> Plantilla de hoja de cálculo para la determinación de caudales máximos a raves de métodos empíricos .....	75
<b>Figura 32:</b> información topográfica a través de un MDE .....	76
<b>Figura 33:</b> Proceso de ingreso de información MDE a software Hec Ras .....	77
<b>Figura 34:</b> Visualización de MDE de zona de proyecto .....	78
<b>Figura 35:</b> Malla computacional y condición de borde en zona de proyecto.....	78
<b>Figura 36:</b> Creación del plan de corrida y computación del modelo del proyecto	79
<b>Figura 37:</b> Modelo de inundación generado en base a condiciones del proyecto	80
<b>Figura 38:</b> Sección típica de muro de gavión y colchón antisocavante.....	80
<b>Figura 39:</b> Visualización del eje de encauzamiento.....	81
<b>Figura 40:</b> Delimitación de la Subcuenca de la Quebrada La Peña .....	91
<b>Figura 41:</b> Mapa de elevaciones de la Subcuenca de la Quebrada La Peña .....	92
<b>Figura 42:</b> Calculo de lado mayor “L” y lado menos “l” del rectángulo equivalente .....	94
<b>Figura 43:</b> Rectángulo equivalente de la Subcuenca de la Quebrada La Peña...	94
<b>Figura 44:</b> Mapa de Pendientes de la Subcuenca de la Quebrada La Peña .....	95
<b>Figura 45:</b> Mapa de cauce principal de la Subcuenca de la Quebrada La Peña .	97
<b>Figura 46:</b> Mapa de orden de corrientes de la Subcuenca de la Quebrada La Peña .....	98
<b>Figura 47:</b> Obtención del mapa Curva Número (CN) – Sub cuenca Quebrada La Peña .....	111
<b>Figura 48:</b> Mapa del coeficiente de escorrentía (C) de la sub cuenca de la Quebrada La Peña .....	112
<b>Figura 49:</b> Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 10 años .....	116
<b>Figura 50:</b> Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 25 años .....	116
<b>Figura 51:</b> Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 50 años .....	117
<b>Figura 52:</b> Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 100 años ...	117
<b>Figura 53:</b> Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 200 años ...	118

<b>Figura 54:</b> Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 500 años ...	118
<b>Figura 55:</b> Perfil longitudinal del terreno y elevación de la superficie del agua Tr 10 años.....	119
<b>Figura 56:</b> Perfil longitudinal del terreno y elevación de la superficie del agua en los diferentes tiempos de retorno mostrados.....	119
<b>Figura 57:</b> Sección típica muro de Gaviones Margen Izquierda, (Prog. 0+290.00 Km – 0+562.00 Km) .....	120
<b>Figura 58:</b> Sección típica muro de Gaviones Margen Izquierda, (Prog. 0+900.00 Km – 1+296.36 Km) .....	120
<b>Figura 59:</b> Sección típica muro de Gaviones Margen Derecha, (Prog. 0+750.00 Km – 0+850.00 Km) .....	121
<b>Figura 60:</b> Sección típica muro de Gaviones Margen Derecha, (Prog. 0+850.00 Km – 1+100.00 Km) .....	121

## INDICE DE ANEXOS

<b>Anexo 1:</b> Mapa de las características geomorfológicas de la Cuenca de la Quebrada La Peña .....	134
<b>Anexo 2:</b> Mapa de coeficiente de escorrentía de la Cuenca de la Quebrada La Peña .....	135
<b>Anexo 3:</b> Mapa de Curva Número (CN) de la Cuenca de la Quebrada La Peña	136
<b>Anexo 4:</b> Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 10 años .....	137
<b>Anexo 5:</b> Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 25 años .....	138
<b>Anexo 6:</b> Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 50 años .....	139
<b>Anexo 7:</b> Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 100 años .....	140
<b>Anexo 8:</b> Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 200 años .....	141
<b>Anexo 9:</b> Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 500 años .....	142
<b>Anexo 10:</b> Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – PPL1 .....	143
<b>Anexo 11:</b> Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – PPL2 .....	144
<b>Anexo 12:</b> Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST1 .....	145
<b>Anexo 13:</b> Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST2 .....	146
<b>Anexo 14:</b> Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST3 .....	147
<b>Anexo 15:</b> Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST4 .....	148
<b>Anexo 16:</b> Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST5 .....	149
<b>Anexo 17:</b> Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST6 .....	150
<b>Anexo 18:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MI – PPL1 .....	151
<b>Anexo 19:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MI – PPL2 .....	152
<b>Anexo 20:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MD – PPL3 .....	153
<b>Anexo 21:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MI – ST1 .....	154
<b>Anexo 22:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MI – ST2 .....	155
<b>Anexo 23:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MI – ST3 .....	156
<b>Anexo 24:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MI – ST4 .....	157
<b>Anexo 25:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MI – ST5 .....	158
<b>Anexo 26:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MD – ST6 .....	159
<b>Anexo 27:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MD – ST7 .....	160
<b>Anexo 28:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MD – ST8 .....	161
<b>Anexo 29:</b> Plano de diseño de muros de Gaviones MD – ST9 .....	162

<b>Anexo 30:</b> Información hidrometeorológica de Estación El Tigre solicitada al PEBPT.....	163
<b>Anexo 31:</b> Información de la Base Grafica Catastral Urbano – Rural del C.P La Peña .....	164
<b>Anexo 32:</b> Puntos de control topográfico, BM TUM01029 y AUX-1 para toma de levantamiento topográfico .....	164
<b>Anexo 33:</b> Lectura de punto Aux. 1 para toma de Línea Base en información topográfica.....	165
<b>Anexo 34:</b> Vuelo dron para obtención de información topográfica a través de Escaneo LIDAR.....	165
<b>Anexo 35:</b> Levantamiento de información topografía con apoyo del Equipo GEOCONSULTING INGENIEROS S.A.C .....	166
<b>Anexo 36:</b> Realización de calicata para obtención de estudio de suelos.....	167
<b>Anexo 37:</b> Visualización de zona de habitantes y áreas agrícolas cerca a la quebrada La Peña.....	168
<b>Anexo 38:</b> Viviendas en zona de riesgo – Margen Izquierdo de la quebrada La Peña .....	168
<b>Anexo 39:</b> Quebrada la Peña.....	169
<b>Anexo 40:</b> Quebrada La Peña en tiempo de activación de avenidas máximas .	169
<b>Anexo 41:</b> Quebrada La Peña en tiempos de activación.....	170
<b>Anexo 42:</b> Verificación de mancha de agua “in situ” para selección de caudal de diseño .....	170

## RESUMEN

La presente investigación ubicada en la Quebrada del centro poblado La Peña, perteneciente al Distrito de San Jacinto, Tumbes; tiene como objetivos estimar caudales en diferentes tiempos de retorno, identificar las características geomorfológicas que tiene la zona de estudio, con el fin de evaluar y generar escenarios de inundación, se propone el diseño de defensas ribereñas con la finalidad de poder mitigar las inundaciones y controlar las erosiones que se puedan dar en máximas avenidas. Para llevar a cabo estos objetivos, adquirimos información hidrometeorológica de la estación El Tigre, realizando un tratamiento de precipitación máximas corregidas, un análisis estadístico y caracterización hidrológica de la sub cuenca, como secuencia estimar caudales con diferentes métodos empíricos y realizar el modelamiento hidráulico en diferentes tiempos de retorno con el software Hec-Ras, con ello generados mapas de inundación que permitan identificar los puntos críticos de desbordamiento en la Quebrada y así realizar el emplazamiento de la estructura propuesta. Por tal razón, el caudal máximo estimado de un periodo de retorno de 100 años es de 33.83 m<sup>3</sup>/s, teniendo muros de gaviones como estructuras de protección longitudinales en ambos márgenes (668.36 metros en margen izquierdo y 350 metros en el margen derecho) para la protección de 85 predios vulnerables en la zona de estudio.

**Palabras claves:** Caudal máximo, modelación hidráulica, diseño hidráulico, defensas ribereñas, inundaciones.

## **ABSTRACT**

This research, located in the Quebrada del centro poblado La Peña, belonging to the District of San Jacinto, Tumbes, aims to estimate flow rates at different return periods and identify the geomorphological characteristics of the study area in order to evaluate and generate flood scenarios. It proposes the design of river defenses with the aim of mitigating flooding and controlling erosion that may occur during peak floods. To achieve these objectives, we acquired hydrometeorological information from the El Tigre station, performing a correction of maximum precipitation, a statistical analysis, and a hydrological characterization of the sub-basin. We then estimated flows using different empirical methods and performed hydraulic modeling at different return times using Hec-Ras software, This generated flood maps that allowed us to identify critical overflow points in the ravine and thus determine the location of the proposed structure. For this reason, the estimated maximum flow for a 100-year return period is 33.83 m<sup>3</sup>/s, with gabion walls as longitudinal protection structures on both banks (668.36 meters on the left bank and 350 meters on the right bank) to protect 85 vulnerable properties in the study area.

**Keywords:** Maximum flow, hydraulic modeling, hydraulic design, river defenses, flooding.

## 1. INTRODUCCIÓN

El recurso hídrico es fundamental para la vida y a la vez un factor esencial para el sector de producción, por lo que estimar caudales, realizar un modelamiento hidráulico y con ello mostrar los puntos críticos con el fin de diseñar defensas ribereñas en una subcuenca como zona de estudio tiene suma importancia con respecto a los aprovechamientos y control de dicho recurso hídrico in situ. Por ello, obtener información valiosa mediante un análisis hidrológico e hidráulico con fines de diseño en obras de protección como defensas ribereñas ante fuertes crecientes, es necesario para la gestión del agua.

Al proyectar una obra hidráulica tales como defensas ribereñas es necesario conocer la magnitud y frecuencia de los caudales y niveles de agua que dicha obra podrá contener.

La hidrología proporciona gran variedad de métodos basados en diversos principios, dentro de los cuales se deberá escoger el más adecuado de acuerdo a las circunstancias particulares, a la obra a diseñar y dependiendo sobre todo de la disponibilidad de datos hidrológicos apropiados, y las aplicaciones resultantes van a depender del sentido común y de la experiencia del proyectista. El subdimensionamiento o sobredimensionamiento de una obra implica costos excesivos a lo largo del tiempo. Vásquez et al., (2016).

Por otra parte, en el diseño hidráulico de defensas ribereñas, conforma una serie de parámetros que son necesario la previsión de inundación y control de la erosión en las riberas de los ríos y quebradas.

La quebrada La Peña no es indiferente a estos eventos o sucesos de desastres naturales, puesto que los pobladores y agricultores del Centro poblado La Peña, del distrito de San Jacinto, estén siempre en constante amenaza y riesgo de que

sus viviendas y áreas agrícolas respectivamente sean afectadas y/o inundadas por la activación de la quebrada antes mencionada; y más aún si no se tienen estructuras de defensas ribereñas que puedan controlar dichos eventos.

## **1.1. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA**

¿Mediante el empleo de métodos empíricos, cuál será el caudal máximo para el diseño hidráulico de las defensas ribereñas en la Quebrada La Peña?

### **1.1.1. Importancia**

En los últimos años la quebrada El Diamante en Bogotá, ha sufrido una serie de desbordes en su cauce que han afectado a la población aledaña, ocasionando una serie de pérdidas en predios, cultivos de pancoger (cultivos que satisfacen una parte de las necesidades alimentarias de una población), viviendas y animales domésticos, teniendo que realizar la reubicación temporal de las personas afectadas, por lo que se hace necesario el diseño de algún tipo de obra o proyecto para el control de crecidas. Diaz Arias et al., (2017).

R, Felices (2006) Hace mención que, se piensa la costa peruana como un desierto porque generalmente “no llueve” con la persistencia y oportunidad requerida para el desarrollo de la agricultura y vida humana. La costa peruana está cortada por 53 cursos de agua de corto recorrido, que en su mayor parte son torrenciales de régimen muy irregular, pero recalca que en los estrechos valles que forman estos ríos, es donde se encuentran los asentamientos humanos, y desde un par de milenios a.C es donde el hombre ha cultivado la tierra adaptándose a las condiciones naturales.

El río Rímac es una gran quebrada, con fuerte pendiente que en el tramo citadino llega a valores que están alrededor del 1%. Su régimen hidrológico es fuertemente irregular: grandes caudales en los meses de verano y caudales mínimos en los meses de inviernos (estiaje). No solo es importante

la variación estacional; hay años en los que los meses de verano (marzo, especialmente) el río alcanza grandes caudales. R,Felices (1998).

CENTRO DE OPERACIONES DE EMERGENCIA NACIONAL (2018), entidad Nacional del Perú informó mediante su Resumen Ejecutivo Histórico Final N° 018 Temporada de Lluvias 2017 – 2018 que, en el sector infraestructura se tienen 18,932 viviendas afectadas, 1,926 colapsadas y 1,778 inhabitables. Por otra parte, también mostro información en el sector agricultura, donde las áreas afectadas son 6,705 ha y 1,162.93 ha destruidas.

El departamento de Tumbes al norte del Perú es una región que es afectada cada cierto tiempo por fenómenos meteorológicos como lluvias intensas las cuales originan desbordes e inundaciones del río Tumbes afectando principalmente zonas agrícolas cercanas a la ribera del río pero también a la parte urbana de la ciudad, esta situación se agrava aún más cuando ocurre el Fenómeno “El Niño” debido a que el clima se altera y las precipitaciones que se producen son extremas, esto ocasiona severos impactos a los diversos sectores como: transportes, energía, vivienda, educación, salud y la población en general que es la principalmente afectada. Metzger T. (2019).

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (Senamhi), informó que el río Tumbes superó el umbral amarillo debido a las lluvias registradas en los días 25 y 26 de febrero del 2020. De acuerdo a las estaciones hidrometeorológicas Cabo Inga y El Tigre se mostró un registro en el umbral amarillo de 600m<sup>3</sup>/s. SENAMHI (2020).

SENAMHI (2023), con fecha 02/05/2023, mediante su informe técnico N°01-2023/SENAMHI-DMA-SPC-DHI-SEH informa que, la Región Tumbes se muestra afectada en un nivel extremo de acuerdo a la clasificación dada mediante su evaluación de peligro a inundaciones de los años costeros (2017 y 2023).

La zona de estudio se encuentra ubicada en la subcuenca de quebrada la Peña, del Centro Poblado La Peña perteneciente al distrito de San Jacinto, dicho distrito colindante con margen izquierda de Río Tumbes, zona que en las temporadas de precipitaciones y por efectos consiguiente de la activación de la quebrada con fuertes caudales, se originan desbordamientos e inundaciones hacia las zonas de los cultivos y áreas de viviendas y erosión del suelo en la ribera de dicha quebrada, ocasionando pérdidas y generando problemas económicos para la población en esta zona vulnerable. Por ende, la presente investigación pretende realizar el estudio hidrológico e hidráulico para diseñar las defensas ribereñas con el fin de poder controlar las máximas avenidas.

### **1.1. JUSTIFICACIÓN**

El departamento de Tumbes es frecuentemente afectado por inundaciones, ocasionando cuantiosas pérdidas económicas de mayor rango en el sector agricultura.

Como información a justificar en la presente investigación se dará a conocer cuál es el caudal máximo de diseño con la finalidad de poder controlar las crecidas en su máximo pico en la Quebrada La Peña, del centro poblado La Peña, perteneciente al distrito de San Jacinto.

Respectivamente, el mencionado trabajo se sostendrá en un modelamiento hidráulico para la determinación de zonas de inundación con diferentes tiempo de retorno enfocándonos en la zona mencionada para el control de este tipo de eventos a futuro, que por consiguiente permita identificar los puntos críticos y posteriormente así plantear las defensas ribereñas realizando el diseño hidráulico de los mismas para mitigar y controlar los resultados negativos de las máximas avenidas de manera eficiente, crecidas que afectan durante todo el periodo de precipitaciones que ocurren en las temporadas de diciembre – marzo, donde a modo de observación de hechos se llegan a notar las pérdidas de cultivos y desborde de las aguas que fluyen en la quebrada hacia las viviendas cerca de las riberas.

### **1.1.1. Justificación social**

Para el beneficio de la población se mejorará la calidad de vida, ya que será una zona protegida antes los eventos extremos de la activación de la quebrada.

### **1.1.2. Justificación ambiental**

Al trabajar con obras hidráulicas de protección y plantar especies forestales resistentes a la erosión cerca de la ribera de la Quebrada La Peña, se podrá recuperar áreas verdes y ampliar la extensión de las mismas.

### **1.1.3. Justificación técnica**

Para un eficiente control y gestión del manejo del recurso hídrico, entidades competentes realizarán un mejor plan integral y el nivel de calidad de vida mejoraría para todo ser viviente que subsiste en la sub cuenca de la Quebrada la Peña.

### **1.1.4. Justificación económica**

Al realizar la ejecución de la obra de protección en la Quebrada La Peña, generaría puesto de trabajo e incrementaría los ingresos de las familias dentro y fuera de la Subcuenca.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. Objetivo general:**

Estimar el caudal máximo mediante el empleo de métodos empíricos para el diseño hidráulico de defensas ribereñas en la Quebrada La Peña.

### **1.2.2. Objetivos específicos:**

Determinar las características geomorfológicas de la subcuenca de la Quebrada La Peña.

Desarrollar un modelamiento hidráulico en la Quebrada La Peña, utilizando el software Hec-Ras.

Desarrollar el diseño hidráulico de un muro engavionado ante la estimación del caudal máximo en la Quebrada La Peña.

## **2. ESTADO DE ARTE (REVISIÓN DE LA LITERATURA)**

### **2.1. MARCO TEÓRICO**

#### **2.1.1. Hidrología**

Según Gutiérrez, C. (2014) "Ciencia natural geográfica que se dedica al estudio de la distribución, espacial y temporal sobre la superficie terrestre, de su ocurrencia, circulación, cuantificación, utilización y las propiedades presentes en la atmósfera y en la superficie terrestre, esto incluye las precipitaciones, la escorrentía superficial y subterránea, la humedad del suelo, la evaporación y el equilibrio de las masas glaciares".

#### **2.1.2. Cuenca hidrográfica**

Es el área de aguas superficiales o subterráneas que vierten a una red natural con una o varias corrientes superficiales, de caudal continuo o intermitente, que confluyen en un curso mayor que, a su vez, puede desembocar en un río principal, en un depósito natural de aguas, en un pantano o directamente en el mar. Reyes T. et al., (2010).

#### **2.1.3. Características geomorfológicas de una cuenca**

##### **Superficie o área de la cuenca (A)**

Es el área plana (proyección horizontal) incluida entre su divisoria topográfica, se mide en Km<sup>2</sup>, hectáreas u otra unidad de superficie. Gutiérrez, C. (2014).

##### **Perímetro (P)**

Es la longitud total divisoria de agua, desde el inicio del punto de estudio hasta finalizar en el mismo, se mide en Km u otra unidad superficial. Gutiérrez, C. (2014).

## **Desnivel altitudinal ( $D_a$ )**

Ibáñez et al., (2011). Hace referencia al valor de la diferencia entre la cota más alta de la cuenca y la cota más baja. Se relaciona con la variabilidad climática y ecológica puesto que en una cuenca con mayor cantidad de pisos altitudinales puede albergar más ecosistemas al presentar variaciones en precipitación y temperatura.

## **Forma de la cuenca (F)**

Gutiérrez, C. (2014). menciona que, la forma de la cuenca interviene de una manera importante en las características del hidrograma de descarga de un Río, particularmente en los eventos de avenidas máximas y está relacionado con el tiempo de concentración de la cuenca.

## **Pendiente media de la cuenca**

La pendiente es la variación de la inclinación de la cuenca. Su determinación es importante para definir el comportamiento de la cuenca respecto al desplazamiento de las capas del suelo (erosión o sedimentación)

La pendiente de una cuenca tiene relación con los fenómenos de infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución subterránea al flujo de los cauces. Campos, A. (1992).

**Tabla 1:** Rangos de pendientes y tipo de terreno

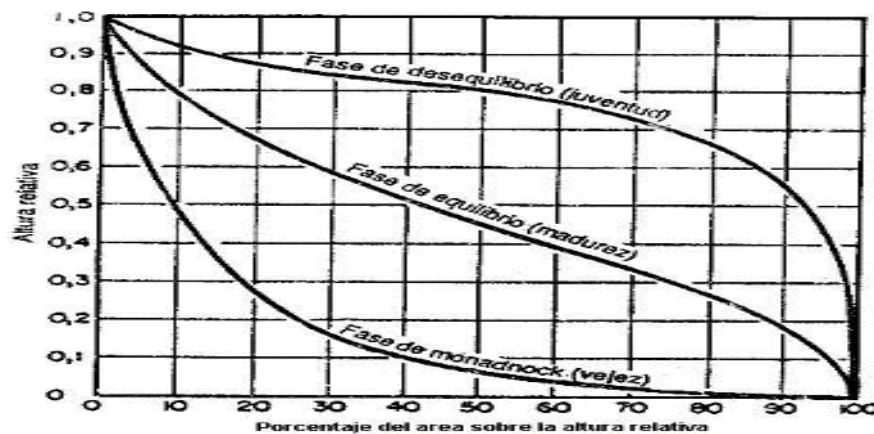
<b>Rango de pendiente (%)</b>	<b>Tipo de terreno</b>
0 – 2	Llano
2 – 5	Suave
5 – 10	Accidentado medio
10 - 15	Accidentado
15 – 25	Fuertemente accidentado
25 – 50	Escarpado
>50	Muy escarpado

Fuente: Heras (1972)

## Curva hipsométrica

Gutiérrez, C. (2014). describe que esta curva representa las superficies de la cuenca que se encuentran por encima de cada cota de ella, y por ello caracteriza en ciertas forma el relieve de la cuenca.

**Figura 1:** Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión según STRAHLER



Fuente: Guerra & González (2002).

## Histograma de frecuencia de altitudes

Representa graficamente en porcentaje la distribución de las áreas o superficies ocupadas por diferentes altitudes. Villón, M. (2002).

## Altitud media de la cuenca

Es la variación altitudinal de la cuenca hidrográfica que incide directamente sobre el clima y por tanto sobre el régimen hidrológico además de brindar una base para cauterizar zonas climatológicas y ecológicas característica dentro de la misma cuenca Reyes T. et al., (2010).

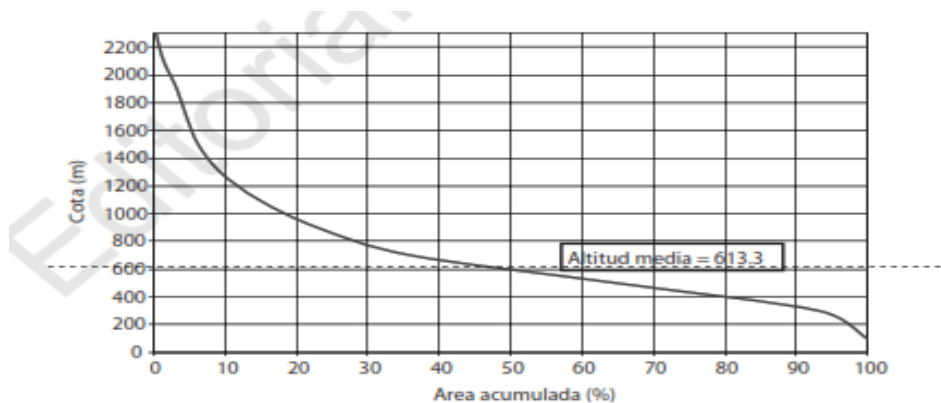
Villón, M. (2002) detalla los siguientes términos:

Altitud media: la ordenada media de la curva hipsométrica 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % por debajo de ella.

Altitud más frecuente: máximo valor en % de la curva de frecuencia de altitudes.

Altitud de frecuencia media: altitud correspondiente al punto de abscisa medio de la curva de frecuencia de altitudes.

**Figura 2:** Caracterización de la altitud media en la curva hipsométrica



Fuente: Guerra & González (2002).

### Perfil longitudinal del cauce

Según Villon M. (2002), esto erradica en que nos da una idea de las pendientes que tiene en cauce en diferentes tramos a lo largo de su recorrido, pretendiendo conocer punto de captación y ubicación para proyectos hidráulicos.

### Pendiente media del cauce

Es la diferencia total de elevación del lecho del río dividido entre esos puntos, también denominada pendiente media. Gutiérrez, C. (2014).

#### 2.1.3.1. Características de la red de drenaje

Se refiere a las trayectorias que guardan entre si los cauces de las corrientes naturales dentro de ella, característica importante que indica la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. La forma de drenaje también proporciona indicios de las condiciones de la superficie de la cuenca. Villón, M. (2002).

## Orden de corrientes

Clasificación de la cual Villón, M. (2002) señala que pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento asociado a características físicas y condiciones climáticas de la cuenca.

Corriente efímera, aquella que lleva agua cuando llueve e inmediatamente después. Corriente intermitente, lleva agua la mayor parte del tiempo, pero inicialmente en época de lluvias, su aporte cesa cuando y nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce. Corriente perenne, contiene agua todo el tiempo, ya que aun en tiempo de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

**Figura 3:** Orden de las corrientes de una cuenca según Método Strahler



Fuente: Villón, M. (2002)

## Longitud de tributarios

La longitud de los tributarios es una indicación de la pendiente de la cuenca; las áreas escarpadas y drenadas usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en regiones planas donde los suelos son profundos y permeables, se tienen tributarios largos que generalmente indican corrientes perennes. Villón, M. (2002).

## **Densidad de drenaje**

Villón, M. (2002) señala que esta variable es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos que se encuentran en la cuenca, así como el grado de cobertura vegetal, siendo valores altos la poca cobertura vegetal y suelos fácilmente erosionables o impermeables, o contrariamente suelos con valores bajos con poca cobertura vegetal, suelos duros poco erosionables o muy permeables.

### **2.1.4. Delimitación de una cuenca**

Se realiza siguiendo o teniendo en cuenta las líneas del *divortium acusarum* (parteaguas), la cual es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originando por la precipitación que, en cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parte aguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo. Villón, M. (2002).

### **2.1.5. Caudales máximos**

El caudal máximo de creciente, es un valor que permite asociar la cantidad de agua que fluye en un determinado tiempo, procedente de una cuenca hidrográfica específica; dicho valor es útil en una gran diversidad de proyectos de tipo civil e hidráulico. Gálvez & Pimiento (2015).

La estimación de los caudales máximos es de gran importancia para diseñar: las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas y puentes.

### **2.1.6. Periodos de retorno**

Según Villón, M. (2002), para el caso de un caudal de diseño, el periodo de retorno se define como el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de magnitud "Q" puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio.

Si un evento igual o mayor a “Q” ocurre una vez en “T” años, su probabilidad de ocurrencia “P”, es igual a 1 en “T” casos, es decir:

$$P = \frac{1}{T} \quad \text{ó} \quad T = \frac{1}{P}$$

**Tabla 2:** Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores

Tipo	Periodo de Retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuerto	5
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje agrícola	5 – 10
<b>Muros de encauzamiento</b>	<b>2 – 50 *</b>

Fuente: Villón, M. (2002).

“\*” Puede aumentar si estas obras protegen poblados de gran importancia.

### 2.1.7. Modelos estadísticos de distribución

El hidrólogo generalmente tendrá disponible un registro de datos hidrometeorológicos (precipitación, caudales, evapotranspiración, temperaturas, etc.), Mediante su conocimiento del problema físico, escogerá un modelo probabilístico que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable. Villón, M. (2006).

#### 2.1.7.1. Distribución Normal

Villón, M. (2006).. indica que la función de la distribución normal es:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} * S} * e^{\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{S}\right)^2\right]}$$

Para  $-\infty < x < \infty$

Donde:

$f(x)$  = función de densidad normal de la variable “x”

x = variable independiente

$\bar{x}$  = parámetro de localización igual a la media aritmética de “x”

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de “x”

e = función exponencial de los logaritmos neperianos

### 2.1.7.2. Distribución Log Normal 2 parámetros

Citando a Villón, M. (2006), la función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} * S} * \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left[-\frac{(x-\bar{x})^2}{2S^2}\right]} dx$$

Donde  $\bar{x}$  y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable “x” de la ecuación correspondiente a la distribución normal se reemplaza por una función  $y=f(x)$ , tal que  $y=\log(x)$ , la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal,  $N(Y, S_y)$ .

### 2.1.7.3. Distribución Log Normal 3 parámetros

La variable aleatoria “x” es positiva y el límite inferior  $x_0$  no aparece. La variable aleatoria  $Y=\ln(x)$ , es normalmente distribuida con media  $\mu_y$  y varianza  $\sigma_y^2$ . Villón, M. (2006).

La función de densidad de la distribución log-normal de tres parámetros es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) * \sigma_y * \sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2}$$

Para  $x_0 \leq x < \infty$

Donde:

$x_0$  : parámetro de posición en el dominio “x”

$\mu_y$  : parámetro de escala en el dominio “x”

$\sigma^2_y$  : parámetro de forma en el dominio “x”

#### 2.1.7.4. Distribución Gamma 2 parámetros

Villón, M. (2006). indica que la función de densidad gamma 2 parámetros es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} * e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} * \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$\gamma$  : parámetro de forma

$\beta$  : parámetro de escala

#### 2.1.7.5. Distribución Gamma 3 parámetros

Otra distribución que juega un papel importante en la hidrología es la distribución Gamma. Su aplicación es tan común como el uso de la distribución log-normal. Villón, M. (2006).

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} * e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} * \Gamma(\gamma)}$$

Para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x$ : variable aleatoria gamma de 3 parámetros

$x_0$ : origen de la variable “x”, parámetro de posición

$\beta$ : parámetro de escala;  $\gamma$ : parámetro de forma;  $\Gamma(\gamma)$ : función gamma completa

#### 2.1.7.6. Distribución Log Pearson tipo III

Villón, M. (2006), menciona que una variable aleatoria “x” tiene una distribución log-Pearson tipo III, si su función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln(x) - x_0)^{\gamma-1} * e^{-\frac{(\ln(x)-x_0)}{\beta}}}{x * \beta^\gamma * \Gamma(\gamma)}$$

Para:

$$x_0 \leq x < \infty \quad -\infty < x_0 < \infty \quad 0 < \beta < \infty \quad 0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x$ : variable aleatoria gamma de 3 parámetros

$x_0$ : origen de la variable “ $x$ ”, parámetro de posición

$\beta$ : parámetro de escala;  $\gamma$ : parámetro de forma;  $\Gamma(\gamma)$ : función gamma completa

### 2.1.7.7. Distribución Gumbel

Desde el punto de vista de Villón, M. (2006), supóngase que se tienen  $N$  muestras, cada una de las cuales contiene “ $n$ ” eventos. Si se selecciona el máximo “ $x$ ” de los “ $n$ ” eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que “ $n$ ” aumenta, la función de distribución de probabilidad de “ $x$ ” tiende a:

$$f(x) = e^{-e^{-\frac{(x-\mu)}{\alpha}}}$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de la función. Los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ , se estiman para muestras muy grandes, como:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S = \frac{1,2825}{S} = 0,779696801S$$

$$\beta = \bar{x} - 0,45 * S$$

Donde:

$\alpha$ : Parámetro de concentración.                       $\beta$  : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k * \sigma_x$$

Donde:

$x$ : Valor con una probabilidad dada.

$\bar{x}$ : Media de la serie.  $k$ : Factor de frecuencia.

### 2.1.7.8. Distribución Log Gumbel

Para Log Gumbel, Villón, M. (2006) afirma que la variable aleatoria reducida log gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

### 2.1.8. Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

#### Prueba de Smirnov-Kolmogorov

Esta prueba consiste en comparar las diferencias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica. Villón, M. (2006).

$$\Delta = \max |F(x) - P(x)|$$

Donde:

$\Delta$ : estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica

$F(x)$ : probabilidad de la distribución teórica

$P(x)$ : probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada

Con un valor crítico “d” que depende del número de datos y del nivel de significación seleccionado.

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

## 2.1.9. Modelos empíricos para determinación de caudales

### 2.1.9.1. Método racional modificado

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de y con tiempos de concentración ( $T_c$ ) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente:

$$Q = 0,278 * C * I * A * K$$

Donde:

Q: descarga máxima de diseño  $m^3/s$

C: coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I

I: intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: área de la cuenca ( $Km^2$ )

K: coeficiente de uniformidad

### 2.1.9.2. Método de Creager

Basándonos en un estudio de Gobierno Regional de Tumbes (2023) sostiene que el método empleado para el cálculo de los caudales de avenida ha sido el método de Creager habitualmente utilizado en Perú. Dicho método incorpora en su ecuación el periodo de retorno, el área y coeficientes que depende de la zona del país. Con el apoyo de métodos regionales podemos estimar considerando el área como el parámetro de mayor incidencia, valores máximos basados en el método de la envolvente de Creager y las curvas envolventes regionalizadas para las cuencas de la costa del Perú elaboradas por Trau y Gutierrez (1979), mediante la expresión:

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \log T * A^{m * A^{-n}}$$

Donde:

$Q_{max}$ : Caudal máximo

T: Periodo de retorno; A: Área de la cuenca

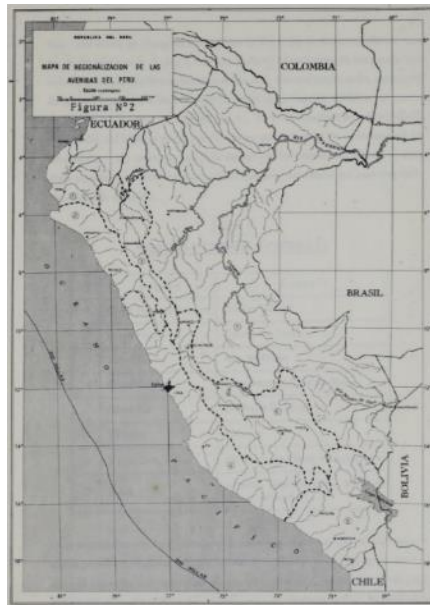
C1, C2, m, n: Constantes para las diferentes regiones del Perú.

**Tabla 3:** Constantes regionales del Perú para el método Creaguer

Región	C1	C2	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Fuente: Trau & Guiterrez (1979)

**Figura 4:** Mapa de regionalización de las avenidas del Perú



Fuente: Trau & Guiterrez (1979)

### 2.1.9.3. Método Mac Math

Villón, M. (2002), indica que este método para el sistema métrico, su fórmula es la siguiente:

$$Q = 0.0091 * C * I * A^{4/5} * S^{1/5}$$

Donde:

Q = caudal máximo con un período de retorno de T años, en m<sup>3</sup>/s

C = factor de escorrentía de Mac Math, representa las características de la cuenca

I = intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración  $t_c$  y un período de retorno de T años, mm/hr

A = área de la cuenca, en has

S = pendiente promedio del cauce principal, en ‰

C, el cual se compone de tres componentes, es decir: C = está en función de C1 + C2 + C3; función de la cobertura vegetal, función de la textura del suelo, función de la topografía del terreno respectivamente.

#### **2.1.9.4. Método de Talbot**

Terán, R. (1998), detalla este método de la siguiente forma:

$$Q = 35,6 * K(C_1 + C_2 + C_3 + C_4)A^{1/2}$$

Q: descarga máxima (m<sup>3</sup>/s)

K: coeficiente del área de la cuenca

A: área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

C1, C2, C3, C4: coeficientes de vegetación, pendiente, geología y forma de la cuenca respectivamente

#### **2.1.9.5. Método de Iszkowski**

Terán, A. (1998) indica la ecuación de este método como:

$$Q = m * C * P * A * 10^{-3}$$

Q: descarga máxima (m<sup>3</sup>/s)

A: área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

P: precipitación total anual promedio (mm)

m: factor por el tamaño de la cuenca

C: coeficiente de la morfología de la cuenca

### **2.1.10. Modelamiento hidráulico**

Se basa en la generación de modelos que permitan simular el comportamiento del flujo de un río o cauce. En el caso de modelización hidráulica de flujos en superficie, con el objeto de analizar su comportamiento se pueden emplear modelos hidráulicos unidimensionales o bidimensionales. Estas modelizaciones en general forman parte de un servicio más extenso como puede ser un estudio de inundabilidad o un estudio hidrológico. HidrojING (2023).

#### **2.1.10.1. Modelamiento en HEC-RAS**

Villón, M. (2014) menciona que con el modelamiento en Hec-Ras facilita el cálculo de los perfiles del agua y de los parámetros del cauce. Permite desarrollar el cálculo de los niveles de la superficie del agua de un flujo gradualmente variado. El sistema que se modela puede ser solo río o una red de ríos.

La importancia del Hec-Ras en la modelación hidráulica radica en que permite las siguientes acciones:

- Predicción de las áreas de inundaciones y su mitigación en un río o sistema de ríos para diferentes tiempos de retorno.
- Determinación de las variables hidráulicas para el diseño de estructuras hidráulicas, tales como puentes, alcantarillas, cuentas, etc.
- Delimitación de fajas marginales de los ríos.
- Determinación de la altura óptima en el diseño de una carretera que puede ser afectada por el caudal de un río

#### **2.1.11. Áreas inundables**

De acuerdo a Terán, R. (1998) la determinación del área inundable para una máxima avenida es muy relativa por las características del río, sobre todo debido a la variabilidad del lecho, que implica desplazamiento del flujo central. Como

referencia se considera el cauce actual y a partir de este la sección que ocuparía la máxima descarga, es recomendable efectuarlo para labores de prevención. En la práctica, el río concentra su acción en diferentes direcciones y secciones variables, debido a la resistencia que presenta las orillas o riberas.

#### **2.1.12. Estructuras de protección (defensas ribereñas)**

Desde el punto de vista de Terán, R. (1998), son todas aquellas medidas que consisten en estructuras diseñadas en base a los principios de la ingeniería, para controlar la erosión producto de la escorrentía superficial. Para el Diseño de la estructura. Los tipos de estructuras más utilizadas en la previsión y control de la erosión en las riberas de los ríos, son:

- Diques enrocados
- Enrocados con roca al volteo
- Enrocado con roca colocada
- Estructuras de concreto
- Gaviones
- Espigones

#### **2.1.13. Diseño hidráulico de muros de encauzamiento**

Terán, R. (1998), detalla que en el aspecto de diseño se toma en cuenta la hidrología e hidráulica. En hidráulica, se debe recabar datos en lo concerniente a los parámetros a continuación:

##### **2.1.13.1. Formas de encauzamiento**

El sistema de encauzamiento tiene por objetivo proteger áreas de cultivo, poblaciones, infraestructura, industrias, etc. a fin de evitar el desborde del río y la erosión, ya sea por avenidas normales o extremas en función del desplazamiento del lecho del río. Terán, R. (1998).

### **2.1.13.2. Longitud y ubicación de encauzamiento**

Considerando la protección directa de la zona crítica, la recuperación de áreas de cultivo que forman parte del cauce por erosión, desplazamiento, y la amplitud de cauce que permita controlar el tirante de la máxima avenida, se determina la longitud necesaria y la ubicación del encauzamiento para cubrir las necesidades actuales; se considera los puntos críticos. Terán, R. (1998)

### **2.1.13.3. Sección estable o amplitud de cauce**

Se puede establecer una sección representativa para el río. Siendo recomendable en condiciones de valle, verificar el ancho estable, como el caso de zonas forestadas, y en base a esto efectuar los cálculos de otros parámetros. Terán, R. (1998)

### **2.1.13.4. Tirante y altura de encauzamiento**

Terán, R. (1998), indica que teniendo en consideración la avenida de diseño del proyecto, la pendiente promedio de la zona del proyecto, el coeficiente de rugosidad de Manning y la sección estable del río, se determina el tirante máximo.

### **2.1.13.5. Profundidad de socavación**

Terán, R. (1998), señala que para determinar la socavación se estima que el método propuesto por L.L. List Van Lebediev, es el que más se ajusta a los trabajos ejecutados en cauces naturales definidos. Es necesario evaluar la erosión máxima esperada, en una sección calculada para un caudal de diseño o máxima descarga.

Se tiene que, para suelos cohesivos y no cohesivos respectivamente, Ts:

$$t_s = \left[ \frac{at^{5/3}}{0,6 * \gamma^{1,18} * B} \right]^{1/(1+x)} \qquad t_s = \left[ \frac{at^{5/3}}{0,68 * Dm^{0,28} * B} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

at: valores de  $V_r$  (velocidad real), en m/s

$\gamma_s$ : peso específico del suelo seco que se encuentra a la profundidad  $H_s$ , en  $Tn/m^3$

B: coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia según el efecto de erosión

$D_m$ : diámetro medio, en m

x: exponente para material no cohesivo en función del diámetro característico

Entonces la profundidad de socavación ( $H_s$ ) en m, será:

$$H_s = t_s - t$$

Donde:

$t_s$ : tirante que corresponde a la profundidad a la que se desea evaluar la velocidad erosiva (m)

t: tirante normal (m)

## 2.2. ANTECEDENTES

Castillo & Medrano (2023), en su investigación “Análisis geomorfológico de las subcuencas Usumacinta y Grijalva en el sureste de México”, tiene como objetivo principal caracterizar la geomorfología de las subcuencas Grijalva y Usumacinta en el sureste de México usando sistemas de información geográfica (SIG) y una serie de parámetros morfométricos asociados a características generales, al relieve, a la red de drenaje y a la forma de estas subcuencas con la finalidad de analizar y comprender el comportamiento hidromorfológico. En consecuencia, los investigadores concluyen que entre ambas subcuencas existe un marcado contraste en lo relativo a la energía y a la capacidad y magnitud de la captación de agua de las subcuencas y de la red fluvial; por lo tanto, su comportamiento hidrológico y morfodinámico es parcialmente distinto.

Amaya & Estupiñan (2021) en su trabajo de grado “Estudio de Inundación en el Río Apulo en el Sector de San Antonio en el Municipio ee Anapoima, Cundinamarca, Mediante un Modelo Hidráulico-Hidrológico en el Software Hec-Ras” señala que:

Al obtener los resultados de la modelación hidráulica en la zona de estudio, para estimar la inundación fluvial en la zona de expansión del casco urbano, se realizó

la estimación de los caudales para los periodos de retorno de 50 y 100 años por medio de la caracterización hidrológica de la zona de interés, obteniendo un caudal para 50 años de 235.6 m<sup>3</sup> /s y para 100 años de 348.7 m<sup>3</sup> /s con el software HEC-HMS y por medio de la estimación de caudales por la distribución de valor extremo tipo Gumbel para un periodo de retorno de 100 años de 136.48 m<sup>3</sup> /s. Con estos caudales se realiza la simulación en el Software HEC-RAS.

Ramos, A. (2023) en su tesis de grado “Simulación hidrológica e hidráulica del río Yucay con fines de diseño de estructuras de control de inundaciones y defensas ribereñas en el sector Pamparque, distrito de Acos Vinchos - Huamanga - Ayacucho, 2020”. Concluye que; contando con la simulación hidrológica e hidráulica, se determinó la altura de socavación promedio (2.35m); y a su vez, la implementación de defensas ribereñas con gavión tipo I se rige como un elemento esencial en el control de las inundaciones, ofreciendo una solución ingeniosa y confiable para controlar los eventos extremos. Por otra parte, también recomienda que, como medida de solución a inundaciones la construcción de gaviones en las zonas críticas y/o identificadas del río. Esta medida proactiva busca mitigar potenciales daños que repercuten adversamente en la población, brindando una barrera de protección esencial que aporta la seguridad y resiliencia a la comunidad.

Saromo, J. (2022) en su investigación para tesis de grado “Diseño de defensas ribereñas para el modelamiento hidráulico del Río Bella, Localidad de Bella, Huánuco, 2022” concluye que: Obteniendo como dimensiones finales de la defensas ribereñas propuestas (Dique y Enrocado): B=7.98m, b=2.50m, H dique=2.70, h uña=1.20m, H total=3.90m y B uña=2.20m, el comportamiento del río mejoró considerablemente; y la modelación hidráulica ayuda a predecir el comportamiento del cauce fluvial frente al comportamiento de la variación de caudales y tránsito de sedimentos de la cuenca en estudio se necesitan parámetro de calibración para validar la información arrojada por ellos para así tener mayor confiabilidad y precisión de sus resultados.

Huaman & Quispe (2022) en su tesis de grado “Análisis hidrológico e hidráulico para la proyección de defensas ribereñas en el río Cañete sector puente Socsi, Lunahuaná” detalla que,

El análisis estadístico de las estaciones resultó ser consistentes y homogéneas, y la función que más se ajustó a dichas series fue Log Normal, partiendo de ello se obtuvo un tiempo de concentración de 16 h, Del análisis hidrológico se emplearon series históricas de precipitaciones máximas y totales de 25 años consecutivos desde el año 1995 al 2021, Se graficaron curvas IDF para periodos de retorno de 10, 25, 50, 150, 200 y 500 años. Se obtuvieron avenidas máximas de 1333.82 m<sup>3</sup> /s a 3151.75 m<sup>3</sup> /s para periodos de 10 a 500 años. Se utilizó un caudal de diseño de 2,459.75 m<sup>3</sup> /s considerando un periodo de retorno de 150 años, para la estructura proyectada. Las defensas ribereñas comparadas fueron el muro de gaviones de 5 niveles de tipo: cajas de 5 x 1 x 1 m y 5 x 1.5 x 1 m, tipo colchón de 5 x 3 x 0.6 m y muros de contención con una corona de 0.30 m, una altura de suelo a corona de 5.60 m y una base de 3.20 m. Con lo expuesto, concluye que resulta viable la proyección de defensas ribereñas en el tramo de estudio puesto que representa un óptimo diseño.

Garabito, A. (2020) en su tesis de grado “Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensa ribereña - caso quebrada Casitas-Bocapán Tumbes, 2020”. Concluye que: Para la estimación del caudal máximo se aplicó el método Creager, donde se obtuvo como resultado 1843.82 m<sup>3</sup>/s para un tiempo de retorno de 50 años. A su vez menciona que Creager es un método general con parámetros a utilizar a nivel nacional, el único dato que requiere es el área de cuenca y no considera datos de precipitación ni las características fisiografías de la cuenta; por lo tanto, los resultados difieren considerablemente respecto a los métodos estadísticos de frecuencia y la validación de los mismos; teniendo en cuenta además que son métodos empíricos, siendo prácticos para cuencas pequeñas. Por otra parte, también indica que con el método empírico de Izskowski a través de información de precipitación se logró elaborar una data histórica de 30 años, teniendo un caudal máximo de 661.08 m<sup>3</sup>/s en el año de 1998 y un caudal mínimo 29.10 m<sup>3</sup>/s en el año de 1996. Mediante el método de Manning se validó la información obtenida por Gumbel y Log Pearson III obteniendo un caudal de 615.95m<sup>3</sup>/s y 635.84 m<sup>3</sup>/s respectivamente.

### 3. MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1. LOCALIZACIÓN

El proyecto se realizará en la subcuenca de la Quebrada La Peña, donde se encuentra el centro poblado La Peña perteneciente al Distrito de San Jacinto, dicho Distrito colindante con margen izquierda de Río Tumbes.

##### 3.1.1. Ubicación Geopolítica

*Tabla 4: Ubicación geopolítica de la zona de estudio*

Región	Provincia	Distrito	Centro Poblado
Tumbes	Tumbes	San Jacinto	La Peña

##### 3.1.2. Ubicación geodésica

*Tabla 5: Ubicación geodésica de la zona de estudio*

PUNTO	COORDENADAS UTM WGS84 – ZONA 17S		
	ESTE	NORTE	ELEVACIÓN
Por el Norte	559615.00 m	9594958.00 m	39 m.s.n.m
Por el Sur	559634.00 m	9594427.00 m	
Por el Este	561207.00 m	9593986.00 m	
Por el Oeste	557993.00 m	9593653.00 m	

Fuente: Google Earth (2023)

**Figura 5:** Mapa de localización referencial de la zona de estudio



Fuente: Google Earth (2023)

## **3.2. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES**

### **3.2.1. Formulación De Hipótesis**

#### **3.2.1.1. Hipótesis general**

El caudal máximo estimado mediante el Método de Creaguer, será el valor empleado realizar el diseño hidráulico de defensas ribereñas en la Quebrada La Peña.

#### **3.2.1.2. Hipótesis específicas**

Las características geomorfológicas de la subcuenca de la Quebrada La Peña corresponden a una subcuenca alargada, de forma oval redonda, pendiente moderada y poca densidad de drenaje.

Mediante un modelamiento hidráulico con el software Hec-Ras se determinará los niveles de agua máximos y mínimos y la cuantificación de las áreas inundables en diferentes tiempos de retorno en la ribera de la Quebrada La Peña.

El diseño hidráulico de un muro engavionado podrá controlar de manera óptima el caudal máximo estimado en la Quebrada La Peña.

### **3.2.2. Identificación de variables**

#### **3.2.2.1. Variable Independiente**

Caudal máximo de diseño

#### **3.2.2.2. Variable Dependiente**

Diseño hidráulico de defensas ribereñas

### **3.3. TIPO DE ESTUDIO**

Con la estimación del caudal máximo y el propósito de realizar el diseño hidráulico de las defensas ribereñas en la Quebrada, y con esta misma investigación permita el control de la erosión y posibles inundaciones a futuro en la quebrada La Peña, se tiene un estudio del tipo Aplicativo.

### **3.4. DISEÑO**

El tipo de diseño que se obtiene es Diseño no experimental transversal, debido a que existirá la recopilación de información cartográfica, datos de precipitaciones, topografía LIDAR e información catastral sin haber realizado una alteración en el ambiente de la zona de estudio.

### **3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA**

#### **3.5.1. Población**

La población está comprendida por la diversidad de subcuencas hidrográficas que se encuentran dentro de la cuenca Tumbes.

#### **3.5.2. Muestra**

La muestra está establecida o conformada por la subcuenca hidrográfica de la Quebrada la Peña.

### 3.6. TÉCNICAS, PROGRAMAS E INSTRUMENTOS Y RECOLECCIÓN DE DATOS

#### 3.6.1. Técnicas

Las técnicas a utilizar serán mediante la técnica de observación y análisis de información sea primaria o secundaria en la zona de estudio (Cuenca de la Quebrada La Peña).

#### 3.6.2. Programas e instrumentos

**Tabla 6:** Programas e instrumentos para procesamiento de información

PROGRAMAS	
Programa	Uso
ArcGis 10.8	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Georreferenciación y delimitación de la cuenca</li> <li>- Extracción de datos para la determinación de los parámetros morfométricos de la cuenca de la Quebrada La Peña.</li> <li>- Modelamiento para análisis de inundación</li> <li>- Elaboración de mapas.</li> <li>- Elaboración de planos.</li> </ul>
Google earth	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Visualización de imágenes satelitales y obtención de situaciones en tiempo real</li> </ul>
MS Excel 2021	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Procesamiento de información obtenida de ArcGis 10.8.</li> <li>- Procesamiento de data histórica de precipitaciones.</li> <li>- Diseño de las características de la zona de estudio, sea curvas IDF, Curva Hipsométrica, etc).</li> <li>- Estimación del caudal máximo.</li> </ul>
Hidroesta 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Procesamiento estadístico de la data histórica de precipitación anual para la estimación del caudal máximo en base a los diferentes modelos estadísticos de distribución.</li> </ul>
Hec-Ras	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Desarrollo del modelamiento hidráulico en base al comportamiento de caudal máximo con diferentes tiempos de retorno.</li> </ul>
Geo Hec-Ras	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Exportación de secciones a SIG</li> </ul>
Civil 3D 2020	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Diseño de las secciones de la defensa ribereña en los puntos críticos en base a la topografía obtenida del DEM y a la vez del análisis del diseño hidráulico.</li> <li>- Elaboración de planos.</li> </ul>
INSTRUMENTOS	
Instrumentos	Uso

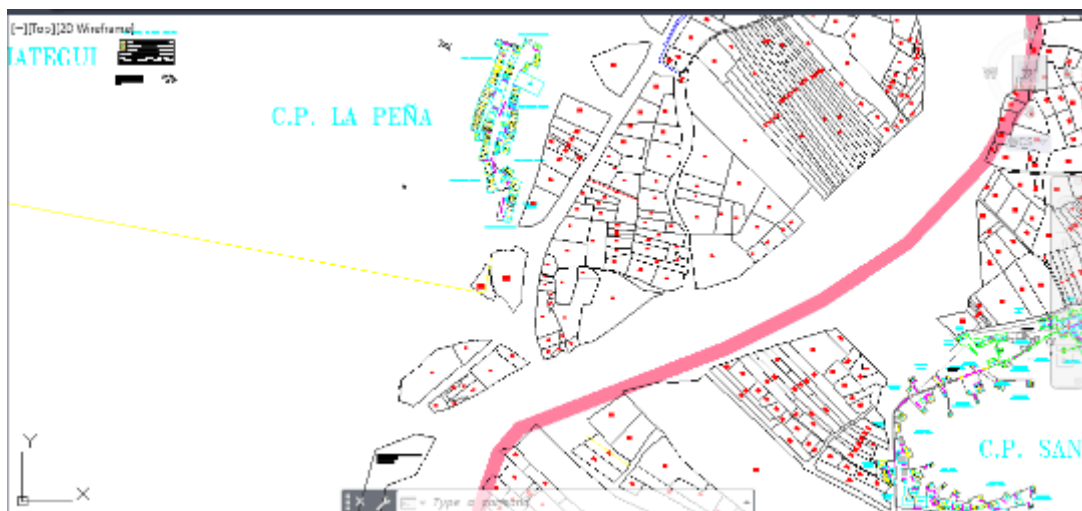
Laptop	- Procesamiento y almacenamiento de información necesaria para realizar el trabajo de investigación.
Libreta de apuntes	- Recopilación de información en diferentes visitas a la zona de estudio.
Celular Smartphone	- Registro fotográfico para la información a anexar en el trabajo de investigación

### 3.6.3. Recolección de datos

Como instrumentos de recolección en este estudio se usarán:

- Información cartográfica, un modelo digital de elevación (DEM), imagen espacial para el desarrollo de la delimitación de la zona de estudio. Obtención gratuita desde la página <https://eos.com/landviewer/>
- Información topográfica a través de un levantamiento en LIDAR por la entidad GEOCONSULTING INGENIEROS SAC para corroborar las características altimétricas y perfiles del terreno en puntos específicos.
- A través de la Entidad Proyecto Especial Binacional Puyango Tumbes (PEBPT), se recopilará la información como lo es la serie histórica de precipitaciones de la estación hidrometeorológica El Tigre. Entidad que actualmente es la que registra la información hidrometeorológica de dicha estación.
- Información catastral urbana y rural de la zona de estudios

**Figura 7: Base gráfica catastral Rural y Urbana del Centro Poblado La Peña**



**Figura 8: Información de Pmax 24 horas solicitado al PEBPT**

Ministerio de Desarrollo Agrario y Riego  
Proyecto Especial Binacional Puyango Tumbes

Estación El Tigre  
Departamento Tumbes  
Provincia Tumbes  
Distrito San Jacinto

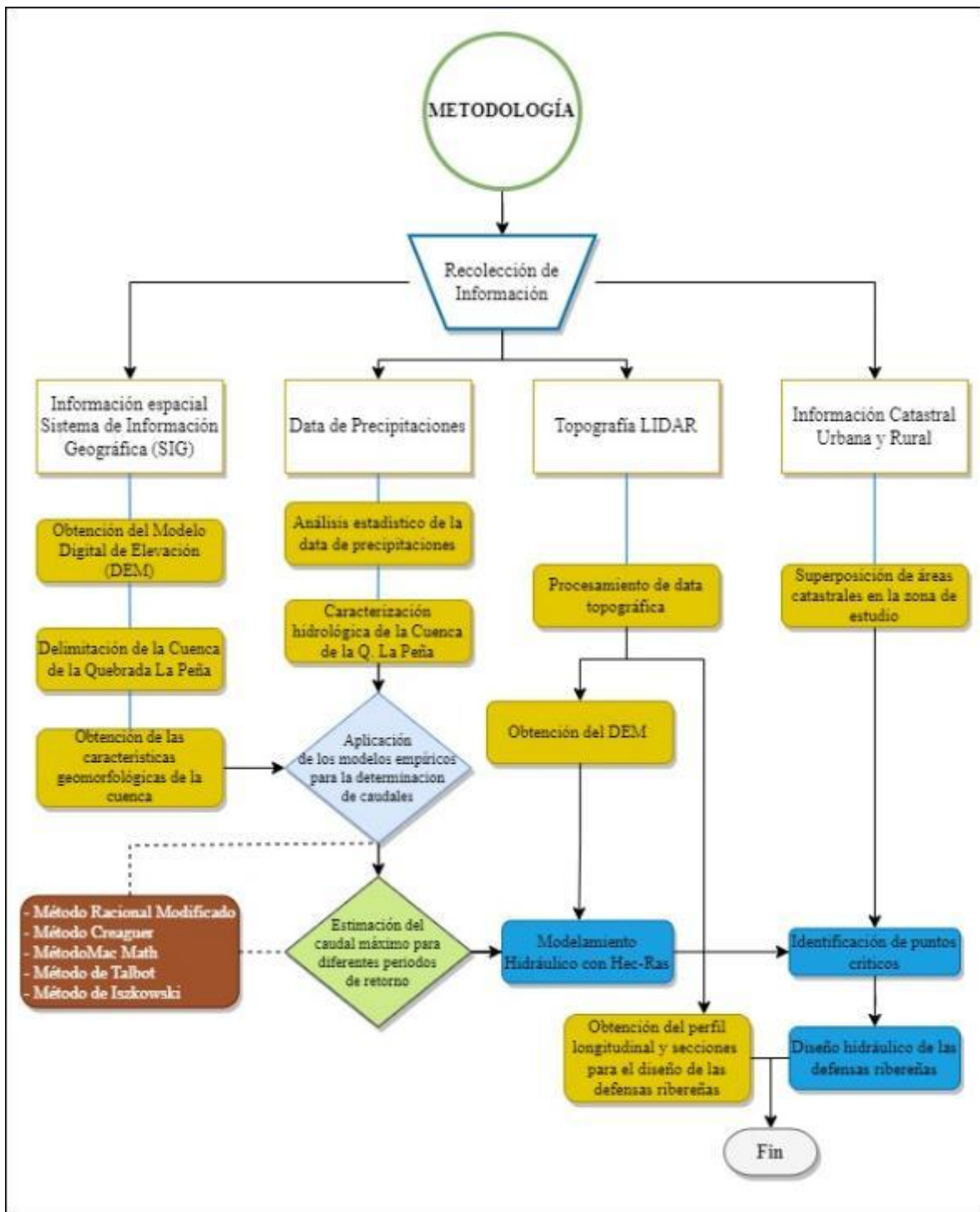
Longitud 80°27' W  
Latitud 3°46' S  
Altitud 40.0

PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	52.0	2.2	14.5	10.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1965	0.0	0.9	40.0	30.1	12.6	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0
1966	9.2	0.9	20.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.1	0.4	0.0
1967	14.2	36.2	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.6	0.0	0.0
1968	0.9	0.0	1.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1969	9.6	10.3	36.2	83.5	47.2	41.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
1970	35.0	59.8	4.0	0.0	19.5	0.0	0.0	0.0	0.0	22.9	0.0	0.0
1971	4.4	40.0	20.1	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1972	8.5	41.9	60.7	60.8	5.4	6.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	60.8	10.2	9.9	9.6	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6
1974	0.2	1.6	5.8	10.5	6.5	6.5	0.0	0.0	0.6	9.4	0.3	0.5
1975	8.9	10.2	60.3	19.1	1.6	0.6	2.2	5.5	1.5	1.8	1.6	0.0
1976	60.8	30.7	32.1	10.9	7.1	7.8	0.0	6.4	0.3	0.2	0.0	0.2
1977												
1978												
1979												
1980												
1981												
1982												
1983	56.0	104.1	101.6									
1984	0.0	40.1	21.8	15.5	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.7
1985	2.9	1.5	16.0	0.7	9.5	2.1	0.0	0.0	0.0	4.2	0.0	0.0
1986	25.3	28.4	4.2	37.6	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.9	3.1
1987	70.4	90.5	72.6	53.9	1.8	0.7	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	11.1
1988												
1989	60.2	95.5	16.0	12.3	0.0	4.7	0.0	0.0	0.0	0.6	0.6	0.0
1990	4.9	11.9	12.5	4.5	4.2	0.4	1.0	0.2	0.0	0.9	0.0	0.0
1991	5.4	20.5	21.3	3.0	3.0	1.0	0.4	0.4	0.0	0.3	0.6	14.7
1992	10.0	91.6	94.5	153.9	65.6	0.3	0.0	0.1	0.6	1.3	0.0	4.6
1993	3.9	79.6	39.7	42.0	19.0	3.2	2.3	0.8	0.4	9.4	0.0	3.2
1994	41.5	47.7	43.3	16.6	1.7	0.9	0.6	0.3	0.1	0.3	0.8	9.7
1995	44.4	16.2	17.9	1.6	17.5	0.0	1.4	0.8	0.0	0.0	3.7	6.2
1996	15.2	18.3	19.2	5.8	0.1	0.3	0.2	0.1	0.0	0.8	1.2	2.9
1997	7.2	9.2	25.3	65.6	12.5	8.0	1.3	0.5	9.4	3.8	62.5	120.2
1998	125.3	220.0	78.2	40.6	31.0	4.4	1.1	0.9	1.2	3.0	0.0	1.6
1999	4.0	74.6	42.7	111.8	21.7	0.5	0.9	0.5	1.2	0.2	0.0	4.6
2000	2.4	32.8	35.2	42.7	23.3	2.5	0.3	0.0	0.4	0.0	0.0	7.8
2001	16.6	22.7	68.5	32	5.2	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	5.0
2002	5.5	65.6	137.2	98.1	2.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.6	0.0	7.8
2003	36.5	18.5	19.5	4.2	0.2	2.1	1.2	0.9	0.3	0.0	0.0	8.0
2004	7.5	48.2	20.8	34.0	3.7	0.0	1.8	0.0	1.0	1.1	0.3	0.6
2005	0.6	12.4	48.2	12.7	0.1	0.0	0.0	0.7	0.0	1.2	1.2	2.7
2006	23.7	61.2	28.5	2.5	0.6	0.8	0.8	1.2	0.9	0.5	1.2	2.5
2007	70.2	4.6	15.0	15.0	0.7	0.0	0.8	0.6	0.8	0.5	1.8	2.2
2008	49.6	86.7	29.1	24.8	10.4	2.0	0.4	0.3	0.5	0.6	1.2	0.8
2009	56.2	56.2	26.1	2.7	1.5	0.6	0.2	1.1	0.6	0.3	0.3	0.3
2010	22	55.6	53.9	65.2	1.8	3.5	1.2	0.3	0.5	0.3	0.6	1.6
2011	19.2	26	2.2	50.2	0.3	0.7	0.5	0.1	0.3	0.4	0.5	2.4
2012	31.5	45	65.4	42.7	11.8	10.4	0.4	0.2	0.1	0.5	1.3	1.3
2013	6.3	21.8	46.5	3.8	1.2	0.5	0.6		0.2	1.5	0.1	
2014	24.1	25.4	7.7	2.1	1.5	1.3	0.5	0.6	0.7	3.8	0.5	13.8
2015	10.3	58.8	51.3	72.4	34.5	1.6	2.8	0.7	0.0	3.9	2.7	2.3
2016	9.6	173.4	87.5	41.5	0.3	5.1	0.0	0.5	0.0	0.4	0.6	4.9
2017	53.8	75.5	64.0	79.9	52.5	2.3	0.5	1.0	1.2	1.1	0.0	0.3
2018	19.4	29.5	3.5	0.5	14.2	0	0.3	0.5	0.5	0.3	0.8	42.0
2019	75.0	54.6	106.0	52.1	1.3	0.4	0.6	0.8	0.0	0.4	2.9	27.8
2020	8.5	39.7	48.5									
2021	16.8	12.3	71.3	19.5	10.2	1.4	0.1	0.4	0.2	2.0	1.6	3.5
2022	4.0	5.0	28.0	4.2	1.2	1.7	0.7	0.2	0.0	0.4	0.1	1.5
2023	79.2	10.2	93.8	56.7	23.7	1.5	1.1	0.6	0.2	3.7	1.1	6.5

### 3.7. PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO

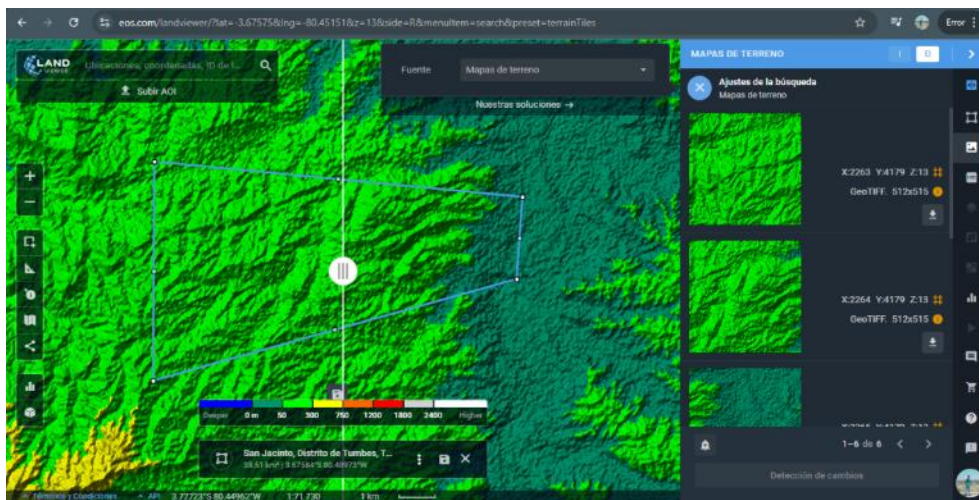
Figura 9: Diagrama de flujo del procedimiento metodológico



### 3.7.1. Obtención del Modelo de Elevación Digital (DEM)

A través de la plataforma (<https://eos.com/landviewer>) de EOS Data Analytics / LANDVIEWER se obtiene el DEM, añadiendo un Kml de la zona específica, consiguiéndolo en 6 cuadrículas de mapas de terreno además de manera georreferenciada en un formato “.tiff”

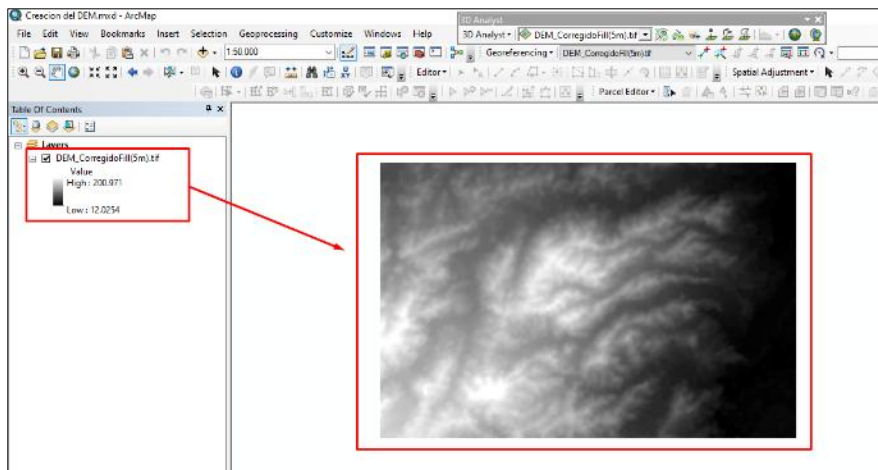
**Figura 10:** Portal de EOS Data Analytics - LandViewer



Fuente: EOS Data Analytics, Inc., (2024)

Ya obtenida la información, se insertarán a la plataforma de ArcGis/ArcMap y se utilizará la Herramienta de *ArcToolbox* para originar el mosaico de Raster como se muestra en la figura 14. (*ArcToolbox / Data Management Tools / Raster / Raster Dataset / Mosaic to New Raster*)

**Figura 11:** Inserción y creación del mosaico de Ráster con ArcMap

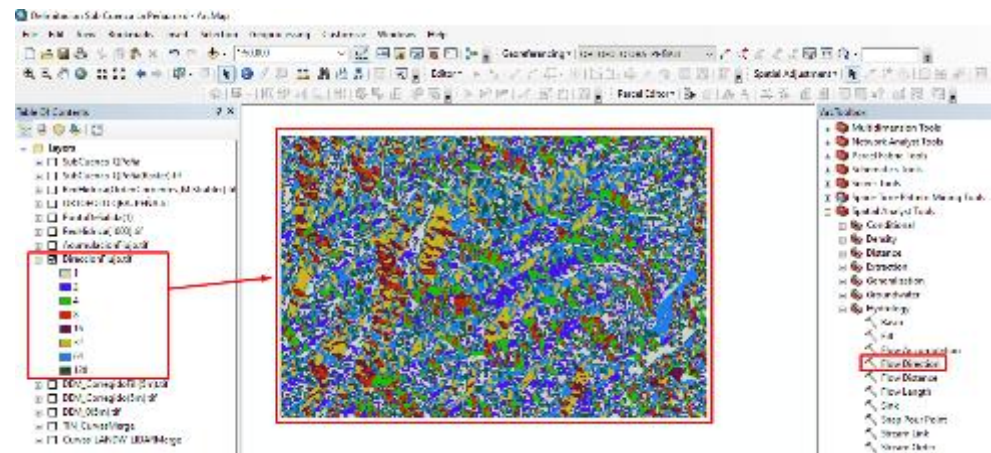


### 3.7.2. Delimitación de la Subcuenca de la Quebrada La Peña

Basándonos en las diversas herramientas que muestra ArcGis/Arcmap, de detalla el proceso para obtener la Delimitación a fin:

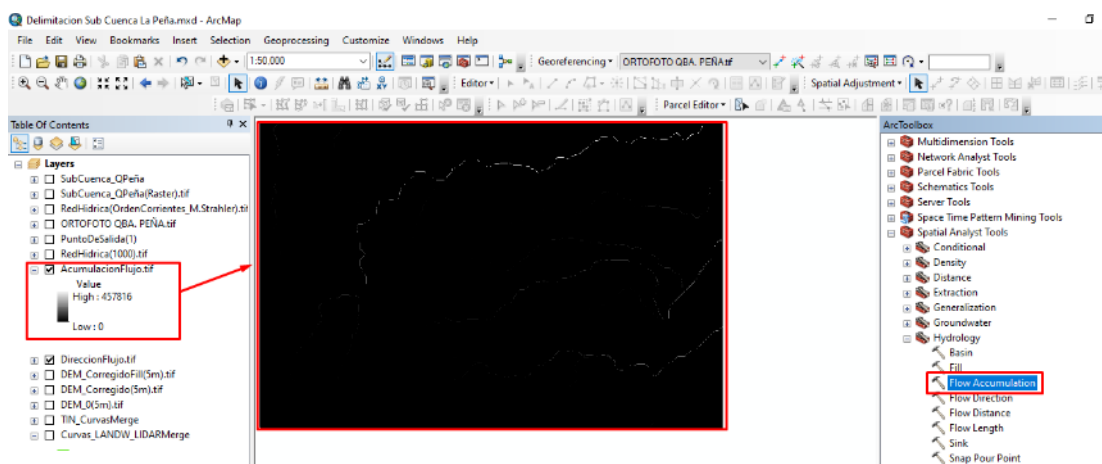
- Cálculo de la dirección de flujo: ArcToolbox / Spatial Analyst Tools / Hydrology / Flow Direction / “Insertar DEM” /

**Figura 12:** Resultado de la Herramienta Flow Direction en base al DEM



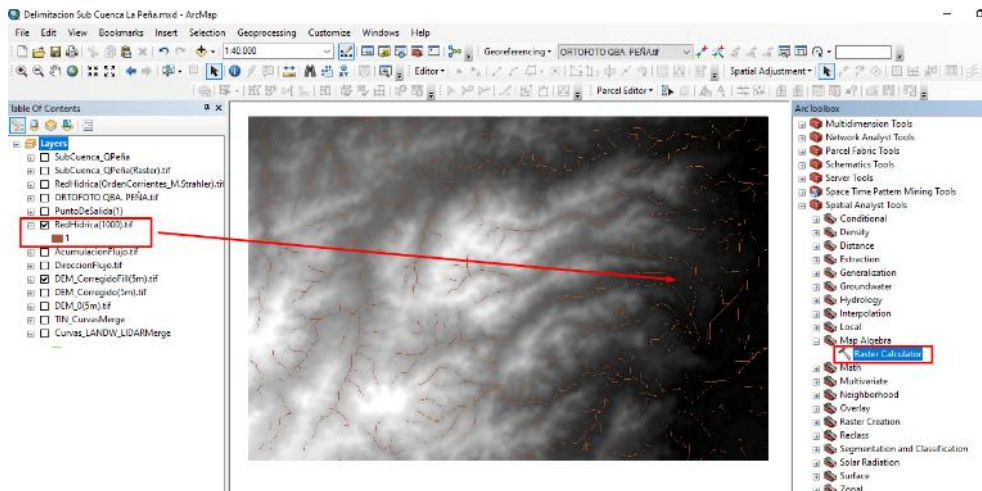
- Cálculo de acumulación de flujo: ArcToolbox / Spatial Analyst Tools / Hydrology / Flow Accumulation / “Insertar Raster del Flow Direction generado” /

**Figura 13:** Resultado de la Herramienta Flow Accumulation



- Cálculo de corrientes en base al DEM: ArcToolbox / Spatial Analyst Tools / Map Algebra / Ráster Calculator / Conditional / “Cond(“AcumulaciónDeFlujo”>1000,1)” /

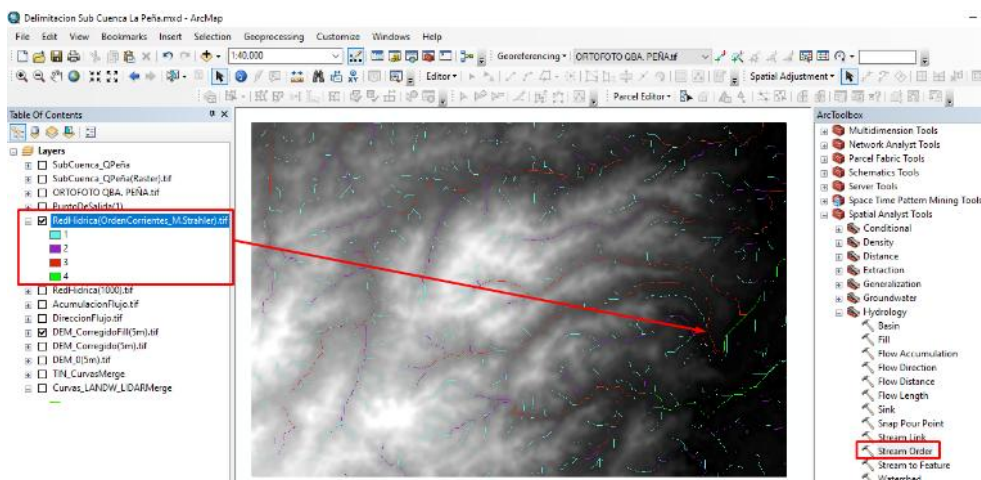
**Figura 14; Generación de corrientes en base al DEM**



Dato: La salida de clasificación de arroyos será de mayor calidad si el Ráster de arroyo de entrada y el ráster de dirección de flujo de entrada se derivan de la misma superficie.

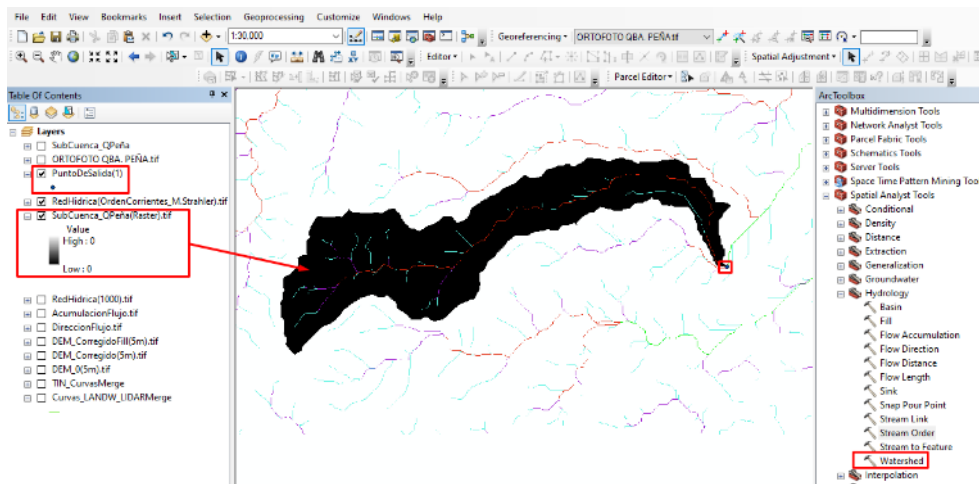
- Generación de orden de cauces que componen cada una de las corrientes: ArcToolbox / Spatial Analyst Tools / Hydrology / Stream Order / “Insertar Ráster del cálculo de corrientes generado” /

**Figura 15: Resultado de Orden de Corrientes por el método Strahler**



- Inserción de un punto de desfogue o aforo y obtención de la delimitación de la cuenca: ArcToolbox / Spatial Analyst Tools / Hydrology / Watershed /

**Figura 16:** Delimitación de la Subcuenca de la Quebrada La Peña con ArcGis/ArcMap

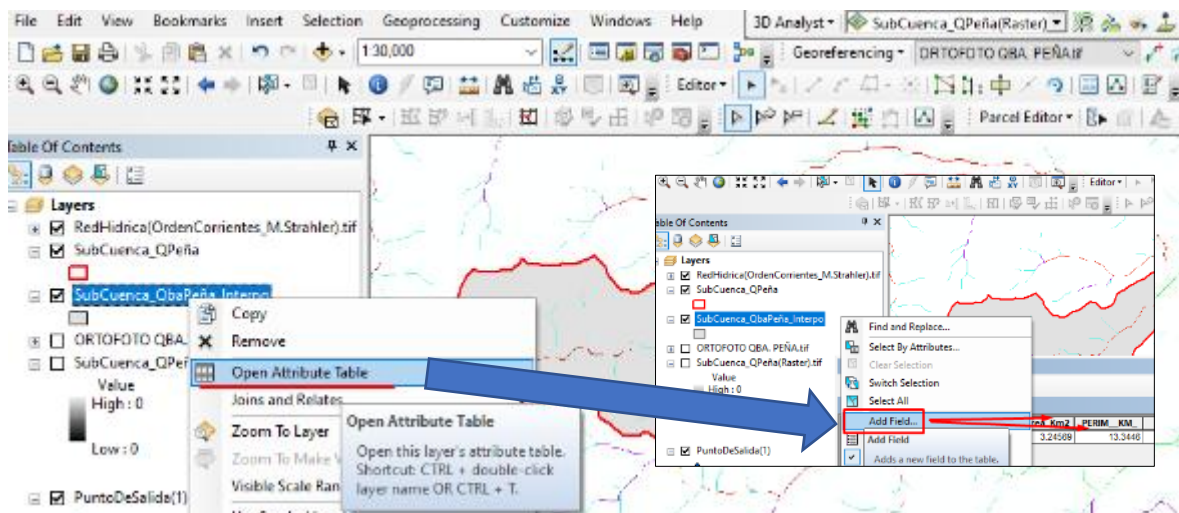


### 3.7.3. Características geomorfológicas de la Subcuenca de la Quebrada La Peña

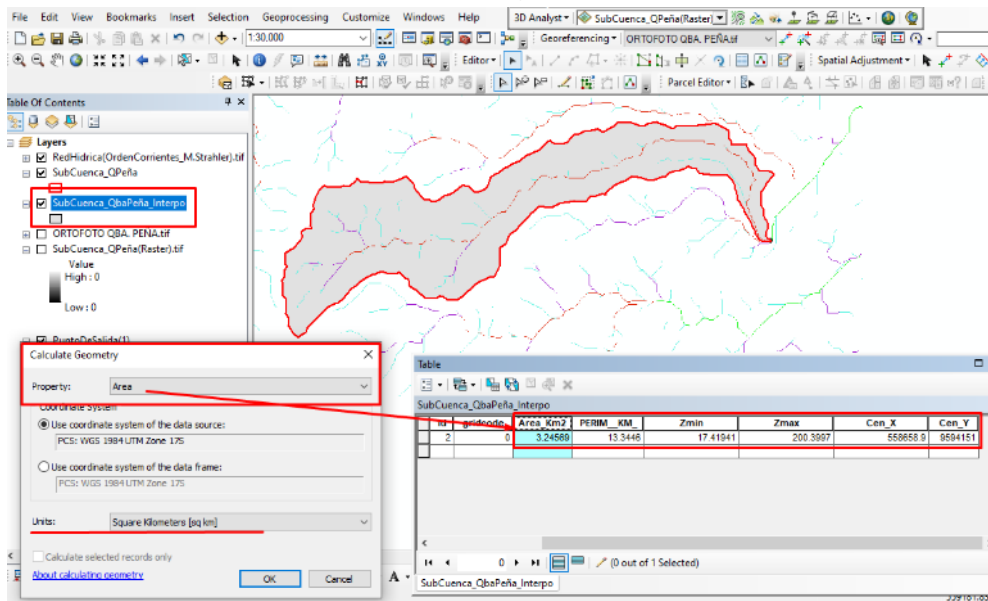
#### 3.7.3.1. Parámetros geométricos

Basándonos en las diversas herramientas que muestra ArcGis/ArcMap, Open Attribute Table (Tabla de Atributos) se generan estos parámetros realizados de la siguiente manera:

**Figura 17:** Herramienta Open Attribute Table y Add Field para creación de campos de cálculo



**Figura 18: Campos de parámetros geométricos**



### 3.7.3.2. Parámetros de forma, relieve y características de drenaje

A través de hojas de cálculos de MS Excel 2016, estos parámetros se calcularán previamente en base a la obtención de las características básicas de la subcuenca y herramientas necesarias de ArcGis/ArcMap

Por consiguiente, existirán variables y fórmulas matemáticas que, para determinar este tipo de características se utilizan los coeficientes que a continuación se describen:

- Factor de Forma (F)

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

Donde:

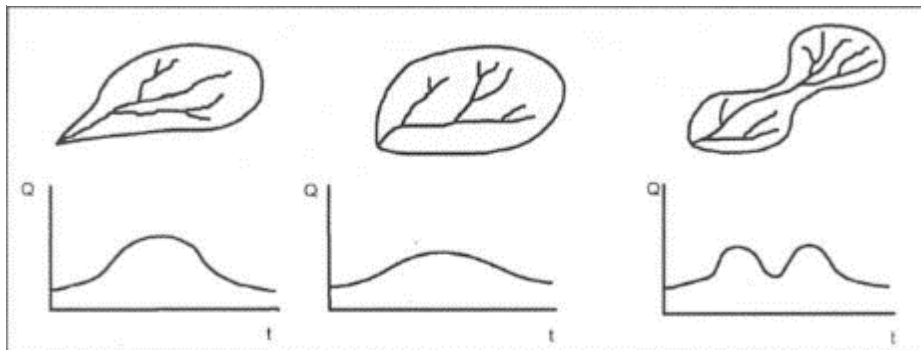
F= factor de forma. F>1: cuenca achatada, tendencias a ocurrencia de avenidas.

F<1: cuenca alargada, baja susceptibilidad a las avenidas.

A= área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

L= longitud axial de la cuenca, en Km.

**Figura 19:** Hidrógrafas para cuencas con la misma área y diferentes formas ante una lámina precipitada de igual magnitud.



Fuente: Guerrero, O. s.f., como se citó en Reyes et al., (2010)

- Índice de compacidad (K)

Gutiérrez, C. (2014), adjuntando el contexto menciona que de esa manera, entre mayor sea el coeficiente resultante, mas distante será la forma de la cuenca con respecto a una forma circular. Para valores cercanos o iguales a uno, la cuenca presenta mayor tendencia a crecientes o concentración de altos volumnes de agua de escorrentía

$$K = 0,28 * \left[ \frac{P}{\sqrt{A}} \right]$$

Donde:

K= factor de forma.

A= área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

P= perímetro de la cuenca, en Km.

Si:

K = 1: cuenca de forma circular

K > 1: cuenca de forma alargada, reducen las probabilidades de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el rio

- Rectángulo equivalente

Transformación geométrica que permite representar a una cuenca de forma heterogénea rectangular, teniendo misma área y perímetro e igual distribución de alturas. En este rectángulo las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor. Villón, M. (2002).

Si “l” y “L” son las dimensiones del rectángulo equivalente, se cumple que:

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right) \quad \wedge \quad l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$$

Donde:

L= longitud del lado mayor del rectángulo; l= longitud del lado menor

K= índice de Gravelious; A= área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

- Altitud media de la cuenca

A manera de cálculo Gutiérrez, C. (2014) menciona que, es el resultado de dividir la suma de los productos de la altitud media entre dos curvas de nivel consecutivas, por la superficie comprendida entre ambas curvas de nivel por la superficie total de la cuenca.

$$E_m = \frac{\sum a * e}{A}$$

Em: elevación media

a: área entre dos contornos

e: elevación media entre dos contornos

A: área total de la cuenca

- Pendiente media del cauce

Para su cálculo se consideras unos de los métodos como el de Taylor y Schwarz, donde considera que un río está formado por “n” tramos de igual longitud, cada uno de ellos con pendiente uniforme.

$$S = \left[ \frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{S_i}}} \right]^2$$

n: número de tramos iguales, en los cuales se subdivide el perfil

$S_1, S_2, \dots, S_n$ : pendiente de cada tramo, según  $S=H/L$

S: pendiente media del cauce;  $S_i$  y  $L_i$ : pendiente y longitud del tramo i

- Densidad de Drenaje

Su expresión se aplica de la siguiente forma

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

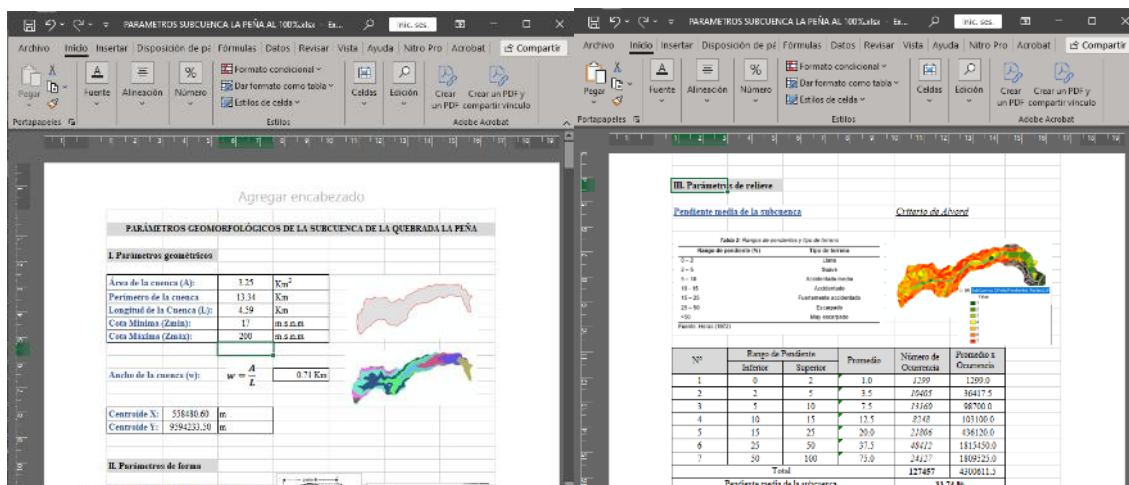
$D_d$ : densidad de drenaje

L: longitud total de las corrientes, en Km

A: área total de la cuenca, en Km<sup>2</sup>

La densidad de drenaje usualmente toma valores entre 0,5 Km/Km<sup>2</sup> o menos para cuencas con drenaje pobre y valores de 3,5 Km/Km<sup>2</sup> o más se considera una cuenca bien drenada. Monsalve, G. (1999).

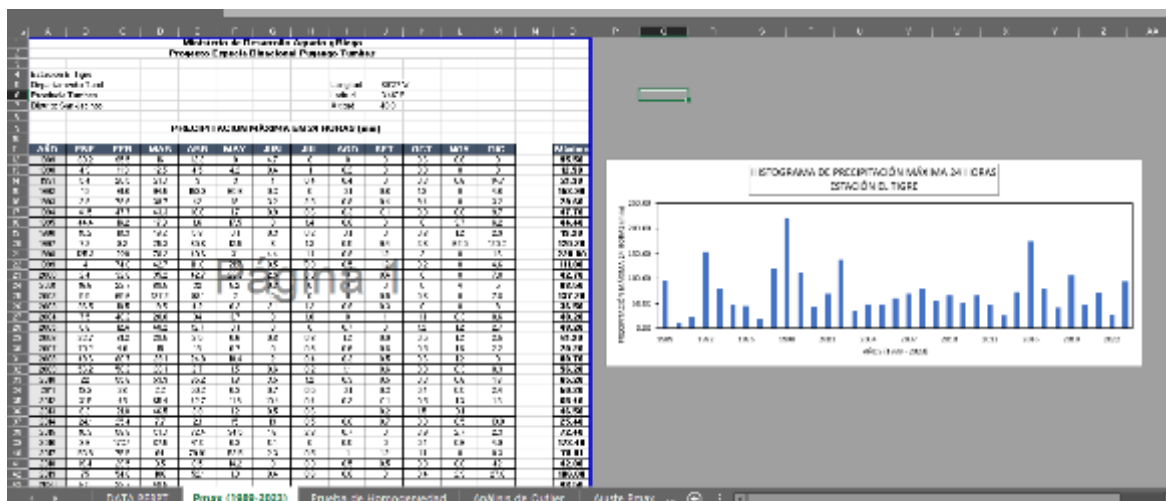
**Figura 20:** Hoja de cálculo de MS Excel 2016 para obtención de parámetros de la subcuenca



### 3.7.4. Datos de Precipitaciones

La recopilación de datos de precipitaciones máximas (mm) se realizó con un periodo de 35 años (1989 – 2023). Sucesivamente se realiza un tratamiento a estos datos recopilados para identificar variación alguna o valores alterados. Todo este proceso de realizo a través de MS Excel.

**Figura 21:** Análisis visual grafico de las precipitaciones máximas (1989 – 2023)



### 3.7.5. Tratamiento de la Información hidrometeorológica

- Prueba estadística de Homogeneidad

Al trabajar con datos máximos se establece realizar el tratamiento como una prueba no paramétrica, para este caso el Test de Helmer donde nos indica lo siguiente:

Método que consiste en analizar el signo de las desviaciones (+; -) de cada evento de la serie respecto a su valor medio, es decir:

$$S - C = \pm\sqrt{n-1}$$

$$S - C > \pm\sqrt{n-1} \rightarrow \text{Serie homogénea}$$

$$S - C < \pm\sqrt{n-1} \rightarrow \text{Serie no homogénea}$$

La no homogeneidad, es una de las causas de que se origine ciertos cambios a los que están expuestos la información hidrológica. Villón, M. (2006)

- Prueba de datos dudosos (Outlier)

De acuerdo a Guidelines For Determining - Flood Flow Frequency, Boletín 17B; se realiza la prueba de datos dudosos (Outlier) considerándose lo siguiente:

Para datos dudosos altos:

$$x_H = \bar{X} + k_n \cdot S$$

Para datos dudosos bajos:

$$x_L = \bar{X} - k_n \cdot S$$

Donde:

$x_H$ ;  $x_L$  = Umbral alto y bajo atípico en unidades de registro

$X$  = Logaritmo medio de los picos sistemáticos ( $X$ 's), excluyendo los eventos de inundación cero, los picos por debajo de la base del medidor y los valores atípicos detectados anteriormente

$S$  = Desviación estándar de la muestra;  $K_n$  = Valor  $K$  del Apéndice para el tamaño de la muestra " $n$ "

En esa metodología se tiene en cuenta las siguientes consideraciones:

Asimetría de estación es mayor que +0.4, se consideran primero las pruebas para detectar datos dudosos altos

Asimetría de estación es menor que -0.4, se consideran pruebas para detectar datos dudosos bajos

Cuando la asimetría está entre -0.4 y +0.4, deben aplicarse pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos antes de eliminar cualquier dato dudoso del conjunto de datos

**Figura 22:** Valores  $K_n$  para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra $n$	$K_n$	Tamaño de muestra $n$	$K_n$	Tamaño de muestra $n$	$K_n$	Tamaño de muestra $n$	$K_n$
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

*Fuente:* U. S. Water Resources Council, 1981. Esta tabla contiene valores de  $K_n$  de un lado con un nivel de significancia del 10% para la distribución normal.

Fuente: Te´Chow, (1994)

- Ajuste de valores de precipitación máxima

Para este procedimiento indica que, una vez obtenida las precipitaciones máximas en 24 horas verificadas mediante el análisis de confiabilidad, se efectúa la corrección de los valores multiplicándolos por un factor de seguridad de 1.13 de acuerdo a la recomendación que realiza la Organización Meteorológica Mundial (WMO, 1986), que toma en cuenta el número de lecturas en pluviómetro, que en el caso de las estaciones utilizadas se registran una vez al día.

**Tabla 7:** Ajuste de datos para intervalos de tiempo de observación fijos

Número de observaciones	1	2	3 - 4	5 - 8	9 - 24	>24
Factor de Ajuste	1.13	1.04	1.03	1.02	1.01	1

Fuente: Organización Meteorológica Mundial, (1994)

Para este tipo de ajuste de datos se considerará un factor de ajuste de **1.13**, ya que en la zona de estudio se encuentra en una región donde las lecturas son registradas una vez al día.

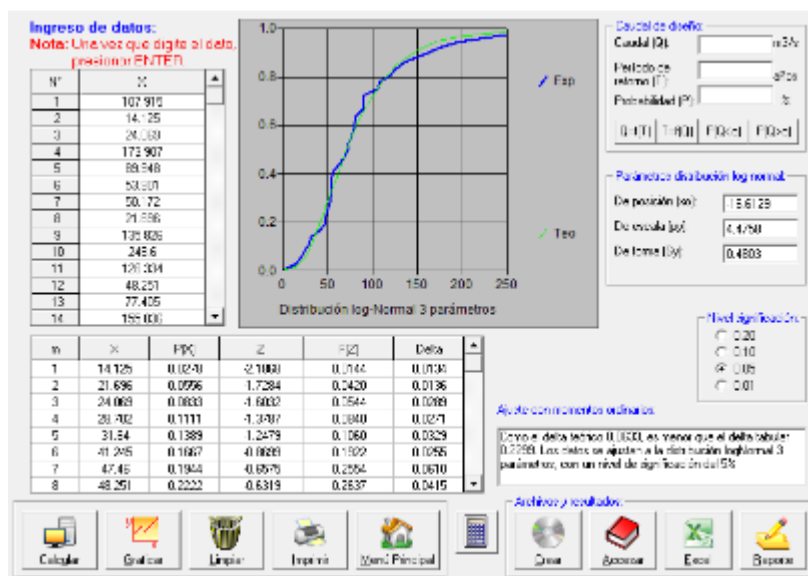
### 3.7.6. Análisis probabilístico de la información hidrometeorológica

#### 3.7.6.1. Modelos de Distribuciones probabilísticos

Para el desarrollo de los modelos de distribución seleccionados, se realizó mediante el software Hidroesta 2, con un tipo de ajuste de “Momentos lineales” y un nivel de significación de  $\alpha=0.05$ .

A través de este tipo de ajuste los parámetros estadísticos estimados con esta metodología son menos sensibles a valores extremos, por lo que permiten determinar la distribución teórica de probabilidad que mejor se ajusta a los datos analizados.

**Figura 23: Ajuste de datos de distribución con Hidroesta 2**



### 3.7.6.2. Prueba de bondad de ajuste (Smirnov – Kolmogorov)

Esta prueba compara las diferencias existentes entre la probabilidad teórica  $P(x)$  y la probabilidad empírica de los datos de la muestra  $F(x)$ , tomando el máximo valor absoluto de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo.

$$\Delta = \text{Max}[P_0(x) - P(x)]$$

- Función de probabilidad teórica (Weibull)

Si "n" es el total de valores y "m" el rango de un valor en una lista ordenada de menor a mayor (m=1 para el menor valor), la probabilidad de excedencia se puede obtener por medio de la fórmula de Weibull.

$P(x)$ : probabilidad empírica

$$P(x) = \frac{m}{n + 1}$$

**Tabla 8:** Valores críticos “d” para la prueba Smirnov - Kolmogorov

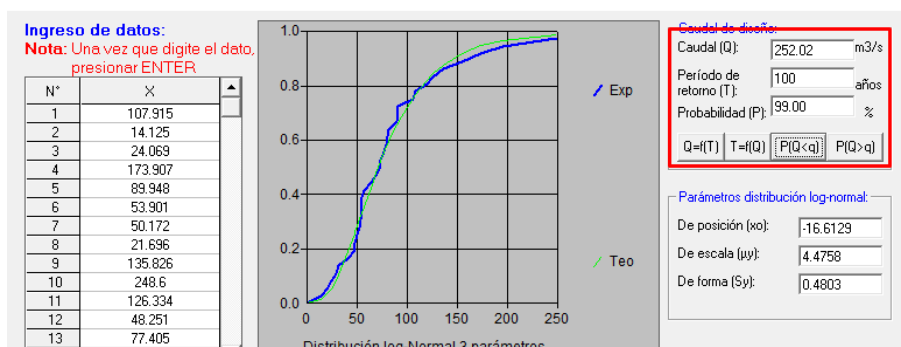
Tamaño de la muestra	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	<b>0.22</b>	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Aparicio (1999), como se citó en Ministerio de Transporte y Comunicaciones (2012).

### 3.7.6.3. Precipitaciones máximas anuales en diferentes tiempos de retorno

Con la contribución del software Hidroesta 2 y MS Excel se determinará la precipitación máxima en un periodo de retorno dado y respectivamente se indicará el comportamiento de estos mismos con una probabilidad de no excedencia, es decir  $P = 1 - F(Z)$

**Figura 24:** Calculo de Pmax en un tiempo de retorno dado con Hidroesta 2



### 3.7.6.4. Caracterización hidrológica de la sub cuenca

- Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

utilizando el método de Dick Peschke, las intensidades máximas pueden ser calculadas mediante esta metodología, que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima.

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Pd: precipitación total (mm); d: duración en minutos

P24h: precipitación máx 24 h (mm)

Siendo la intensidad a expresarse con la siguiente relación:

$$i = \frac{P_d}{d}$$

Por consiguiente, las curvas I-D-F indirectamente se determinan mediante la siguiente relación:

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

I: intensidad máxima; T: periodo de retorno (años); K,m,n: factores de regresión

t: duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (minutos)

- Tiempo de concentración (tc)

Las ecuaciones para calcular tc son las siguientes:

Método	Tc (minutos)
	$t_c = 0.01974 * L^{0.77} * S^{-0.385}$
Método de Kirpich (1940)	L: Longitud del canal principal desde aguas arriba hasta la salida, en (m) S: Pendiente promedio de la cuenca, en m/m

---

	$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^2}{H}\right)^{0.385}$
Método California Culverts Practice (1942)	L: Longitud del curso de agua más largo, en (m) H: Diferencia del nivel entre los puntos extremos del cauce principal, en (m)
	$t_c = \frac{58L}{A^{0.1} * S^{0.2}}$
Método Fórmula Australiana (1977)	L: Longitud del cauce principal, en (m) S: Pendiente del perfil del cauce principal, en m/Km A: Área de la cuenca, en Km2
	$t_c = 0.7035 * \frac{(11 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$
Método Federal Aviation Administration (1970)	C: Coeficiente de escorrentía del Método Racional L: Longitud del canal principal desde aguas arriba hasta la salida, en (m) S: Pendiente de la superficie, en m/m
	$t_c = \frac{0.0136 * L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}}$
Método Ecuación de retardo (1973)	L: Longitud hidráulica de la cuenca mayor trayectoria de flujo, en (m) S: Pendiente promedio de la cuenca, en m/m CN: Número de curva SCS

---

Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones (2012); Villón M. (2002).

**Figura 25: Coeficientes de escorrentía Método Racional**

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,50	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones (2012).

**Figura 26: Número de curva N para complejos hidrológicos de suelo cobertura (para condición de humedad antecedente II e  $I_a = 0.2s$ )**

Uso de la tierra	Cobertura		Número de Curva			
	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
Descuidado, en descanso, sin cultivos	Surcos rectos	----	77	86	91	94
Cultivos	Surcos rectos	pobre	72	81	86	91
	Surcos rectos	buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	buena	65	75	82	86
	Curv de nivel y en terrazas	pobre	66	74	80	82
	Curv de nivel y en terrazas	buena	62	71	78	81
Pequeños granos	Surcos rectos	pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	pobre	63	74	82	85
	Curvas de nivel	buena	61	73	81	84
	Curv de nivel y en terrazas	pobre	61	72	79	82
	Curv de nivel y en terrazas	buena	59	70	78	81
Sembríos, cereales, legumbres o sembríos en rotación	Surcos rectos	pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	buena	55	69	78	83
	Curv de nivel y en terrazas	pobre	63	73	80	83
	Curv de nivel y en terrazas	buena	51	67	76	80
Pastizales o similares		pobre	68	79	86	89
		regular	49	69	79	84
		buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	regular	25	59	75	83
	Curvas de nivel	buena	6	35	70	79
Pradera		buena	30	58	71	78
Bosques		pobre	45	66	77	83
		regular	36	60	73	79
		buena	25	55	70	77
		----	59	74	82	86
Patos	Cieno	----	72	82	87	89
	Superficie firme	----	74	84	90	92

Fuente: Villón M. (2002)

**Figura 27:** Clasificación hidrológica de los suelos

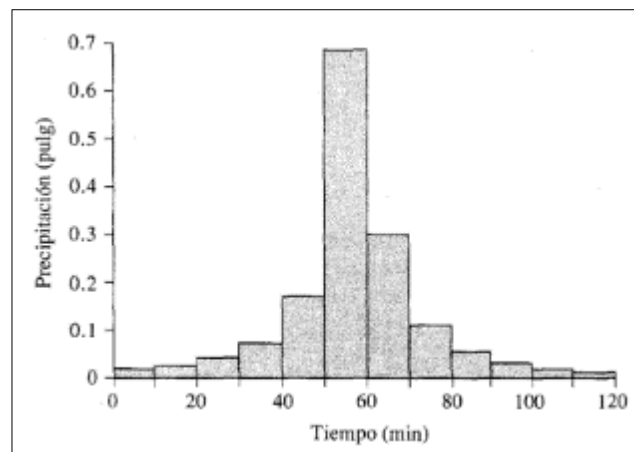
Grupo de suelos	Descripción
A	Son suelos que tienen altas tasas de infiltración (bajo potencial de escurrimiento) aún cuando están enteramente mojados y están constituidos mayormente por arenas o gravas profundas, bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
B	Son suelos que tienen tasas de infiltración moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión del agua.
C	Son suelos que tienen bajas tasas de infiltración cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo, o suelos con una textura que va de moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión del agua.
D	Son suelos de alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados y están formados mayormente por suelos arcillosos con un alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla o capa de arcilla en la superficie o cerca de ella y suelos superficiales sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión del agua.

Fuente: Villón M. (2002)

- Hietograma de diseño

Para el análisis de tormenta, se determinarán las variaciones que darán las condiciones del diseño hidráulico, ello se realizará a través del método de bloque alterno, método que nos facilita indicar a qué hora la precipitación adquirió su máxima intensidad y cuál fue el valor de este. Villón M. (2002)

**Figura 28:** Hietograma de diseño, método de bloque alterno



Fuente: Te'Chow, (1994)

### 3.7.6.5. Determinación de cuales máximos

- Método Racional Modificado

Siendo nuestro modelo de cuenca un drenaje natural con un área de 3,25 Km<sup>2</sup> y un Tc de 50 minutos; y siendo a metodología del MTC, (2012) se tiene:

$$Q = 0,278 * C * I * A * K$$

Esta ecuación a su vez, se condiciona a los siguientes parámetros:

**Tabla 9:** Ecuaciones empíricas de Tiempo de concentración

Parámetro	Ecuación
Tiempo de concentración	$T_c = 0.3 * \left( \frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$ <p>L: Longitud del cauce mayor, en Km S: Pendiente promedio del cauce mayor, en m/m</p>
Coefficiente de uniformidad	$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$ <p>Tc: Tiempo de concentración, en m.</p>
Coefficiente de simultaneidad o Factor reductor	$K_A = 1 - \left( \log_{10} A / 15 \right)$ <p>A: Área de la cuenca, en Km<sup>2</sup></p>
Precipitación máxima corregida sobre la cuenca	$P = K_A * P_d$ <p>Pd: Precipitación máx diaria, en mm Ka: Factor reductor</p>
Intensidad de precipitación	$I_{máx} = \frac{K * T^m}{t^n}$ <p>T: Periodo de retorno, en años t: Duración de la precipitación, en min K, m, n: factores de regresión</p>
Coefficiente de Escorrentía	$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2}$ <p>Pd: precipitación máx diaria, en mm Po: Umbral de escorrentía</p>

$$P_o = \left( \frac{5000}{CN} \right) - 50$$

Umbral de escorrentía

CN: Curva número, en base a condiciones hidrológicas y grupos hidrológico del suelo de la cuenca de estudio

Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones (2012); Villón M. (2002).

- Método Creaguer

Teniendo en cuenta que, con el apoyo de métodos regionales podemos estimar el caudal de diseño, considerando que nos encontramos en la “Región 1” de las constantes de regiones de cuencas – Perú.

Secuencialmente teniendo el área de la cuenca de estudio y determinar dicho caudal en diferentes tiempos de retorno (T), en años.

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \log T * A^{m*A^{-n}}$$

**Figura 29:** Región 1 del mapa de regionalización de avenidas del Perú



- Método Mac Math

Para la determinación del caudal de diseño, se consideran las características geomorfológicas de la cuenca y factores de escorrentía de la propia ecuación:

$$Q = 0.0091 * C * I * A^{4/5} * S^{1/5}$$

**Figura 30: Factor de escorrentía de Mac Math**

Vegetación		Suelo		Topografía	
Cobertura (%)	C <sub>1</sub>	Textura	C <sub>2</sub>	Pendiente (%)	C <sub>3</sub>
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0 - 0.2	0.04
80 - 100	0.12	Ligera	0.12	0.2 - 0.5	0.06
50 - 80	0.16	Media	0.16	0.5 - 2.0	0.06
20 - 50	0.22	Fina	0.22	2.0 - 5.0	0.10
0 - 20	0.30	Rocosa	0.30	5.0 - 10.0	0.15

- Método de Talbot

Para este método nos basamos Método en parámetros como factores de escorrentía (C1 + C2 + C3 + C4) (Figura 29); y características geomorfológicas de la cuenca

$$Q = 35,6 * K(C_1 + C_2 + C_3 + C_4)A^{1/2}$$

- Método de Iszkowski

Para la determinación del caudal en este método, nos apoyamos en las características de la cuenca como el factor de forma, área de la cuenca, índice de compacidad; y el análisis de la precipitación total anual promedio (P).

$$Q = m * C * P * A * 10^{-3}$$

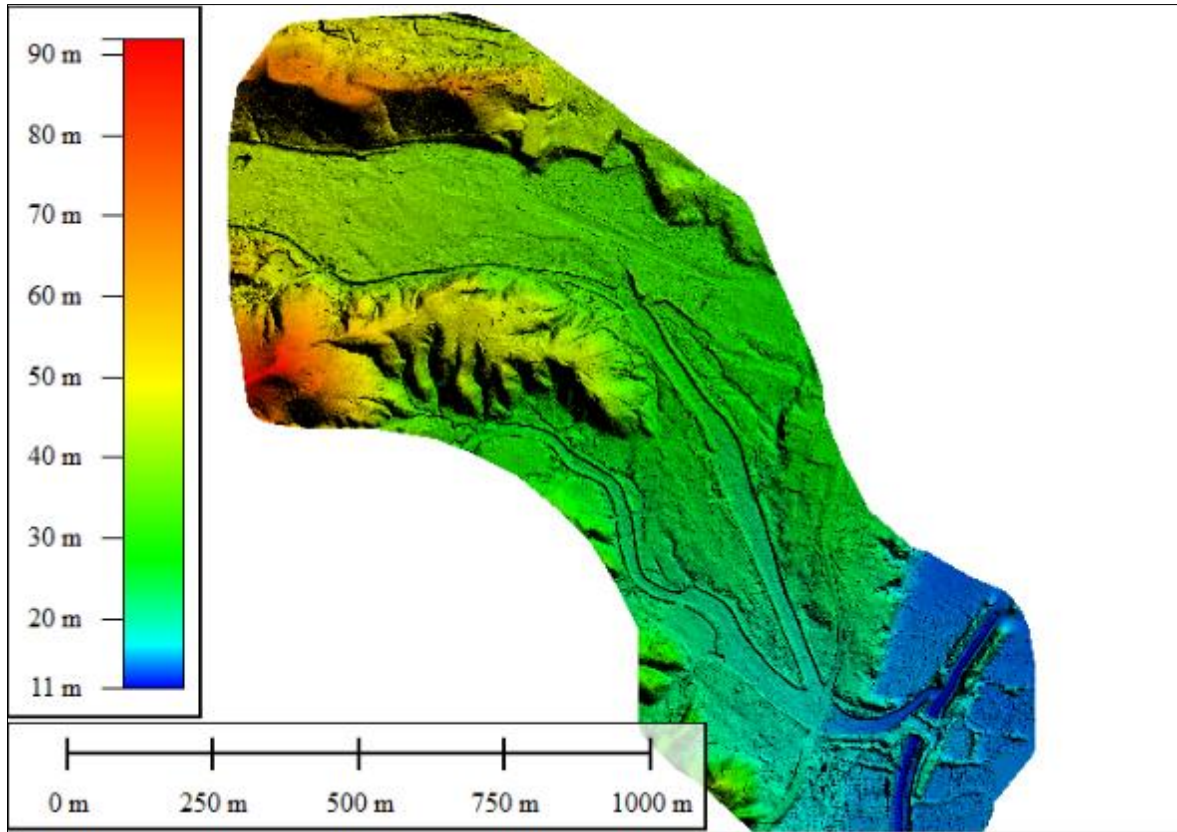
**Figura 31: Plantilla de hoja de cálculo para la determinación de caudales máximos a raves de métodos empíricos**

Método de Iszkowski			
Tordt, A. (1993) indica la ecuación de este método como:			
$Q_{max} = m * C * P * A * 10^{-3}$		A: Área de la cuenca, en Km <sup>2</sup>	C: Coeficiente de morfología de la cuenca en: factor del tamaño de la cuenca
Q = descarga máxima, en m <sup>3</sup> /s		P: Precipitación total anual promedio (mm)	
A) Área de la cuenca	B) Precipitación total anual promedio (mm)	C) Coeficiente de morfología	D) Factor de forma
Área de la cuenca A = 3.25 Km <sup>2</sup>	Precipitación (mm) P = 82.13	Índice de compacidad C = 2.07	Factor de forma m = 0.15
Por lo tanto, Descarga máxima de diseño (m <sup>3</sup> /s)			
$Q_{max} = m * C * P * A * 10^{-3}$		$Q_{max} = 0.09 \text{ m}^3/\text{s}$	

### 3.7.7. Información topográfica

En la construcción del modelo hidráulico se consideró un MDE (Modelo de Elevación Digital) obtenido a través de Topografía LIDAR

**Figura 32:** información topográfica a través de un MDE



A partir del levantamiento topográfico con coordenadas Geodésicas de tipo Orden C y otra lecturando de manera Auxiliar obtenemos una línea base, anclamos la superficie a un sistema de coordenadas específica con una proyección dada, ello para que el replanteo correspondiente pueda ubicar y definir una ejecución del mismo a futuro.

**Tabla 10:** Coordenadas geodésicas para levantamiento topográfico

Descripción	Coordenadas UTM – WGS84, Zona 17S		
	Norte (m)	Este (m)	Elevación (m)
TUM01029	9593594.007	560832.318	37.551
AUX-1	9595026.547	560151.055	68.750

### 3.7.8. Modelación hidráulica de inundaciones con HEC-RAS

Para el caso de este presente estudio, se realiza el modelado en régimen permanente, es decir, sin considerar la variación del flujo (caudal) en el tiempo (Tr)

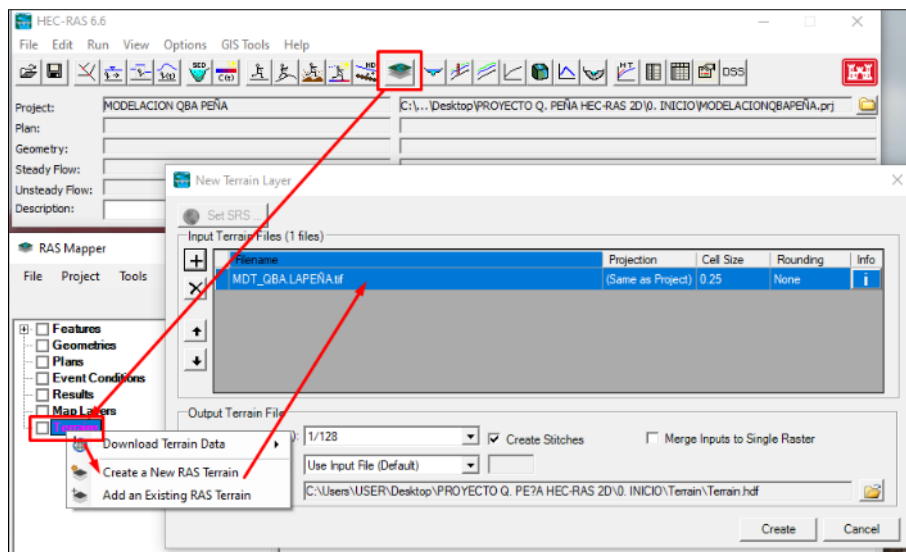
- Creación del proyecto

El proyecto se considera desarrollar en las unidades del Sistema Internacional

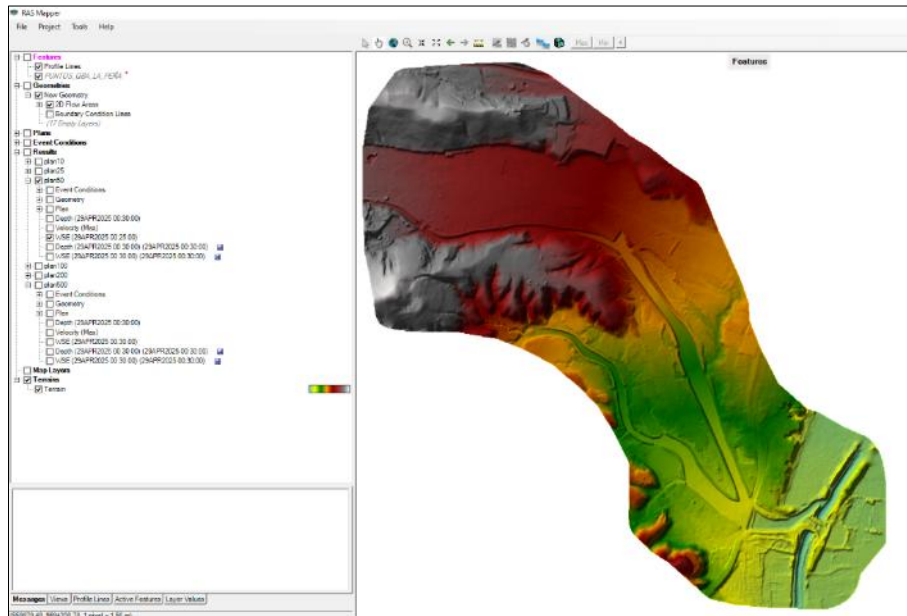
- Ingreso del MDE a HEC-RAS

Con la creación del proyecto, nos dirigimos a la ventana de RAS-MAPPER, por consiguiente: / *Create a New Ras Terrain / Terrain*

**Figura 33:** Proceso de ingreso de información MDE a software Hec Ras



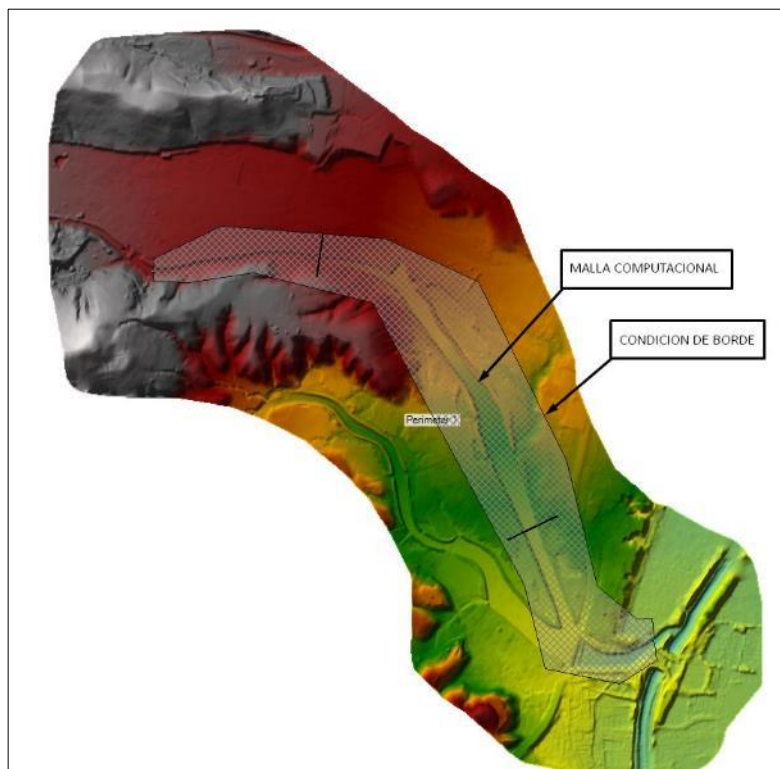
**Figura 34:** Visualización de MDE de zona de proyecto



- Creación de malla computacional 2D

Con la creación y generación de la malla computacional definimos las condiciones de borde sobre en las que se realiza el modelado, teniendo en cuenta que nuestra zona de estudio como condición es netamente la Quebrada La Peña

**Figura 35:** Malla computacional y condición de borde en zona de proyecto



- Ingreso de caudales y condiciones de contorno

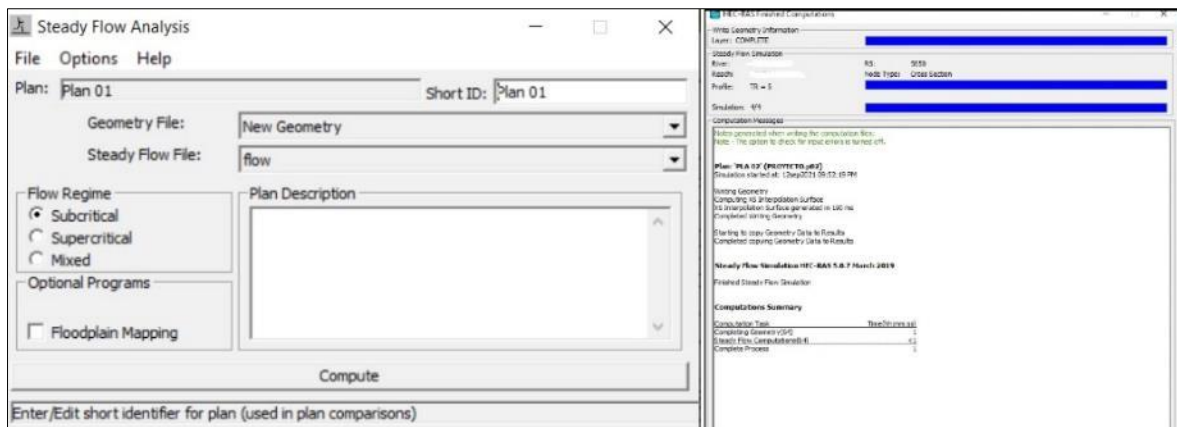
Considerando el flujo permanente, los parámetros hidráulicos con cambian con respecto al tiempo.

Se sabe que en un cauce natural encontramos que el flujo es no permanente, entonces ¿por qué considerar en Hec-Ras la modelación hidráulica con un flujo permanente? Para ello como respuesta es que los caudales máximos obtenidos en diferentes Tr, simularlos tal que el cauce y el conjunto en él soportaría o no dichos caudales de manera permanente.

- Creación del Plan

Con el proyecto ya definido, la geometría y las condiciones de flujo, se crea el plan con un régimen de cálculo mixto, que por consiguiente se computará todo el cálculo

**Figura 36:** Creación del plan de corrida y computación del modelo del proyecto



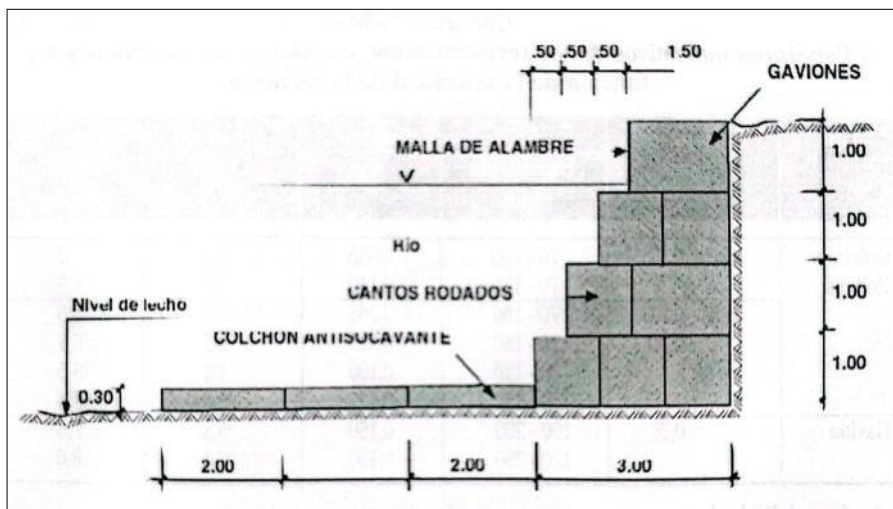
**Figura 37:** Modelo de inundación generado en base a condiciones del proyecto



### 3.7.9. Diseño hidráulico de defensa ribereña

Como medida estructural que se propone para el proyecto muros de gaviones en el tramo y/o puntos críticos específicos para el control de erosión e inundación. En esta fase metodológica se mostrará como se realizó el diseño y planteamiento de las características geométricas que son necesarias para determinar el diseño hidráulico de la estructura a fin.

**Figura 38:** Sección típica de muro de gavión y colchón antisocavante



Fuente: Vásquez, A. (2000)

### 3.7.9.1. Longitud y ubicación del encauzamiento

Para el control del tirante de la máxima avenida en un tiempo de retorno dado se indica un trazo con una longitud determinada y una ubicación que en base al encauzamiento cubra las necesidades de proteger ambos márgenes de la quebrada en los puntos críticos.

Para este caso, en el proyecto se define un trazo emplazado con la siguiente información:

**Tabla 11:** Longitud y ubicación del encauzamiento

Descripción	Coordenadas UTM WGS84 – 17S		Longitud (L)
	Este (X)	Norte (Y)	
Aguas arriba	560149.502	9594722.528	1285.67 m.
Aguas abajo	560999.369	9594017.105	

**Figura 39:** Visualización del eje de encauzamiento



### 3.7.9.2. Selección de periodo de retorno y caudal para el diseño hidráulico

Basándonos en el aspecto hidrológico, se tendrán en cuenta los siguientes parámetros:

- Periodo de Retorno para diseño de una defensa ribereña: 100 años. Que obedece a una vida útil de la infraestructura como mínimo de 25 años para una probabilidad de riesgo de 22 %.

### 3.7.9.3. Sección estable o amplitud del cauce

Método de Blench o Altunnin: se considera un régimen estable empelando la siguiente relación:

$$B = 1,81 * \sqrt{\frac{Q * F_b}{F_s}} \quad \wedge \quad H = 1.02 * \sqrt[3]{\frac{Q * F_s}{F_b^2}}$$

Donde:

B: Ancho medio de la sección (m)

H: Profundidad media (m)

Fb: Fator de fondo / 1,2 para material grueso /  $(D_m)^{1/3}$  para gravas

Fs: Factor de orilla / 0,2 para material ligeramente cohesivo

Q: Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)

**Tabla 12:** Valores de aproximados de Fb (Factor de fondo)

Factor de fondo	Valor Fb
Material grueso	1.2
Material fino	0.8
Gravas	0.5

Fuente: Terán, R. (1998).

**Tabla 13:** Valores aproximados de  $F_s$  (Factor de orilla)

Tipo de orilla	Valor de $F_s$
Orilla de barro y arena	0,10
Orilla de barro – arcilla – fangosa	0,20
Orilla de material muy cohesivo	0,30

Fuente: Terán, R. (1998).

Método de Simons y Henderson:

$$b = K_1 * \sqrt{Q}$$

Este método se considera según los rangos en que se tiene en cuenta los siguientes valores:

S: 0,06 – 10 % / Dm: 0,03 – 80 mm / Q: 0,15 – 250 m<sup>3</sup>/s

**Tabla 14:** Valores de  $K_1$  para trabajar con la fórmula de Simons y Henderson

Condiciones de fondo de río	$K_1$
Fondo de orillas de arena	5,7
Fondo de arena y orillas de material cohesivo	4,2
Fondo y orillas de material cohesivo	3,6
Fondo y orillas de grava	2,9
Fondo de arena y orillas de material cohesivo	2,8

Fuente: Terán, R. (1998).

#### 3.7.9.4. Tirante de máxima avenida y altura de encauzamiento

Teniendo en cuenta el caudal de diseño, pendiente promedio del proyecto, coeficiente de rugosidad (Manning) y la sección estable del río, se determina el tirante máximo mediante la relación:

$$Q = \frac{(A * R^{2/3} * S^{1/2})}{n}$$

Que, por consiguiente, para encontrar el tirante de máxima avenida:

$$H = h + B_L$$

$$e = V^2/2g = \quad \wedge \quad F = \frac{V}{\sqrt{g * \frac{A}{T}}}$$

Donde:

- H: Altura del dique (m)
- h: Tirante de la máxima avenida (m)
- B<sub>L</sub>: Bordo libre (m)
- V: Velocidad media del agua (m/s)
- g: Gravedad (m/s<sup>2</sup>)
- e: Energía de la velocidad (m)
- F: Número de Froude
- B: T, Ancho medio de la sección estable (m)

Por medio del número de Froude:

**Tabla 15:** Régimen de flujo según Número de Froude

Froude	Régimen
F > 1	Flujo supercrítico o rápido
F = 1	Flujo crítico
F < 1	Flujo subcrítico o lento

Fuente: Villón, M. (2007)

Cálculo del borde libre (B<sub>L</sub>):

Considerando un resguardo igual al valor de la energía, es decir:

$$B_L = e = V^2/2g$$

Teniendo otros criterios prácticos para designar el valor del bordo libre:

**Tabla 16:** Determinación del borde libre en relación con el caudal

<b>Caudal Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Bordo libre (m)</b>
Menores que 0,5	0,30
Mayores que 0,5	0,40

Fuente: Villón, M. (2007)

**Tabla 17:** Determinación del borde libre en relación con el ancho de solera

<b>Ancho de solera (B) (m)</b>	<b>Bordo libre (m)</b>
Hasta 0,80	0,40
0,80 – 1,50	0,50
1,50 – 3,00	0,60
3,00 – 20,00	1,00

Fuente: Villón, M. (2007)

Considerando la fórmula de Manning Strickler:

$$V_m = K_S * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$T = \left[ \frac{Q}{K_S * b_o * S^{1/2}} \right]^{3/5}$$

Donde:

V<sub>m</sub>: Velocidad media (m/s)

R: Radio hidráulico (m)

S: Pendiente (%)

K<sub>S</sub>: Coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural del río

En este caso la variable T = h, que indica el tirante de máxima avenida (m).

b<sub>o</sub> > 30m, valores de acarreo para secciones anchas.

**Tabla 18: Valores para  $K_s$**

Descripción	$K_s$
Lechos naturales de río con fondo sólido sin irregularidades	40
Lechos naturales de río con acarreo irregular	33 – 35
Lechos naturales de río con vegetación	30 – 35
Lechos naturales de río derrubio e irregularidades	30
Lechos naturales de río con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes de derrubios gruesos (piedra de tamaño de una cabeza) con acarreo inmóvil	25 – 28
Torrentes con derrubio grueso, con acarreo móvil	19 - 22

Fuente: BRETSCHEIDER, curso sobre regulación de ríos, como se citó en Vásquez Villanueva, A. (2000)

### 3.7.9.5. Profundidad de socavación

Método de List Van Lebediev, para fines determinados como puentes, defensas ribereñas entre otros.

$$H_s = t_s - t$$

Considerando una velocidad erosiva, se opera con suelos cohesivos:

$$V_e = 0,6 * (\gamma_s)^{1,18} * B * (t_s)^x$$

$$t_s = \left[ \frac{a * t^{5/3}}{0,6 * (\gamma_s)^{1,18} * B} \right]^{1/(1+x)}$$

Considerando para suelos no cohesivos:

$$V_e = 0,68 * (D_m)^{0,28} * B * (t_s)^x$$

$$t_s = \left[ \frac{a * t^{5/3}}{0,68 * (D_m)^{0,28} * B} \right]^{1/(1+x)}$$

$$a = \frac{Q}{b_o * t^{5/3}}$$

**Donde:**

- Hs: Profundidad de socavación (m)  
t<sub>s</sub>: Tirante que corresponde a la profundidad a la que se desea evaluar la velocidad erosiva (m)  
t: Tirante normal (m)  
γ<sub>s</sub>: Peso específico del suelo que se encuentra a la profundidad Hs (Ton/m<sup>3</sup>)  
B: Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia según el efecto de erosión  
Q: Descarga de diseño (m<sup>3</sup>/s)  
b<sub>o</sub>: Sección estable determinada (m)  
x: Exponente para material no cohesivo en función del diámetro característico  
D<sub>m</sub>: Diámetro medio (m)  
a: coeficiente

**Tabla 19: Coeficiente B para socavación**

<b>Probabilidad anual de que se presente el caudal de diseño (%)</b>	<b>Coeficiente B</b>
100	0,77
50	0,82
20	0,86
5	0,94
2	0,97
1	1,00
0,3	1,03
0,2	1,05
0,1	1,07

Fuente: Apuntes de hidráulica fluvial. Picandex Kreim, como se citó en Vásquez Villanueva, A. (2000)

**Tabla 20:** Pesos específicos y ángulos de fricción de suelos

<b>Clase de terreno</b>	<b><math>\gamma_s</math> (Ton/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Tierra de terraplén seca	1,40	37°
Tierra de terraplén húmeda	1,60	45°
Tierra de terraplén empapada	1,80	30°
Arena seca	1,60	33°
Arena húmeda	1,80	40°
Arena empapada	2,00	25°
Légamo diluvial seco	1,50	43°
Légamo diluvial húmedo	1,90	20°
Arcilla seca	1,60	45°
Arcilla húmeda	2,00	22°
Grava seca	1,83	37°
Grava húmeda	1,86	25°
Grava de cantos vivos	1,80	45°
Grava de cantos rodados	1,80	30°

Fuente: Apuntes de hidráulica fluvial. Picandex Kreim, como se citó en Vásquez Villanueva, A. (2000)

**Tabla 21:** Valores de  $x$  y  $1/(x+1)$

Suelos cohesivos			Suelos no cohesivos		
Peso específico (T/m <sup>3</sup> )	$x$	$1/(x+1)$	Dm (mm)	$x$	$1/(x+1)$
0,80	0,52	0,66	0,05	0,43	0,7
0,83	0,51	0,66	0,15	0,42	0,7
0,86	0,5	0,67	0,5	0,41	0,71
0,88	0,49	0,67	1	0,4	0,71
0,90	0,48	0,67	1,5	0,39	0,72
0,93	0,47	0,68	2,5	0,38	0,72
0,96	0,46	0,68	4	0,37	0,73
0,98	0,45	0,69	6	0,36	0,74
1,00	0,44	0,69	8	0,35	0,74
1,04	0,43	0,70	10	0,34	0,75
1,08	0,42	0,70	15	0,33	0,75
1,12	0,41	0,71	20	0,32	0,76
1,16	0,4	0,71	25	0,31	0,76
1,20	0,39	0,72	40	0,3	0,77
1,24	0,38	0,72	60	0,29	0,78
1,28	0,37	0,73	90	0,28	0,78
1,34	0,36	0,74	140	0,27	0,79
1,40	0,35	0,74	190	0,26	0,79
1,46	0,34	0,75	250	0,25	0,8
1,52	0,33	0,75	310	0,24	0,81
1,58	0,32	0,76	370	0,23	0,81
1,64	0,31	0,76	450	0,22	0,83
1,71	0,3	0,77	570	0,21	0,83
1,80	0,29	0,78	750	0,2	0,83
1,89	0,28	0,78	1000	0,19	0,84
2,00	0,27	0,79	0,7		

Fuente: Apuntes de hidráulica fluvial. Picandex Kreim, como se citó en Vásquez Villanueva, A. (2000)

## 4. RESULTADOS Y DISCUSIONES

### 4.1. RESULTADOS

#### 4.1.1. Determinación de las características geomorfológicas de la subcuenca de la quebrada La Peña

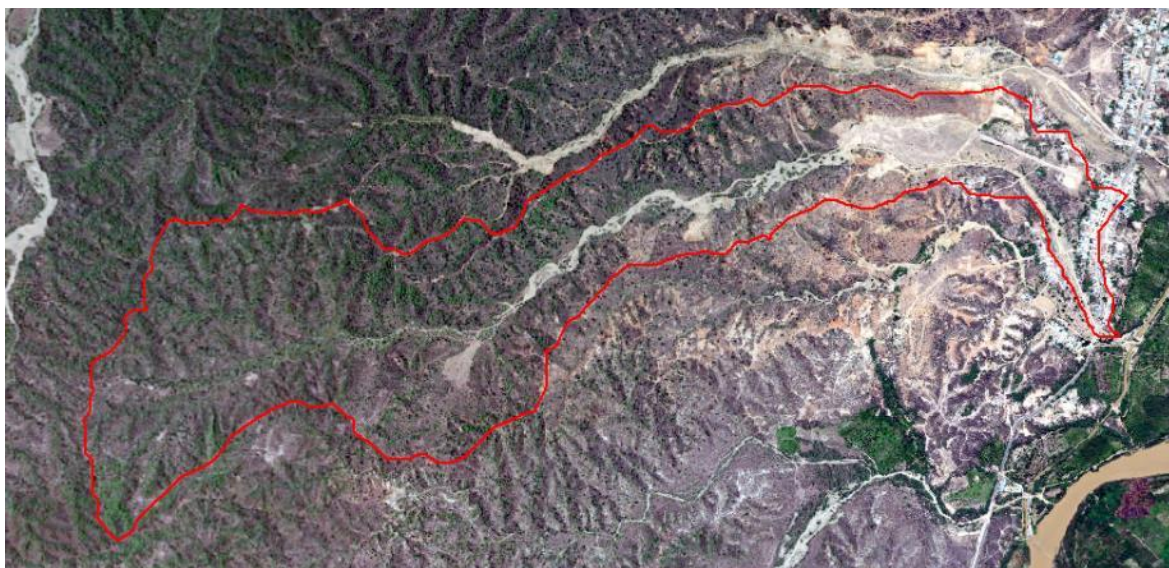
Realizando el procedimiento a través de ArcGis/ArcMap y realizando cálculos estadísticos y matemáticos a través de Hojas de cálculo de MS Excel 2016, los resultados que se muestran para la zona de estudio son los siguientes:

**Tabla 22:** *Parámetros Geomorfológicos de la Subcuenca de la Quebrada La Peña*

	<b>Parámetros</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
Geométricos	Área	Km <sup>2</sup>	3.25
	Perímetro	Km	13.34
	Longitud	Km	4.59
	Cota Mínima (Zmin)	m.s.n.m	17
	Cota Máxima (Zmáx)	m.s.n.m	200
	Ancho	Km	0.71
	Centroide X	m	558480.60
	Centroide Y	m	9594233.50
De Forma	Factor de forma	-	0.15
	Índice de Compacidad	-	2.07
	Rectángulo equivalente:		
	Lado Mayor	Km	6.14
	Lado menor	Km	0.53
	Relación de elongación (Re)	-	0.44

De Relieve	Pendiente media de la subcuenca	%	33.74
	Elevación media	m.s.n.m	101.49
	Altitud más frecuente	m.s.n.m	127.01
	Pendiente media del cauce	%	1.78
De la red de Drenaje	Longitud del Cauce Principal	Km	5.42
	Longitud total de Cauces	Km	12.58
	Cota Inicial del Cauce Principal	m.s.n.m	17
	Cota Final del Cauce Principal	m.s.n.m	116.55
	Orden de las corrientes	-	3
	Densidad de Drenaje	Km/Km <sup>2</sup>	3.88

**Figura 40:** Delimitación de la Subcuenca de la Quebrada La Peña

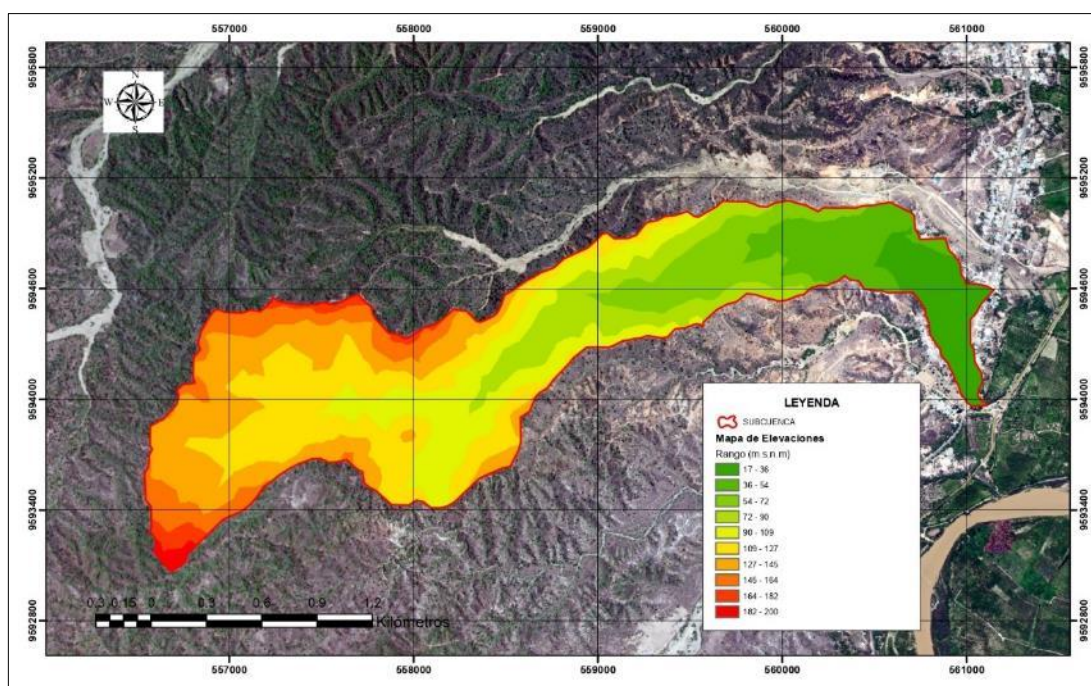


#### 4.1.1.1. Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes

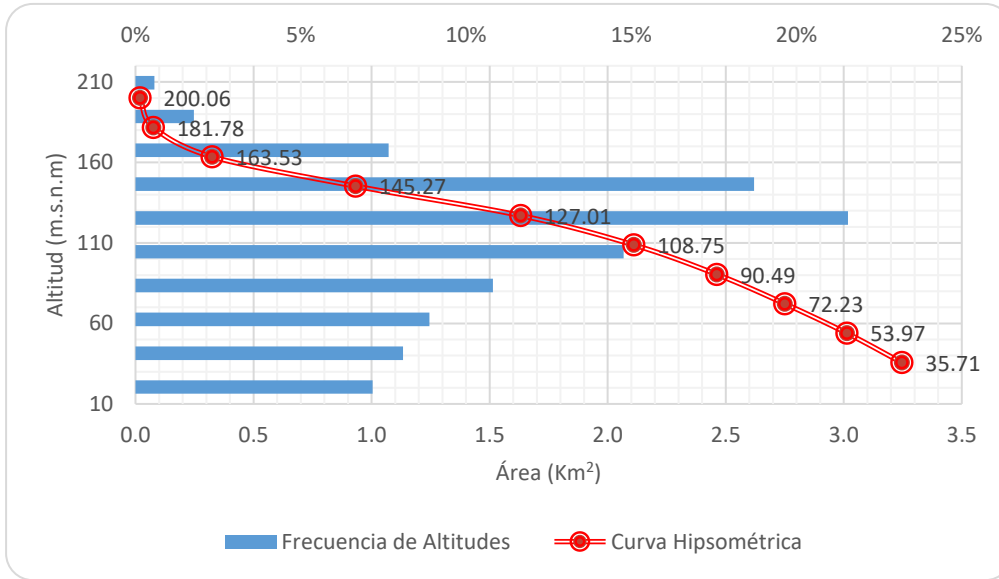
**Tabla 23:** Relación de valores de la curva hipsométrica

Cotas Mínimas (m.s.n.m)	Cotas Máximas (m.s.n.m)	Área Parcial (Km <sup>2</sup> )	Área Acumulada (Km <sup>2</sup> )	Área que queda sobre la superficie	% de área entre curvas de nivel	% de áreas sobre curvas de nivel
17	36	0.23	0.23	3.25	7.17 %	100.0 %
36	54	0.26	0.50	3.01	8.09 %	92.83 %
54	72	0.29	0.78	2.75	8.89 %	84.74 %
72	90	0.35	1.13	2.46	10.81 %	75.85 %
90	109	0.48	1.61	2.11	14.77 %	65.03 %
109	127	0.70	2.31	1.63	21.55 %	50.26 %
127	145	0.61	2.92	0.93	18.71 %	28.71 %
145	164	0.25	3.17	0.32	7.66 %	9.99 %
164	182	0.06	3.23	0.08	1.77 %	2.34 %
182	200	0.02	3.25	0.02	0.57 %	0.00 %
$\Sigma$		<b>3.25</b>			<b>100.0 %</b>	

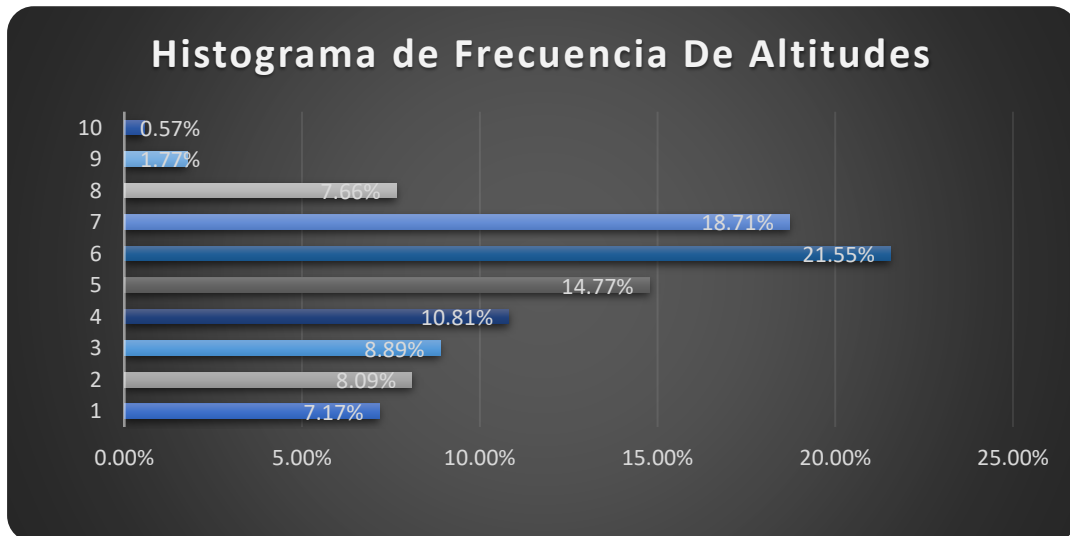
**Figura 41:** Mapa de elevaciones de la Subcuenca de la Quebrada La Peña



**Gráfico 1: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes**



**Gráfico 2: Comportamiento porcentual del Histograma de Frecuencia de Altitudes**

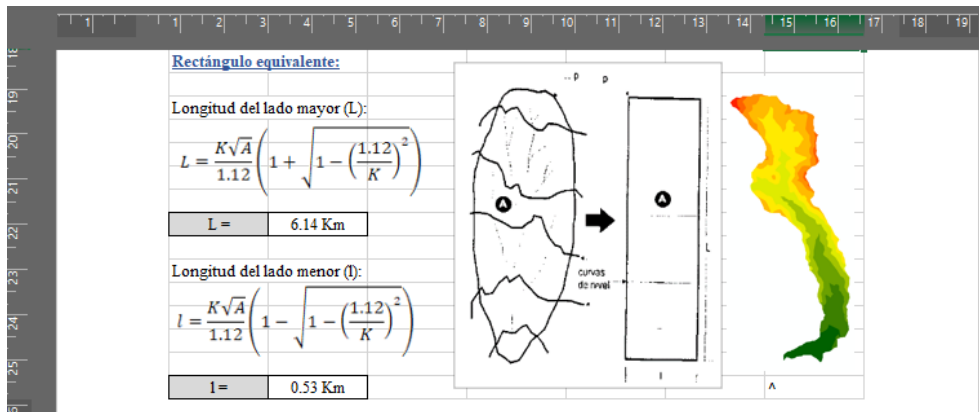


Evaluando de manera gráfica y a razón de cálculo nos permite detallar la variación altitudinal, siendo la altitud media de la subcuena 101.49 m.s.n.m. y una altitud frecuente de 127.01 m.s.n.m.

#### 4.1.1.2. Rectángulo Equivalente

Los resultados se muestran a raves de hojas de cálculo de MS Excel 2016, donde a su vez se parcializan las áreas  $A_i$  con lado mayor parciales  $L_i$ .

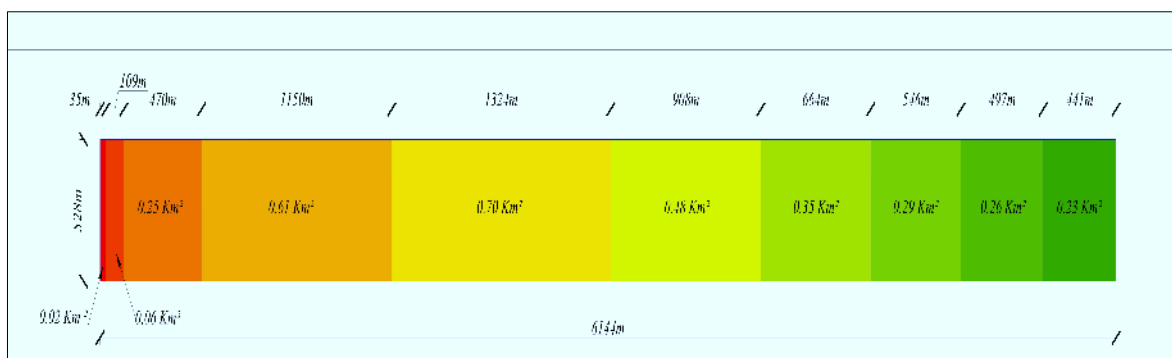
**Figura 42:** Calculo de lado mayor “L” y lado menor “l” del rectángulo equivalente



**Tabla 24:** Cálculos de los segmentos del lado mayor (Li)

N°	Cota Mínima	Cota Máxima	Ai (Km <sup>2</sup> )	Li (Km)
1	17	36	0.23	0.44
2	36	54	0.26	0.50
3	54	72	0.29	0.55
4	72	90	0.35	0.66
5	90	109	0.48	0.91
6	109	127	0.70	1.32
7	127	164	0.61	1.15
8	145	164	0.25	0.47
9	164	182	0.06	0.11
10	182	200	0.02	0.04
Σ			<b>3.25</b>	<b>6.14</b>

**Figura 43:** Rectángulo equivalente de la Subcuenca de la Quebrada La Peña

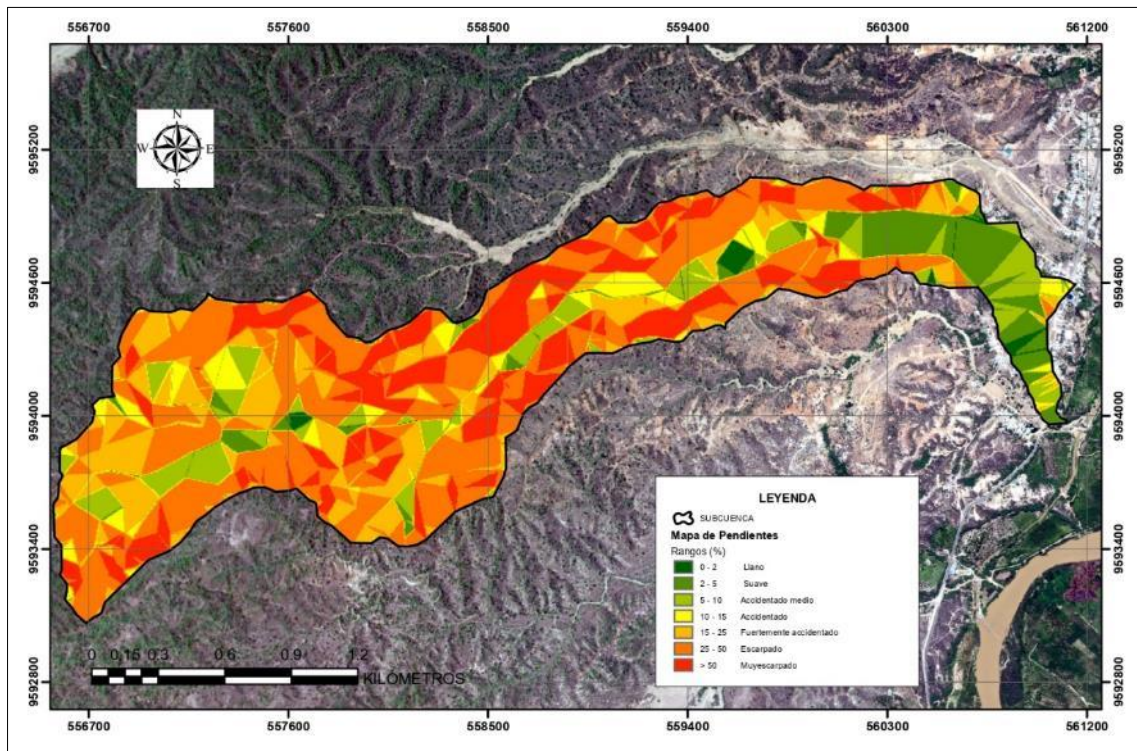


#### 4.1.1.3. Pendiente media de la Subcuenca

**Tabla 25:** Cálculo de la pendiente media de la Subcuenca de la Quebrada La Peña

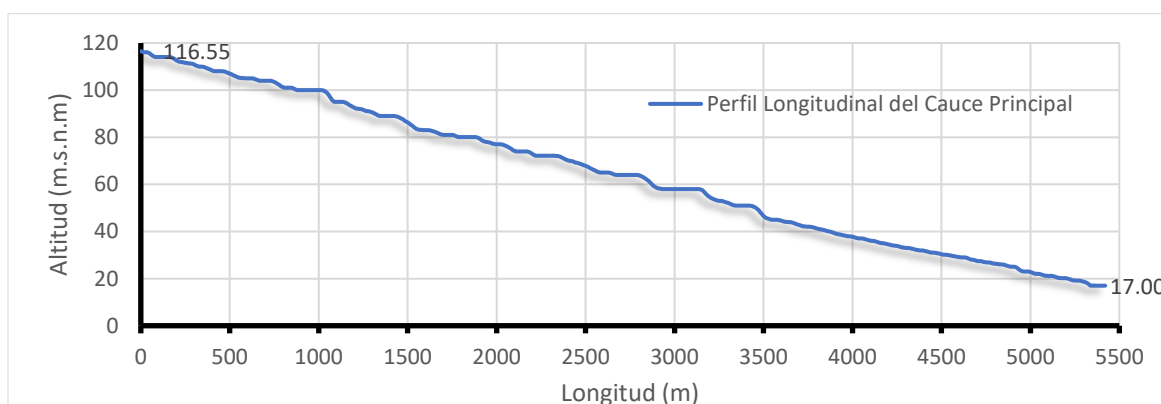
N°	Rango de Pendiente		Promedio	Número de Ocurrencia	Promedio x Ocurrencia
	Inferior	Superior			
1	0	2	1.0	1299	1299
2	2	5	3.5	10405	36417.5
3	5	10	7.5	13160	98700
4	10	15	12.5	8248	103100
5	15	25	20.0	21806	436120
6	25	50	37.5	48412	1815450
7	50	100	75.0	24127	1809525
Total				127457	4300611.5
Pendiente media de la Subcuenca				<b>33.74 %</b>	

**Figura 44:** Mapa de Pendientes de la Subcuenca de la Quebrada La Peña



#### 4.1.1.4. Perfil Longitudinal del cauce principal

**Gráfico 3:** Perfil longitudinal del cauce principal de la Subcuenca de la Quebrada La Peña

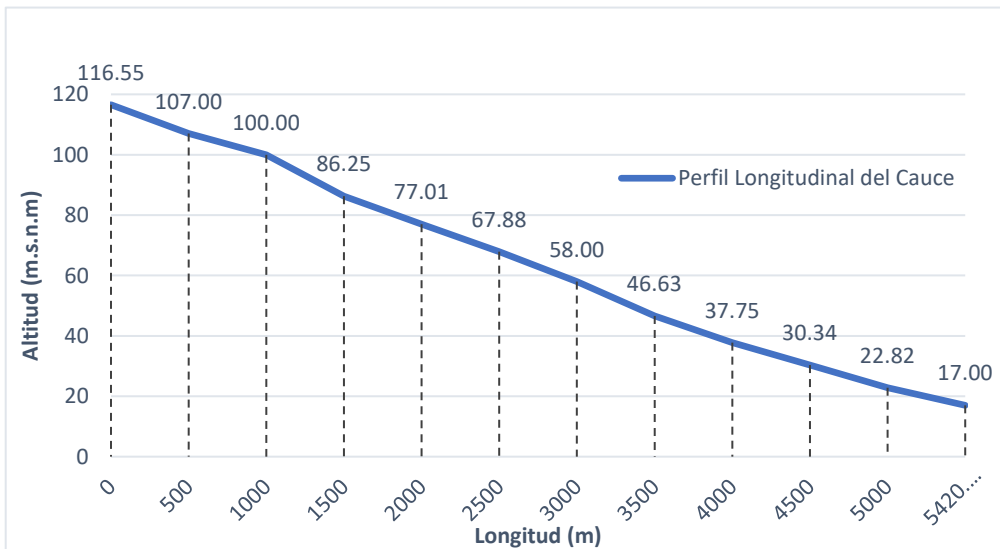


#### 4.1.1.5. Pendiente del cauce principal

**Tabla 26:** Calculo de la pendiente media del cauce principal – Método de Taylor y Schwarz

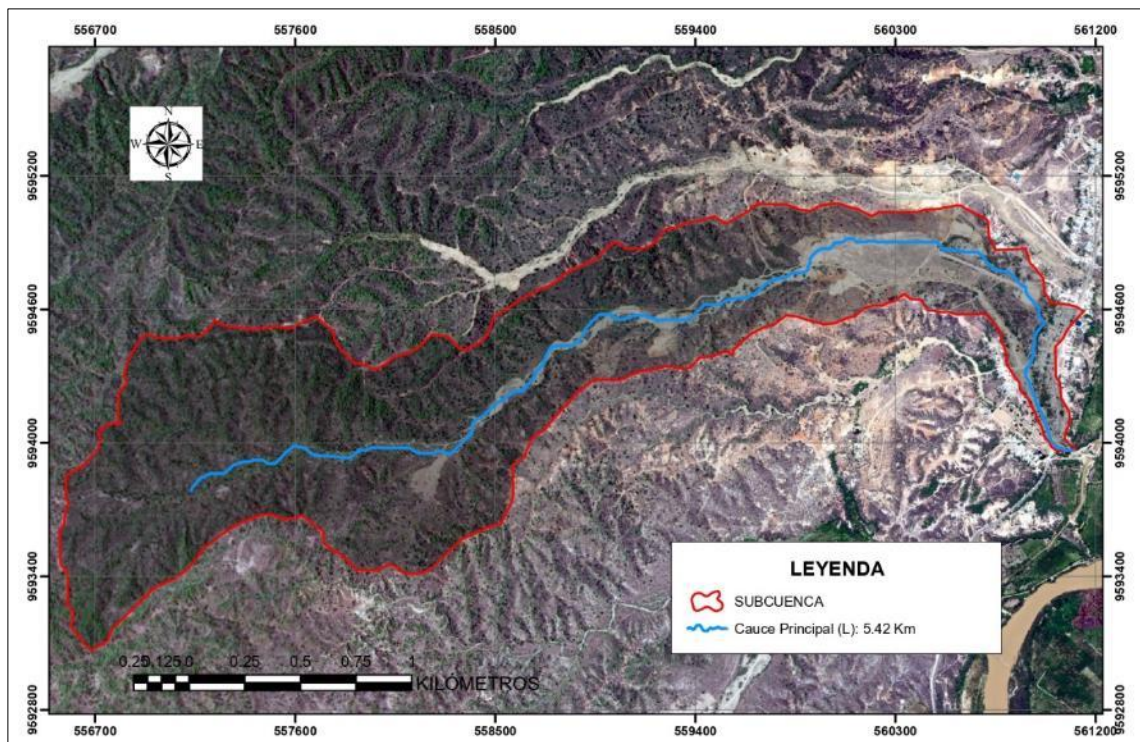
Progresiva (Km)	Longitud (m)	Long. Acum. (m)	Cota (m.s.n.m)	Desnivel	S	$\frac{L}{\sqrt{S}}$
0+000	0	0	116.55	0	0	0
0+500	500	500	107.00	9.55	0.0191	3617.10
1+000	500	1000	100.00	7.00	0.0140	4226.56
1+500	500	1500	86.25	13.75	0.0275	3015.39
2+000	500	2000	77.01	9.25	0.0185	3676.64
2+500	500	2500	67.88	9.12	0.0182	3702.05
3+000	500	3000	58.00	9.88	0.0198	3556.11
3+500	500	3500	46.63	11.37	0.0227	3315.67
4+000	500	4000	37.75	8.88	0.0178	3752.83
4+500	500	4500	30.34	7.41	0.0148	4106.15
5+000	500	5000	22.82	7.53	0.0151	4075.59
5+421	421	5421	17.00	5.82	0.0138	3578.92
$\Sigma=$	<b>5421</b>					<b>40623.01</b>
Pendiente media del cauce principal						<b>1.78 %</b>

**Gráfico 4:** Perfil del cauce principal en 11 tramos de longitud – Método Taylor



Extrayéndose el perfil longitudinal de la quebrada La Peña, definido a través de técnicas de GIS, a partir del cual se muestra que cuenta con una longitud total de 5.421 km, con una pendiente media del 1.78 %, en la cual la altura varía entre los 116.55 hasta los 17 msnm.

**Figura 45:** Mapa de cauce principal de la Subcuenca de la Quebrada La Peña

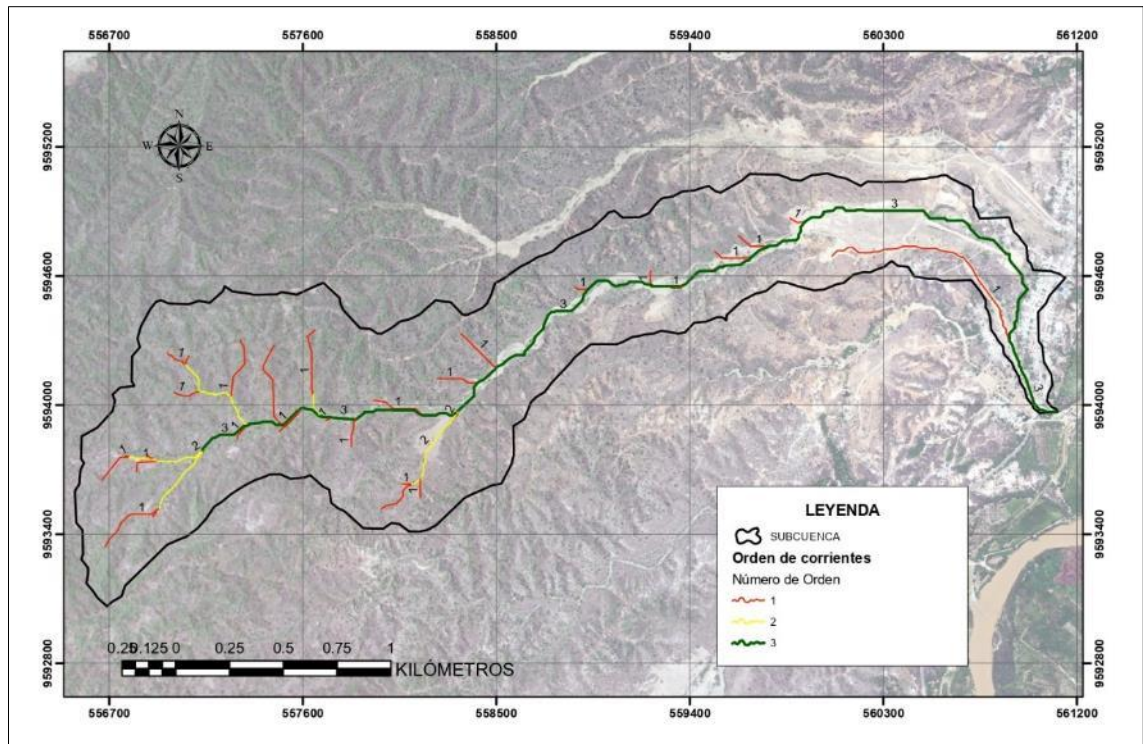


#### 4.1.1.6. Orden de las corrientes y longitud de tributarios

**Tabla 27:** Respuesta de orden de corrientes y longitud de tributarios a través de ArcGis/ArcMap

Número de Orden	Número de cauces	Longitud total de cauces (Km)
1	145	5.36
2	46	1.80
3	1	5.42
$\Sigma=$	<b>192</b>	<b>12.58</b>

**Figura 46:** Mapa de orden de corrientes de la Subcuenca de la Quebrada La Peña



#### 4.1.2. Análisis estadístico de precipitaciones y caracterización hidrológica de la Subcuenca

##### 4.1.2.1. Tratamiento de la información hidrometeorológica

- Prueba de homogeneidad

**Tabla 28: Prueba no Paramétrica – Test de Helmert**

<b>Año</b>	<b>P 24h (mm)</b>	<b>Tes de Helmert</b>	
1989	95.50	+	
1990	12.50	-	<b>C</b>
1991	21.30	-	<b>S</b>
1992	153.90	+	<b>C</b>
1993	79.60	+	<b>S</b>
1994	47.70	-	<b>C</b>
1995	44.40	-	<b>S</b>
1996	19.20	-	<b>S</b>
1997	120.20	+	<b>C</b>
1998	220.00	+	<b>S</b>
1999	111.80	+	<b>S</b>
2000	42.70	-	<b>C</b>
2001	68.50	-	<b>S</b>
2002	137.20	+	<b>C</b>
2003	36.50	-	<b>C</b>
2004	48.20	-	<b>S</b>
2005	48.20	-	<b>S</b>
2006	61.20	-	<b>S</b>
2007	70.20	-	<b>S</b>
2008	80.70	+	<b>C</b>
2009	56.20	-	<b>C</b>
2010	65.20	-	<b>S</b>
2011	50.20	-	<b>S</b>
2012	65.40	-	<b>S</b>
2013	46.50	-	<b>S</b>
2014	25.40	-	<b>S</b>
2015	72.40	-	<b>S</b>
2016	173.40	+	<b>C</b>
2017	79.91	+	<b>S</b>
2018	42.00	-	<b>C</b>
2019	106.00	+	<b>C</b>
2020	48.50	-	<b>C</b>
2021	71.30	-	<b>S</b>
2022	28.00	-	<b>S</b>
2023	93.80	+	<b>C</b>

**Tabla 29:** Variables para determinación de serie homogénea

Pmax Prom:	72.68 mm
S =	20
C =	14
n =	35

$$S - C = \pm\sqrt{n - 1}$$

$$\therefore S - C > \pm\sqrt{n - 1} \rightarrow 6 > 5.83 \rightarrow \text{Serie homogénea}$$

- Prueba de datos dudosos (Outlier)

**Tabla 30:** Remoción de Outlier para ajuste de datos Pmax (1989 – 2023)

N°	Año	P24h (mm)	Log(P24h)
1	1989	95.50	1.980
2	1990	12.50	1.097
3	1991	21.30	1.328
4	1992	153.90	2.187
5	1993	79.60	1.901
6	1994	47.70	1.679
7	1995	44.40	1.647
8	1996	19.20	1.283
9	1997	120.20	2.080
10	1998	220.00	2.342
11	1999	111.80	2.048
12	2000	42.70	1.630
13	2001	68.50	1.836
14	2002	137.20	2.137
15	2003	36.50	1.562
16	2004	48.20	1.683
17	2005	48.20	1.683
18	2006	61.20	1.787
19	2007	70.20	1.846
20	2008	80.70	1.907
21	2009	56.20	1.750
22	2010	65.20	1.814
23	2011	50.20	1.701
24	2012	65.40	1.816
25	2013	46.50	1.667

26	2014	25.40	1.405
27	2015	72.40	1.860
28	2016	173.40	2.239
29	2017	79.91	1.903
30	2018	42.00	1.623
31	2019	106.00	2.025
32	2020	48.50	1.686
33	2021	71.30	1.853
34	2022	28.00	1.447
35	2023	93.80	1.972

**Tabla 31:** Parámetros estadísticos de Outlier y determinación de coeficiente de sesgo para umbrales altos y bajos

Parámetros estadísticos	P24h	Log(P24h)
Número de datos (N)	35	35
Sumatoria	2543.71	62.406
Valor Máximo	220.00	2.342
Valor Mínimo	12.50	1.097
Media	72.68	1.783
Varianza	2061.038	0.074
Desviación Estándar	45.399	0.273
Coeficiente de Variación	0.625	0.153
Coeficiente de Sesgo	1.443	<b>-0.309</b>

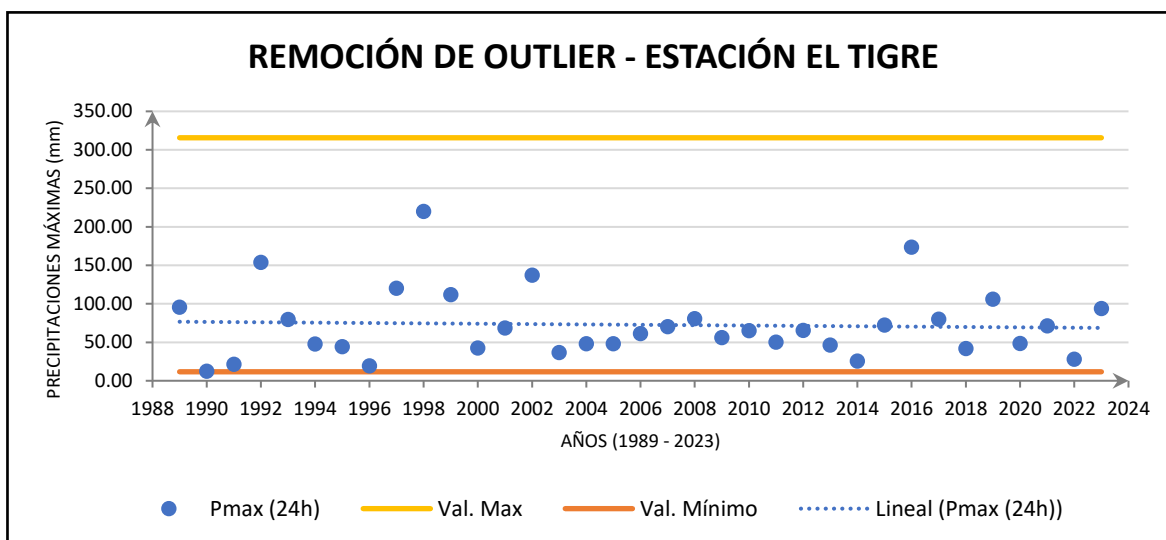
De acuerdo a la determinación del coeficiente de sesgo  $-0.4 < -0.309 < +0.4$ , aplicar pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos antes de eliminar cualquier dato dudoso del conjunto de datos.

**Tabla 32:** Determinación de valores para umbrales de datos dudosos altos y bajos

Umbral de datos dudosos altos		Umbral de datos dudosos bajos	
$x_H$	2.499	$x_L$	1.067
$P_H$	315.69 mm	$P_L$	11.66 mm
Si: $P_{m\acute{a}x}$ aceptada $>$ Valor máx		Si: $P_{m\acute{i}n}$ aceptada $<$ Valor mín	
315.69 mm $>$ 220.00 mm		11.66 mm $<$ 12.50 mm	

∴ No existe datos dudosos altos y bajos de la muestra

**Gráfico 5:** Comportamiento del análisis de Outlier Periodo Pmax (1989 – 2023)



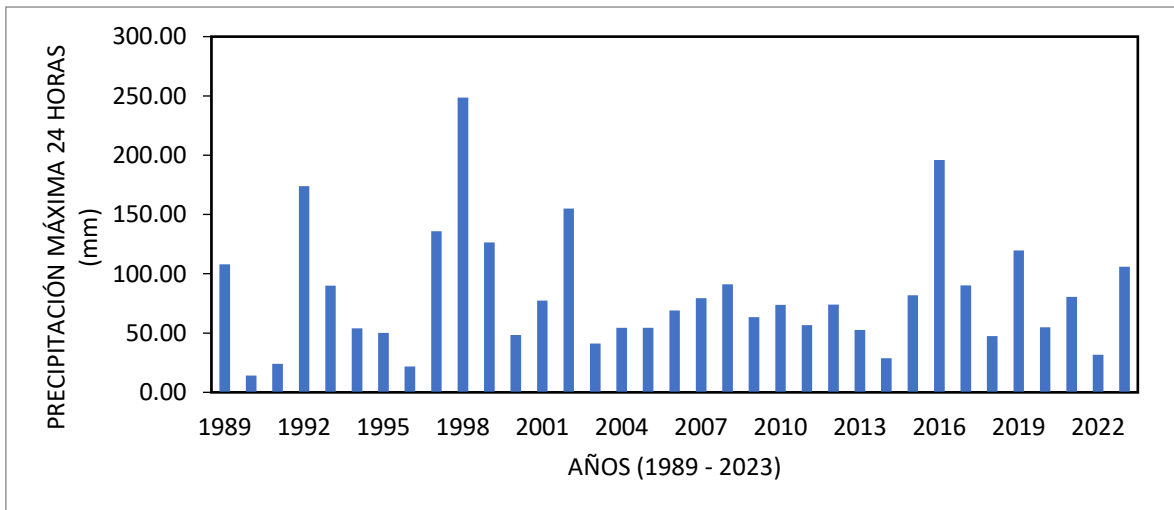
- Ajuste de datos de precipitaciones máximas

**Tabla 33:** Precipitaciones máximas corregidas, factor de ajuste 1.13

N°	Año	Pmax 24h (mm)	Pmax 24h Corregida (mm)
1	1989	95.50	<b>107.92</b>
2	1990	12.50	<b>14.13</b>
3	1991	21.30	<b>24.07</b>
4	1992	153.90	<b>173.91</b>
5	1993	79.60	<b>89.95</b>
6	1994	47.70	<b>53.90</b>
7	1995	44.40	<b>50.17</b>
8	1996	19.20	<b>21.70</b>
9	1997	120.20	<b>135.83</b>
10	1998	220.00	<b>248.60</b>
11	1999	111.80	<b>126.33</b>
12	2000	42.70	<b>48.25</b>
13	2001	68.50	<b>77.41</b>
14	2002	137.20	<b>155.04</b>
15	2003	36.50	<b>41.25</b>
16	2004	48.20	<b>54.47</b>
17	2005	48.20	<b>54.47</b>

18	2006	61.20	<b>69.16</b>
19	2007	70.20	<b>79.33</b>
20	2008	80.70	<b>91.19</b>
21	2009	56.20	<b>63.51</b>
22	2010	65.20	<b>73.68</b>
23	2011	50.20	<b>56.73</b>
24	2012	65.40	<b>73.90</b>
25	2013	46.50	<b>52.55</b>
26	2014	25.40	<b>28.70</b>
27	2015	72.40	<b>81.81</b>
28	2016	173.40	<b>195.94</b>
29	2017	79.91	<b>90.30</b>
30	2018	42.00	<b>47.46</b>
31	2019	106.00	<b>119.78</b>
32	2020	48.50	<b>54.81</b>
33	2021	71.30	<b>80.57</b>
34	2022	28.00	<b>31.64</b>
35	2023	93.80	<b>105.99</b>

**Gráfico 6:** Histograma de series máximas anuales de Pmax 24h corregida

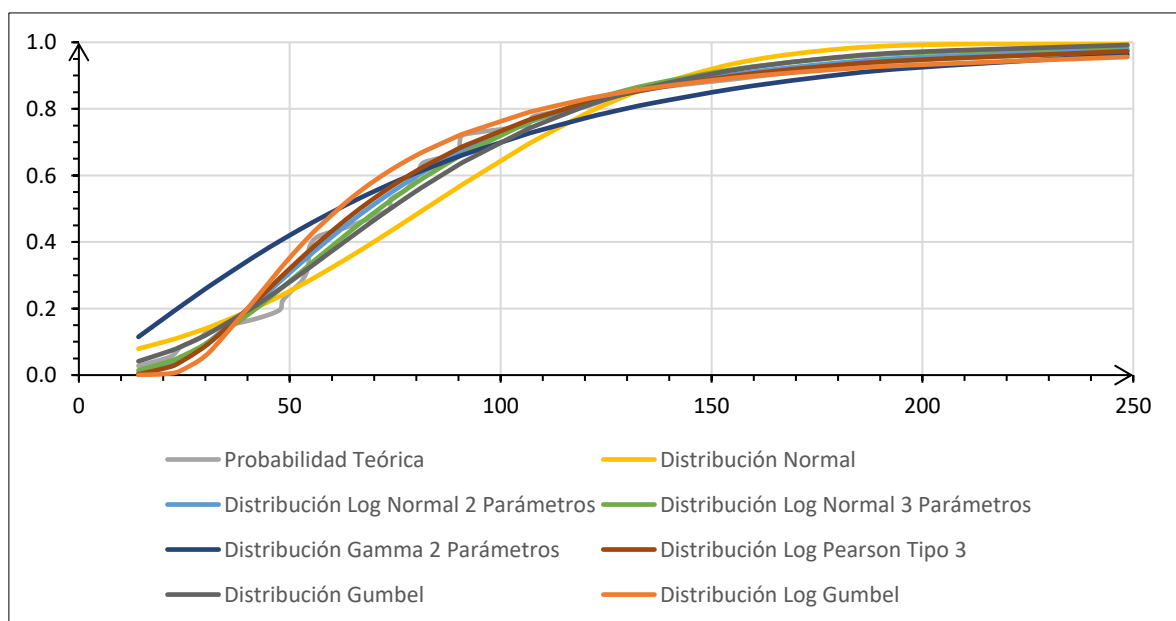


#### 4.1.2.2. Modelo de distribuciones probabilísticas

**Tabla 34:** Valores Delta Teórico y Delta Tabular para determinación de mejor ajuste

Distribución teórica de probabilidades	Estimación de parámetros		
	$\Delta$ Teórico	$\Delta$ Tabular	¿Se ajustan los datos?
Normal	0.1476	0.2299	Si
Log-Normal 2 Parámetros	0.0844	0.2299	Si
<b>Log-Normal 3 Parámetros</b>	<b>0.0633</b>	<b>0.2299</b>	<b>Si</b>
Gamma 2 Parámetros	0.2069	0.2299	Si
Gamma 2 Parámetros –	-	0.2299	No
Pearson Tipo III	0.0949	0.2299	Si
Gumbel	0.0818	0.2299	Si
Log Gumbel	0.1210	0.2299	Si

**Gráfico 7:** Función de Distribución de Probabilidades

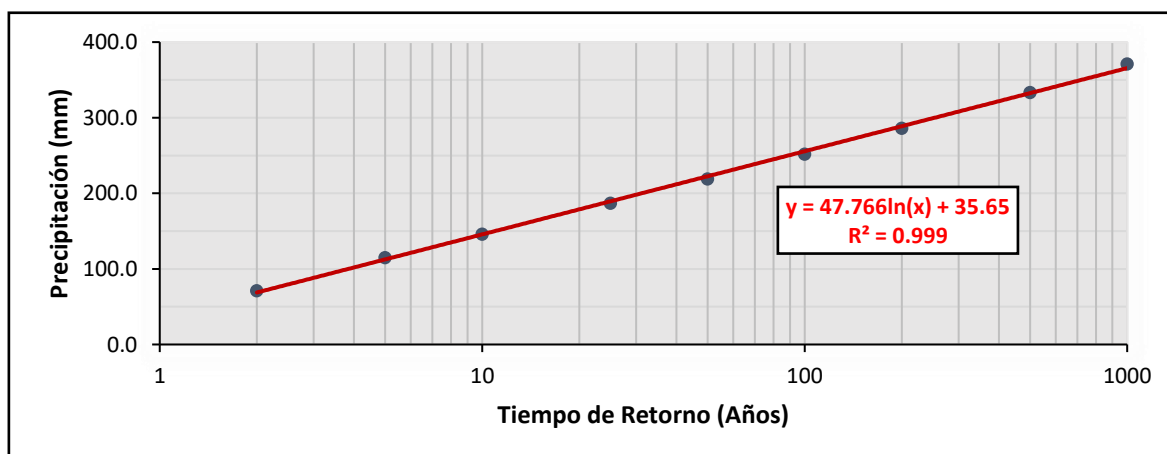


Realizado dicho análisis con Hidroesta 2, elegimos la distribución que mejor se ajusta que es Log-Normal 33 Parámetros de la prueba de Kolmogorov-Smirnov con un valor de **0.0633**

**Tabla 35:** Precipitaciones máximas históricas en 24 horas (mm) para diferentes tiempos de retorno (años)

Tiempo Retorno (Tr)	Probabilidad no excedencia (q)	Precipitación máxima $X_T$ (mm)
2	0.5000	71.25
5	0.8000	115.01
10	0.9000	146.01
25	0.9600	187.13
50	0.9800	219.06
100	0.9900	252.02
200	0.9950	286.22
500	0.9980	333.53
1000	0.9990	371.07

**Gráfico 8:** Precipitación máxima anual para diferentes tiempos de retorno



#### 4.1.2.3. Características hidrológicas de la sub cuenca

- Obtención de curva Intensidad – Duración – Frecuencia

**Tabla 36: Determinación de valores Pd (mm) para duraciones de 24 horas –  
Método Dick Peschke**

Duración (d)		Precipitación en 24 horas (mm)								
		71.25	115.01	146.01	187.13	219.06	252.02	286.22	333.53	371.07
		Perodo de Retorno Tr (Años)								
horas	minutos	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
0.1	5	17.30	27.92	35.44	45.43	53.18	61.18	69.48	80.96	90.08
0.2	10	20.57	33.20	42.15	54.02	63.24	72.75	82.62	96.28	107.12
0.3	15	22.76	36.74	46.65	59.78	69.98	80.51	91.44	106.55	118.55
0.3	20	24.46	39.48	50.12	64.24	75.20	86.52	98.26	114.50	127.39
0.4	25	25.86	41.75	53.00	67.93	79.52	91.48	103.89	121.07	134.69
0.5	30	27.07	43.69	55.47	71.09	83.22	95.75	108.74	126.71	140.98
0.6	35	28.13	45.41	57.65	73.89	86.49	99.51	113.01	131.69	146.52
0.7	40	29.09	46.95	59.61	76.40	89.43	102.89	116.85	136.16	151.49
0.8	45	29.96	48.36	61.39	78.68	92.10	105.96	120.34	140.23	156.02
0.8	50	30.76	49.65	63.03	80.78	94.56	108.79	123.55	143.97	160.18
0.9	55	31.50	50.84	64.55	82.73	96.84	111.41	126.53	147.45	164.04
1	60	32.19	51.96	65.97	84.55	98.97	113.86	129.31	150.69	167.65
2	120	38.28	61.79	78.45	100.54	117.70	135.41	153.78	179.20	199.37
3	180	42.37	68.39	86.82	111.27	130.25	149.85	170.19	198.32	220.64
4	240	45.52	73.48	93.29	119.57	139.97	161.03	182.88	213.11	237.09
5	300	48.14	77.70	98.64	126.43	148.00	170.26	193.37	225.33	250.69
6	360	50.38	81.32	103.24	132.32	154.90	178.21	202.39	235.84	262.39
7	420	52.36	84.52	107.30	137.52	160.98	185.21	210.34	245.11	272.70
8	480	54.14	87.39	110.94	142.19	166.45	191.49	217.48	253.43	281.95
9	540	55.76	90.00	114.26	146.44	171.42	197.22	223.98	261.00	290.38
10	600	57.24	92.40	117.31	150.35	176.00	202.48	229.96	267.97	298.13
11	660	58.62	94.63	120.14	153.97	180.24	207.36	235.50	274.43	305.32
12	720	59.91	96.71	122.78	157.36	184.21	211.92	240.68	280.46	312.03
13	780	61.12	98.67	125.26	160.54	187.93	216.21	245.55	286.13	318.34
14	840	62.27	100.51	127.60	163.54	191.44	220.25	250.14	291.48	324.29
15	900	63.35	102.26	129.82	166.38	194.77	224.08	254.49	296.55	329.93
16	960	64.38	103.92	131.93	169.09	197.94	227.73	258.63	301.38	335.30
17	1020	65.36	105.51	133.95	171.67	200.97	231.20	262.58	305.98	340.42
18	1080	66.31	107.03	135.88	174.14	203.86	234.53	266.36	310.38	345.32
19	1140	67.21	108.49	137.73	176.51	206.63	237.72	269.98	314.61	350.02
20	1200	68.08	109.89	139.50	178.79	209.30	240.79	273.47	318.67	354.54
21	1260	68.91	111.23	141.22	180.99	211.87	243.75	276.82	322.58	358.89
22	1320	69.72	112.54	142.87	183.10	214.35	246.60	280.06	326.35	363.09
23	1380	70.50	113.79	144.46	185.15	216.74	249.35	283.19	330.00	367.14
24	1440	71.25	115.01	146.01	187.13	219.06	252.02	286.22	333.53	371.07

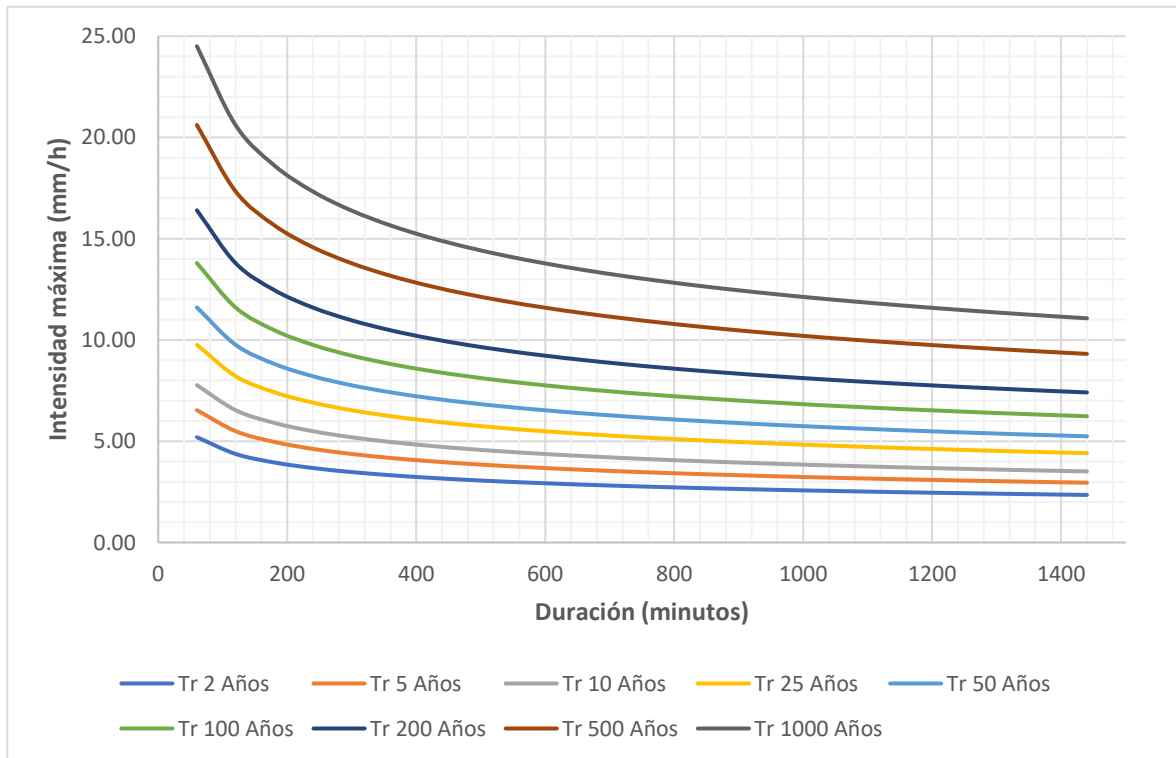
**Tabla 37:** Valores factores de regresión para la determinación de  $I_{m\acute{a}x}$  en funci3n del Periodo de retorno ( $T_r$ )

$K = 12.176$	$I_{m\acute{a}x} = \frac{12.716 * T^{0.249}}{t^{0.25}}$
$m = 0.249$	
$n = 0.25$	

**Tabla 38:** Determinaci3n de  $I_{m\acute{a}x}$  en funci3n de periodos de retorno

Duraci3n		Periodo de Retorno $T_r$ (Años)								
horas	minutos	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
Intensidad (mm/h)										
1	60	5.20	6.54	7.77	9.76	11.61	13.80	16.40	20.61	24.50
2	120	4.37	5.50	6.53	8.21	9.76	11.60	13.79	17.33	20.61
3	180	3.95	4.97	5.90	7.42	8.82	10.48	12.46	15.66	18.62
4	240	3.68	4.62	5.49	6.90	8.21	9.76	11.60	14.58	17.33
5	300	3.48	4.37	5.20	6.53	7.76	9.23	10.97	13.79	16.39
6	360	3.32	4.18	4.96	6.24	7.42	8.82	10.48	13.17	15.66
7	420	3.20	4.02	4.78	6.00	7.14	8.48	10.08	12.67	15.06
8	480	3.09	3.89	4.62	5.81	6.90	8.20	9.75	12.26	14.57
9	540	3.00	3.77	4.49	5.64	6.70	7.97	9.47	11.90	14.15
10	600	2.92	3.68	4.37	5.49	6.53	7.76	9.22	11.59	13.78
11	660	2.86	3.59	4.27	5.36	6.37	7.58	9.01	11.32	13.46
12	720	2.79	3.51	4.17	5.25	6.24	7.41	8.81	11.08	13.17
13	780	2.74	3.44	4.09	5.14	6.11	7.27	8.64	10.86	12.90
14	840	2.69	3.38	4.02	5.05	6.00	7.13	8.48	10.66	12.67
15	900	2.64	3.32	3.95	4.96	5.90	7.01	8.33	10.47	12.45
16	960	2.60	3.27	3.88	4.88	5.80	6.90	8.20	10.31	12.25
17	1020	2.56	3.22	3.83	4.81	5.72	6.80	8.08	10.15	12.07
18	1080	2.52	3.17	3.77	4.74	5.64	6.70	7.96	10.01	11.90
19	1140	2.49	3.13	3.72	4.68	5.56	6.61	7.86	9.87	11.74
20	1200	2.46	3.09	3.67	4.62	5.49	6.52	7.76	9.75	11.59
21	1260	2.43	3.05	3.63	4.56	5.42	6.45	7.66	9.63	11.45
22	1320	2.40	3.02	3.59	4.51	5.36	6.37	7.57	9.52	11.31
23	1380	2.37	2.98	3.55	4.46	5.30	6.30	7.49	9.41	11.19
24	1440	2.35	2.95	3.51	4.41	5.24	6.23	7.41	9.31	11.07

Gráfico 9: Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia



- Obtención de tiempo de concentración (tc)

Los parámetros obtenidos muestran un resultado diferente a valores máximos y mínimos, los cuales para poder determinar el Tiempo de concentración (Tc), nos apoyamos de metodologías estadísticas, como el promedio, media que por consiguiente indica el sesgo en cada uno de los valores Tc encontrados con diferente método aplicado, permitiendo así evaluar y determinar un Tc ponderado

**Tabla 39:** Valores de Tc encontrados y determinación de Tc ponderado

Método de Kirpich (1940)	Tc = 22.19 m
Método California Culverts Practice (1942)	Tc = 68.29 m
Método Fórmula Australiana (1977)	Tc = 157.12 m
Método Federal Aviation Administration (1970)	Tc = 54.29 m
Método de Ecuación de retardo (1973)	Tc = 121.81 m
<b>Tiempo de Concentración ponderado</b>	<b>Tc = 50 m</b>

**Tabla 40:** Determinación de valores de precipitación (mm) en función de *Tr* para obtención del hietograma de diseño

<b>HIETOGRAMAS - MODELO DICK PESCHKE</b>									
Duración	Tr = 2 años	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años	Tr = 200 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
60	1.77	2.23	2.65	3.33	3.95	4.70	5.59	7.02	8.35
120	1.81	2.28	2.71	3.40	4.04	4.81	5.71	7.18	8.53
180	1.86	2.33	2.77	3.49	4.14	4.92	5.85	7.36	8.75
240	1.91	2.40	2.85	3.58	4.26	5.06	6.01	7.56	8.99
300	1.97	2.47	2.94	3.69	4.39	5.22	6.20	7.79	9.26
360	2.03	2.56	3.04	3.82	4.54	5.40	6.42	8.07	9.59
420	2.12	2.66	3.16	3.98	4.73	5.62	6.68	8.40	9.98
480	2.22	2.79	3.32	4.17	4.96	5.90	7.01	8.81	10.47
540	2.36	2.96	3.52	4.43	5.26	6.25	7.44	9.34	11.11
600	2.55	3.20	3.81	4.78	5.69	6.76	8.04	10.10	12.01
660	2.85	3.59	4.26	5.36	6.37	7.57	9.00	11.32	13.45
720	3.55	4.46	5.30	6.66	7.91	9.41	11.18	14.05	16.71
780	5.20	6.54	7.77	9.76	11.61	13.80	16.40	20.61	24.50
840	3.11	3.91	4.64	5.84	6.94	8.25	9.80	12.32	14.65
900	2.68	3.37	4.00	5.03	5.98	7.11	8.45	10.62	12.63
960	2.44	3.07	3.65	4.59	5.45	6.48	7.71	9.69	11.51
1020	2.28	2.87	3.41	4.29	5.10	6.06	7.21	9.06	10.77
1080	2.17	2.72	3.24	4.07	4.84	5.75	6.83	8.59	10.21
1140	2.07	2.61	3.10	3.90	4.63	5.50	6.54	8.22	9.77
1200	2.00	2.51	2.99	3.75	4.46	5.30	6.30	7.92	9.42
1260	1.94	2.43	2.89	3.63	4.32	5.13	6.10	7.67	9.12
1320	1.88	2.36	2.81	3.53	4.20	4.99	5.93	7.45	8.86
1380	1.83	2.30	2.74	3.44	4.09	4.86	5.78	7.27	8.64
1440	1.79	2.25	2.68	3.36	4.00	4.75	5.65	7.10	8.44

#### 4.1.2.4. Obtención de caudales máximos

##### - Método Racional Modificado

**Tabla 41:** Parámetros obtenidos para la determinación del caudal máximo – Método Racional Modificado

Parámetros	Unidad	Valor
Área de la cuenca (A)	Km <sup>2</sup>	3,25
Tiempo de concentración (T <sub>c</sub> )	minutos	50
Intensidad de precipitación (I) Tr: 100 años; d: 60 minutos	mm/hr	13.80
Factor reductor (K <sub>A</sub> )	-	1,66
Precipitación máxima diaria (P <sub>d</sub> )	mm	248,60
Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)	mm	413,87
Coeficiente de Escorrentía (C)	-	0,37

**Tabla 42:** Valores de I<sub>máx</sub> con una duración de 1 hora y diferentes Tr

Duración		Periodo de Retorno Tr (Años)								
Horas	minutos	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
		Intensidad (mm/h)								
1	60	5.20	6.54	7.77	9.76	11.61	13.80	16.40	20.61	24.50

**Tabla 43:** Determinación del caudal máximo en diferentes tiempos de retorno (Tr) – Método Racional Modificado

Tr (Años)	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
Q (m <sup>3</sup> /s)	3.30	4.15	4.93	6.19	7.36	8.75	10.40	13.08	15.54

##### - Cálculo del coeficiente de escorrentía y curva Numero

Para la determinación de estos valores utilizamos SIG, basándonos en la metodología del ANA – SNIRH

**Tabla 44:** Obtención de valores a través de SIG para la determinación de CN de la Sub cuenca de la Quebrada La Peña

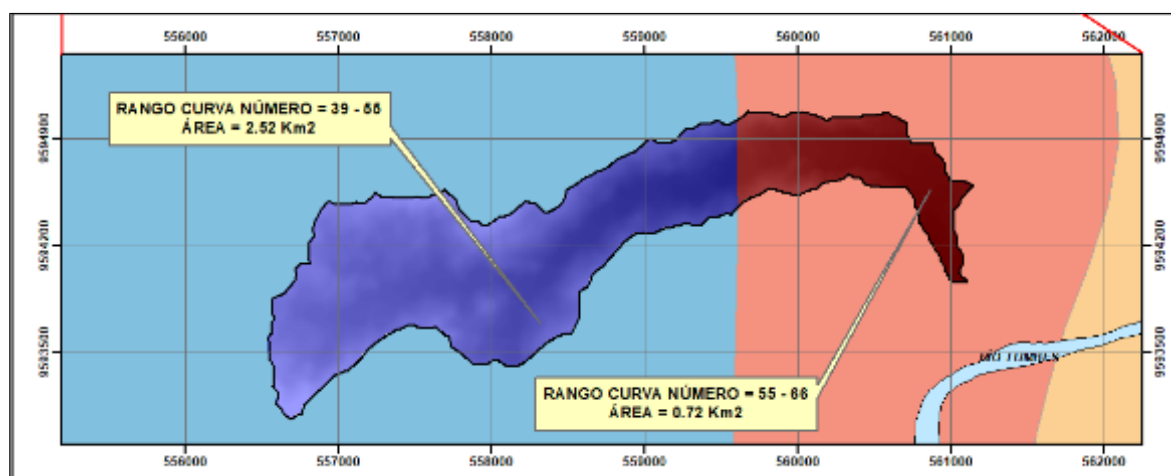
DETERMINACIÓN CURVA NUMERO SUB CUENCA QUEBRADA LA PEÑA - TUMBES				
N°	Área (Km2)	RANGO CN	CN Diseño	C * A
1	2.52	39 - 55	47.00	118.51
2	0.72	55 - 66	60.50	43.81
Σ =	3.25			162.32

**Tabla 45:** Condición hidrológica y grupo hidrológico del suelo – Sub cuenca Quebrada La Peña

Condición hidrológica:	55% - 75% del Área →	Regular
Grupo hidrológico del suelo:		Grupo B

$$CN = \frac{\sum(CN_i * A_i)}{\sum A_i} = \frac{162,32}{3,25} \cong 50$$

**Figura 47:** Obtención del mapa Curva Número (CN) – Sub cuenca Quebrada La Peña



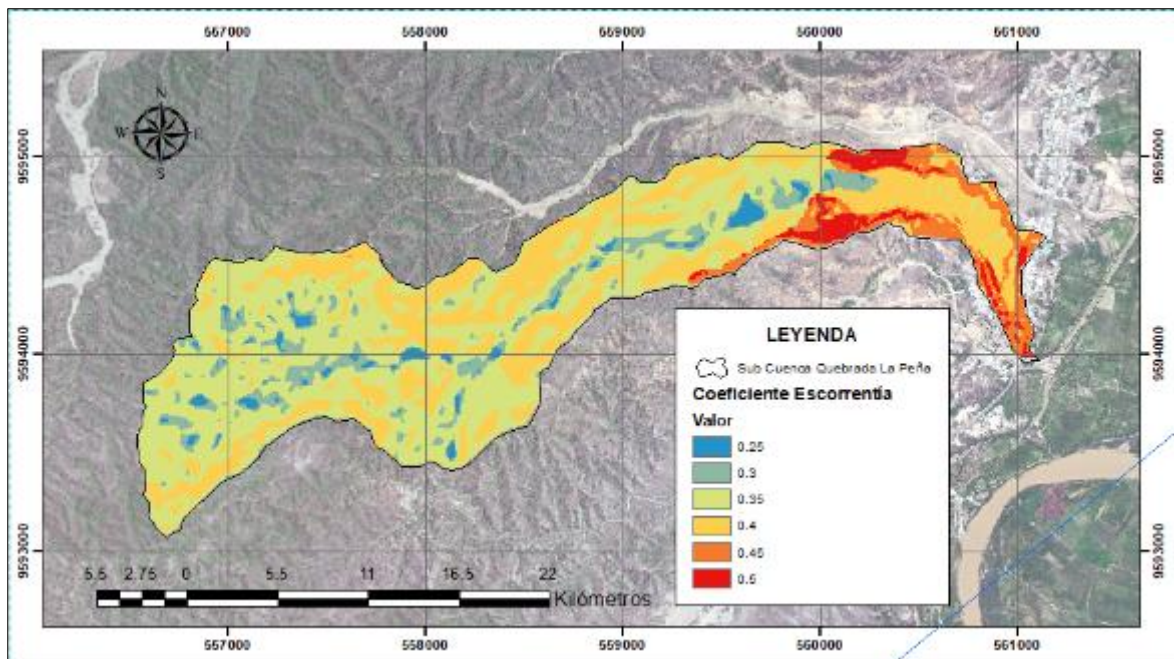
**Tabla 46:** Obtención de valores a través de SIG para la determinación del coeficiente de escorrentía de la Sub cuenca de la Quebrada La Peña

N°	Coeficiente Escorrentía	Área (m <sup>2</sup> )	Coeficiente Esc * Área
1	0.40	3184.16	1273.67
2	0.45	44732.61	20129.67
3	0.50	19139.59	9569.80
4	0.35	15423.11	5398.09
5	0.40	201468.14	80587.26
6	0.45	150947.64	67926.44
7	0.50	83983.83	41991.91
8	0.25	78681.95	19670.49
9	0.30	283352.91	85005.87
10	0.35	1570718.15	549751.35
11	0.40	760231.98	304092.79
12	0.45	305.90	137.66
$\Sigma =$		3212169.97	1185534.99

coeficiente escorrentía ponderado (C):

$$C = \frac{\sum(C_i * A_i)}{\sum A_i} = \frac{1185534,99}{3212169,97} = 0,37$$

**Figura 48:** Mapa del coeficiente de escorrentía (C) de la sub cuenca de la Quebrada La Peña



- **Método Creaguer**

**Tabla 47:** Constantes de Región 1 del mapa de avenidas del Perú – M. Creaguer

<b>Región 1</b>	
C <sub>1</sub>	1.01
C <sub>2</sub>	4.37
m	1.02
n	0.04

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \log T * A^{m*A^{-n}}$$

Área de la cuenca: 3,25 Km<sup>2</sup>

**Tabla 48:** Estimación de caudales en diferentes Tr – M. Creaguer

Tr (Años)	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>5.09</b>	<b>11.82</b>	<b>16.92</b>	<b>23.65</b>	<b>28.74</b>	<b>33.83</b>	<b>38.93</b>	<b>45.66</b>	<b>50.75</b>

- **Método Mac Math**

$$Q = 0.0091 * C * I * A^{4/5} * S^{1/5}$$

**Tabla 49:** Parámetros obtenidos para la determinación del caudal máximo –  
Método Mac Math

<b>Parámetros</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
Área de la cuenca	Ha.	325
Pendiente del terreno (%)	-	33,74
Pendiente promedio del cauce principal (‰)	-	17,81

**Tabla 50:** Valores para la determinación del factor de escorrentía – M. Mac Math

<b>Factor de escorrentía</b>	
C <sub>1</sub>	0.16
C <sub>2</sub>	0.16
C <sub>3</sub>	0.65
<b>∑ C =</b>	<b>0.97</b>

\* Figura N° 29

**Tabla 51:** Determinación del caudal máximo en diferentes tiempos de retorno (Tr)  
– Método Mac Math

Tr (Años)	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>8.34</b>	<b>10.48</b>	<b>12.46</b>	<b>15.65</b>	<b>18.61</b>	<b>22.12</b>	<b>26.29</b>	<b>33.05</b>	<b>39.28</b>

- **Método Talbot**

**Tabla 52:** Valores para la determinación del factor de escorrentía – M. Talbot

<b>Factor de escorrentía</b>	
C <sub>1</sub>	0.16
C <sub>2</sub>	0.16
C <sub>3</sub>	0.65
C <sub>4</sub>	0.15
<b>∑ C =</b>	<b>1.12</b>

\* Figura N° 29

Área de la cuenca (A): 3,25 Km<sup>2</sup>

Coficiente del área de la cuenca (K): 2,07

Factor de forma de la cuenca (C<sub>4</sub>): 0,15

$$Q = 35,6 * K(C_1 + C_2 + C_3 + C_4)A^{1/2}$$

$$Q = 35,6 * (2,07) * (1,12) * 3,25^{1/2}$$

$$\therefore Q_{max} = 149,49 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Método Iszkowski**

$$Q = m * C * P * A * 10^{-3}$$

**Tabla 53:** *Parámetros y determinación del caudal máximo – Método Iszkowski*

<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
Área de la cuenca (A)	Km <sup>2</sup>	3,25
Precipitación total anual promedio (P)	mm	82,13
Coeficiente de morfología (C)	-	2,07
Factor de forma (m)	-	0,15
<b>Descarga máxima (Q)</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>0.09</b>

**4.1.2.4.1. Selección de caudal de diseño**

Para obtener los caudales que serán necesarios en el estudio hidráulico se ha decidido calibrar y validar a través de reconocimiento de “mancha de agua” in situ, siendo así el Método de Creaguer es que más se aproxima a acontecimientos históricos reales decidiéndose así los siguientes valores para cada periodo de retorno.

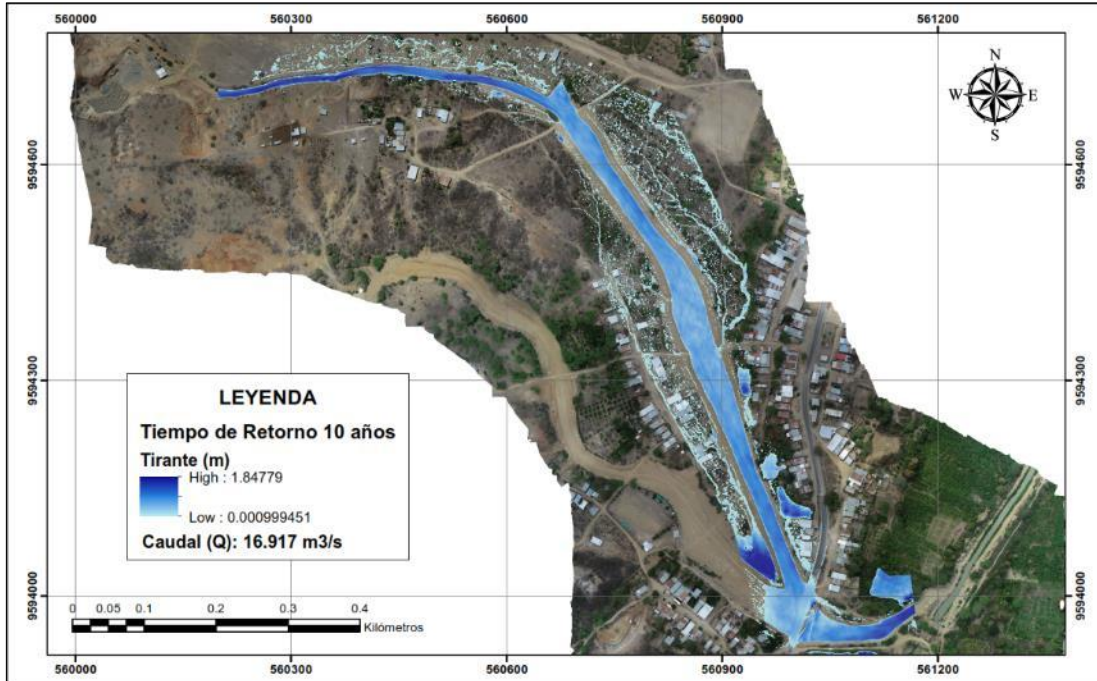
**Tabla 54:** *Selección de caudales de diseño en diferentes Tr para estudio hidráulico*

<b>Caudales Max de diseño</b>	
Tr (Años)	Qd (m <sup>3</sup> /s)
2	5.09
5	11.82
10	16.92
25	23.65
50	28.74
100	33.83
200	38.93
500	45.66
1000	50.75

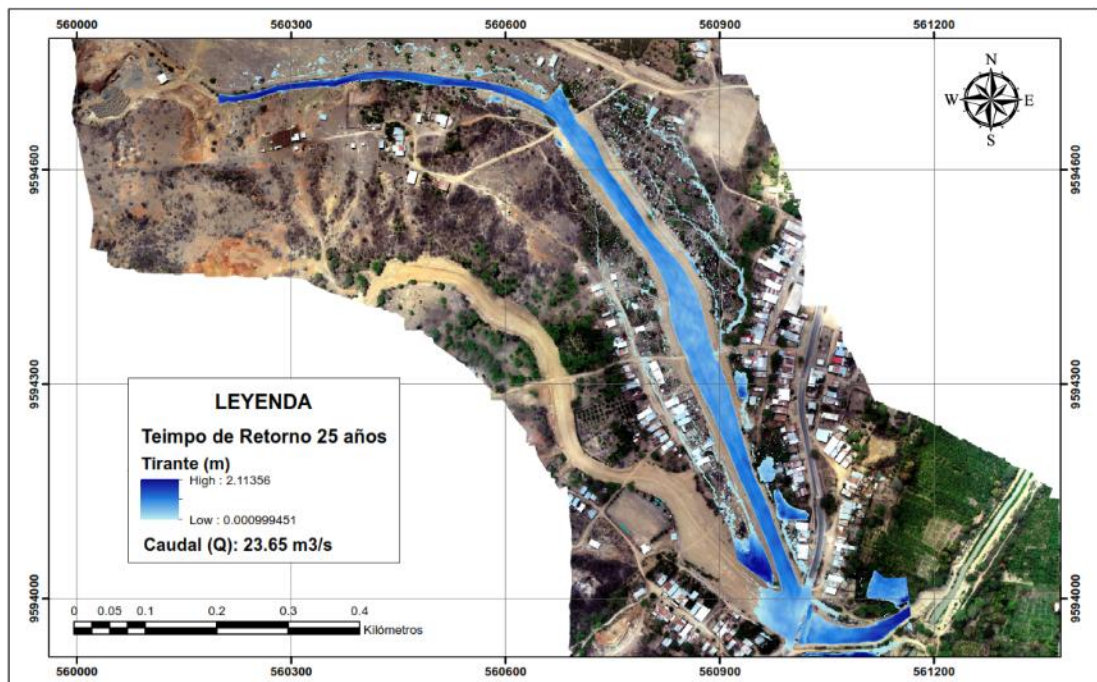
### 4.1.3. Modelamiento hidráulico en Hec-Ras

En los resultados se muestra la modelación de zona de inundación basándonos en los distintos caudales respecto a los tiempos de retorno de 10, 25, 50, 100, 200, 500 años.

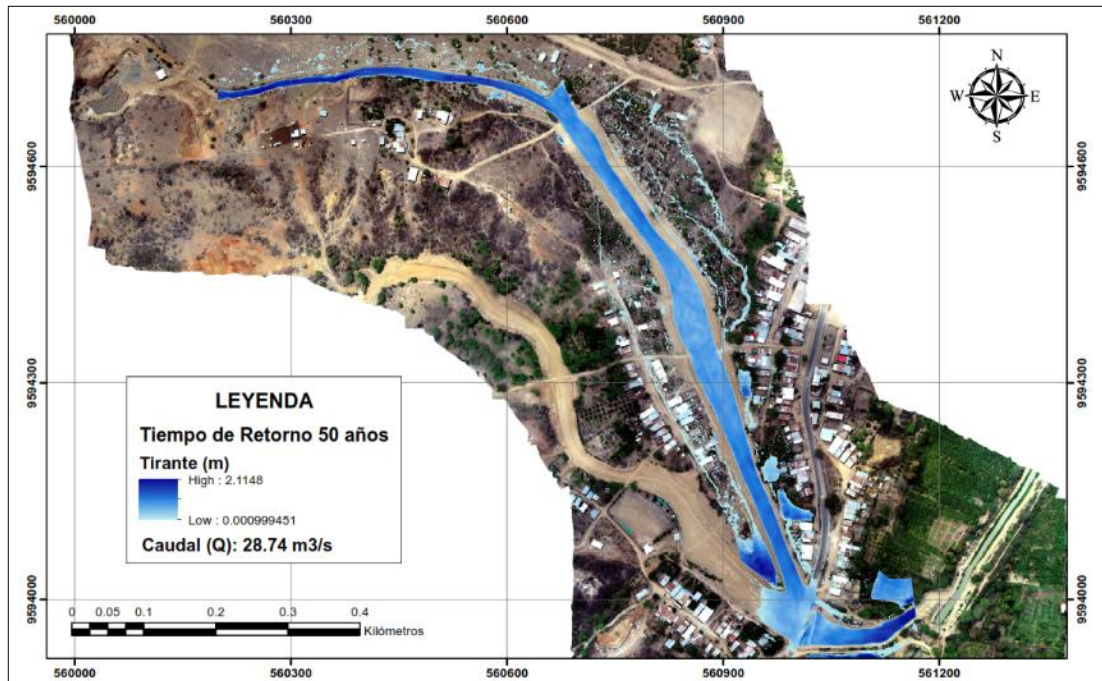
**Figura 49:** Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 10 años



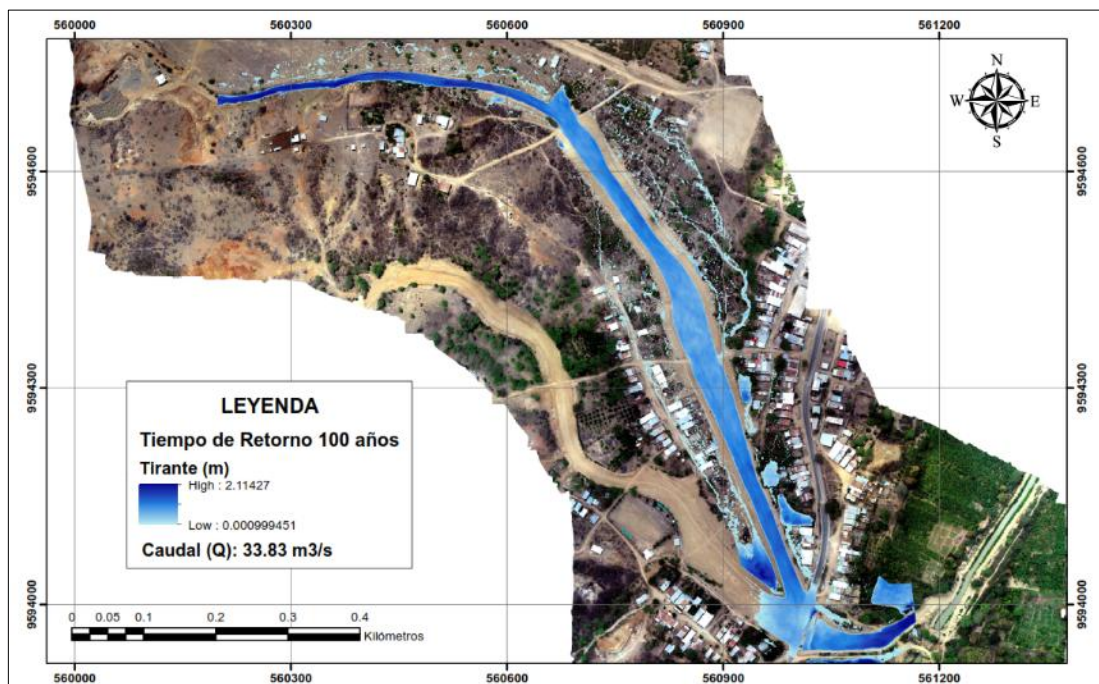
**Figura 50:** Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 25 años



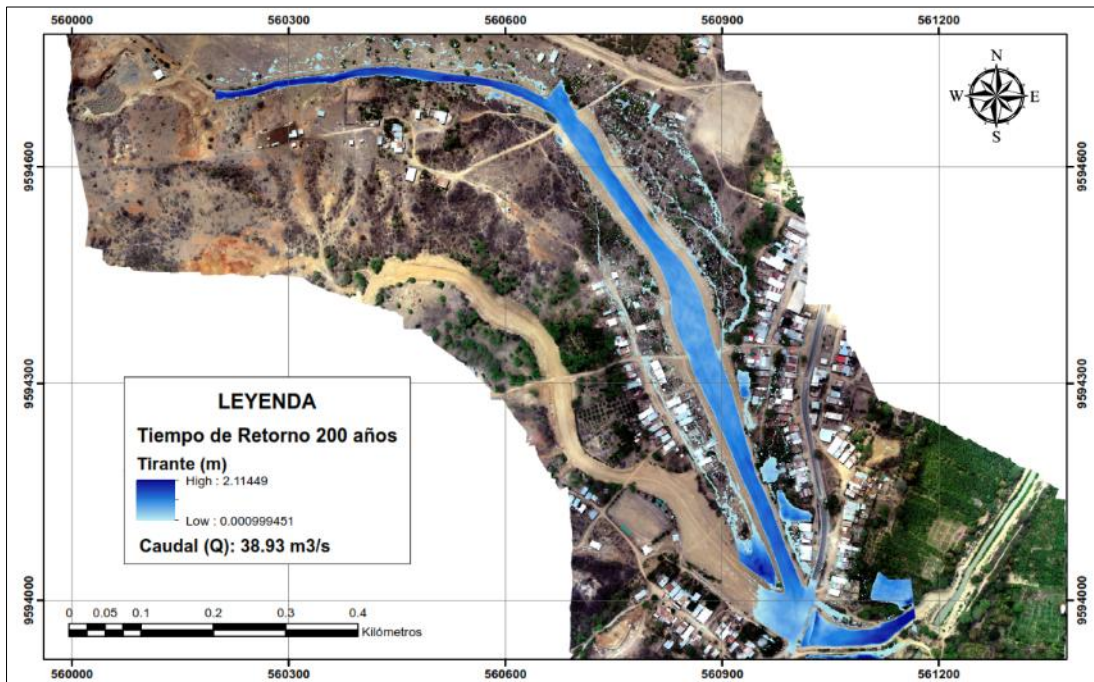
**Figura 51:** Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 50 años



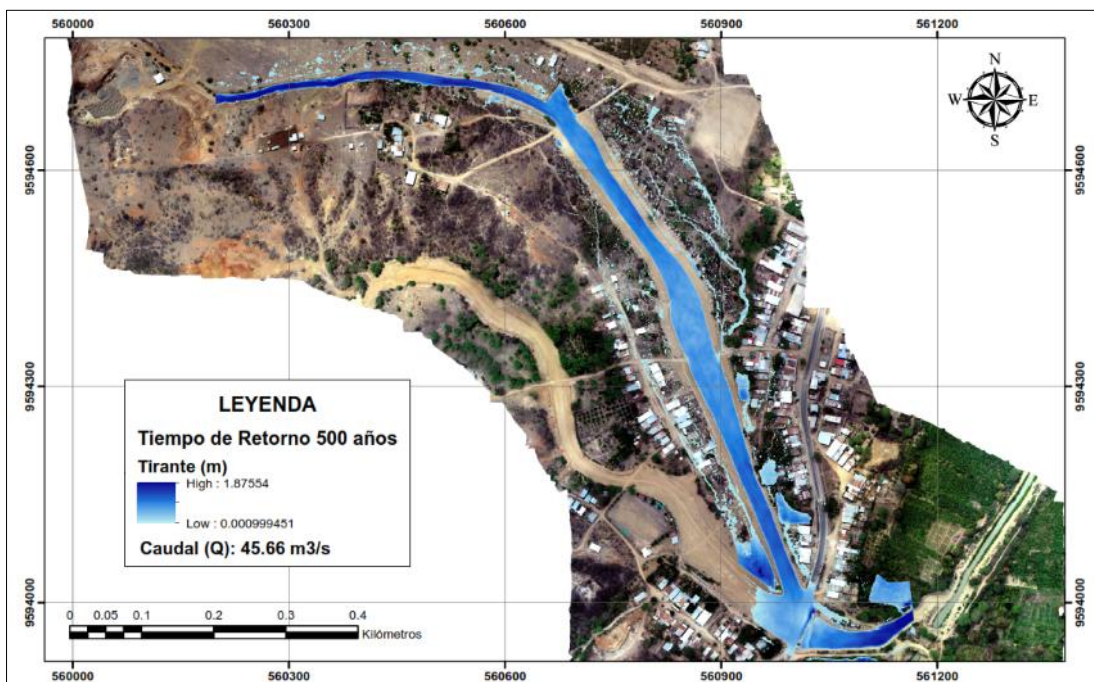
**Figura 52:** Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 100 años



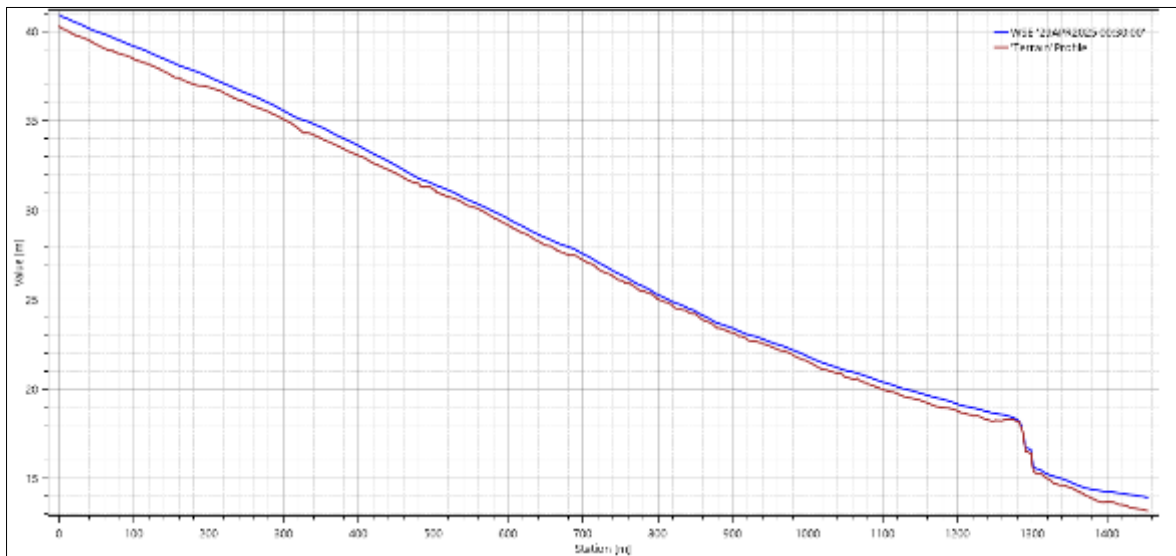
**Figura 53:** Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 200 años



**Figura 54:** Escenario de modelamiento hidráulico en base a un Tr 500 años

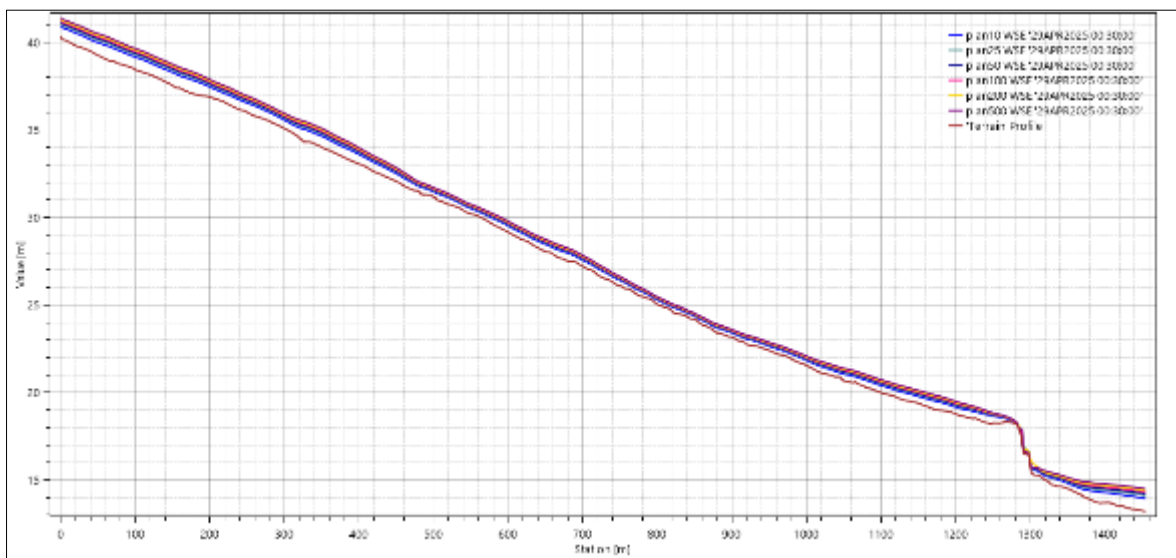


**Figura 55:** Perfil longitudinal del terreno y elevación de la superficie del agua Tr  
10 años



Si realizamos un conglomerado de estos perfiles, el comportamiento de inundación se vería de la siguiente forma.

**Figura 56:** Perfil longitudinal del terreno y elevación de la superficie del agua en los diferentes tiempos de retorno mostrados

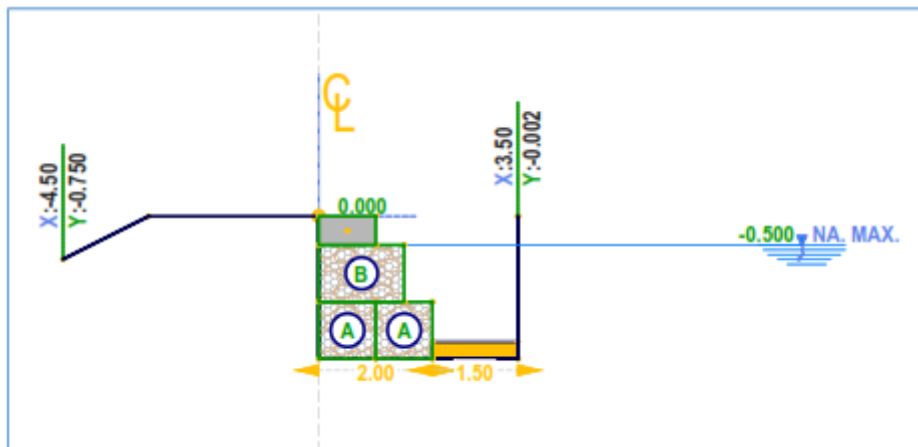


#### 4.1.4. Diseño de parámetros hidráulicos de una defensa ribereña

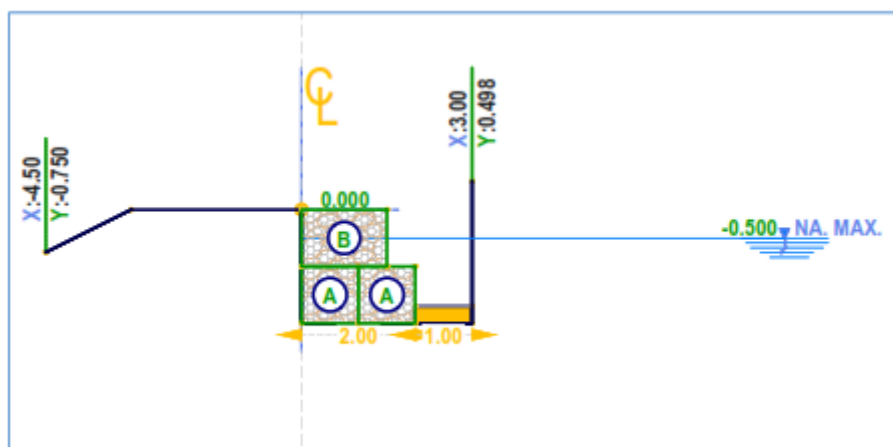
Para la determinación de estos parámetros hidráulicos se tuvo que tener en cuenta los valores calculados y los valores recomendados con respecto a anchos las dimensiones de muros de gaviones, teniendo así cuadros comparativos que justifiquen el diseño propiamente dicho.

El diseño de las defensas con muros de gaviones se realizó en tramos específicos, teniendo así varias secciones típicas de acuerdo al diseño.

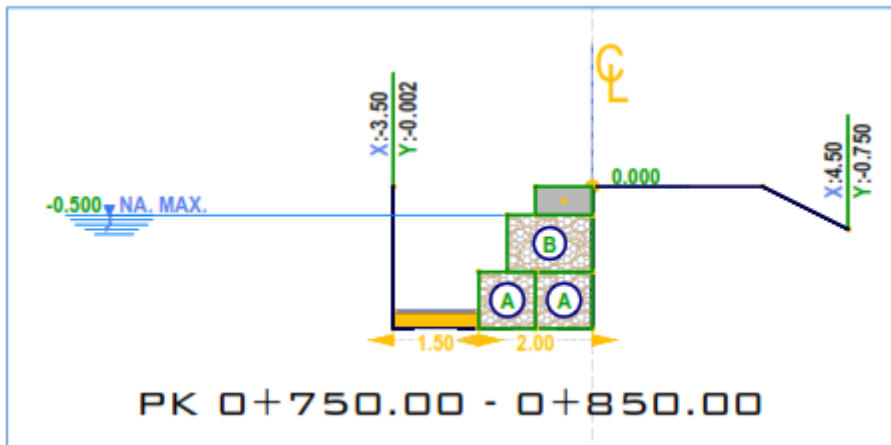
**Figura 57:** Sección típica muro de Gaviones Margen Izquierda, (Prog. 0+290.00 Km – 0+562.00 Km)



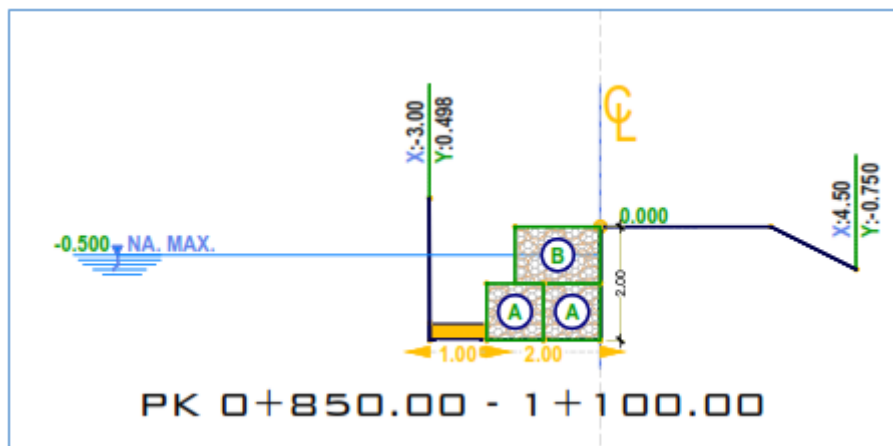
**Figura 58:** Sección típica muro de Gaviones Margen Izquierda, (Prog. 0+900.00 Km – 1+296.36 Km)



**Figura 59:** Sección típica muro de Gaviones Margen Derecha, (Prog. 0+750.00 Km – 0+850.00 Km)



**Figura 60:** Sección típica muro de Gaviones Margen Derecha, (Prog. 0+850.00 Km – 1+100.00 Km)



**Tabla 55:** Dimensiones de caja de Gaviones y colchón antisocavante

Tipo	Largo	Ancho	Altura
A	1.0 m	1.0 m	1.0 m
B	1.5 m	1.0 m	1.0 m
C	1.0 m	1.0 m	0.5 m
Colchón	1.0 m	1.0 m	0.3 m

**Tabla 56:** *Parámetros base para obtención de los parámetros hidráulicos de las defensas ribereñas*

<b>Progresiva Gavión (Km)</b>	<b>Ancho cauce (m)</b>	<b>Ancho espejo de agua (m)</b>	<b>Altura de tirante (m)</b>	<b>Pendiente longitudinal (m/m)</b>
0+054.96	10.46	14.09	0.92	0.0220
0+100.00	6.15	10.60	1.09	0.0163
0+150.00	8.67	12.62	1.06	0.0178
0+200.00	6.30	10.61	1.07	0.0146
0+250.00	8.01	11.93	0.94	0.0174
0+300.00	11.48	14.68	0.87	0.0175
0+350.00	13.49	16.49	0.75	0.0222
0+400.00	8.96	12.84	0.97	0.0196
0+450.00	13.08	16.59	0.88	0.0200
0+500.00	13.45	16.49	0.75	0.0177
0+550.00	25.16	27.65	0.53	0.0190
0+600.00	29.34	31.55	0.50	0.0195
0+650.00	20.92	23.46	0.52	0.0237
0+700.00	19.63	22.97	0.64	0.0169
0+750.00	19.09	21.47	0.58	0.0213
0+800.00	27.83	29.63	0.45	0.0230
0+850.00	37.09	39.22	0.43	0.0184
0+900.00	42.58	44.48	0.35	0.0195
0+950.00	42.69	44.77	0.42	0.0154
1+000.00	34.54	37.64	0.44	0.0173
1+050.00	25.91	29.42	0.49	0.0163
1+100.00	19.75	23.1	0.61	0.0144
1+150.00	17.65	21.43	0.66	0.0124
1+200.00	16.65	20.94	0.67	0.0119
1+250.00	17.26	21.29	0.64	0.0133
1+285.67	21.97	25.29	0.69	0.0133

\* Valores obtenidos de topografía y modelación hidráulica

**Tabla 57:** *Parámetros hidráulicos calculados para el diseño de defensas – Muro de Gaviones*

<b>Progresiva del Gavión (Km)</b>	<b>Ancho estable (m)</b>	<b>Altura Borde Libre (m)</b>	<b>Altura de Gavión (m)</b>	<b>Altura de profundidad de socavación (m)</b>	<b>Altura de Colchón antisocavante (m)</b>	<b>Longitud de Colchón antisocavante (m)</b>	<b>Pendiente longitudinal (m/m)</b>	<b>Velocidad media del flujo (m/s)</b>
0+054.96	17.00	1.50	2.40	0.70	0.30	1.1	0.0220	5.43
0+100.00	17.00	1.40	2.50	0.50	0.30	0.8	0.0163	5.20
0+150.00	17.00	1.50	2.60	0.60	0.30	0.9	0.0178	5.34
0+200.00	17.00	1.20	2.30	0.60	0.30	0.9	0.0146	4.87
0+250.00	17.00	1.20	2.10	0.70	0.30	1.1	0.0174	4.89
0+300.00	17.00	1.10	2.00	0.80	0.30	1.2	0.0175	4.67
0+350.00	17.00	1.20	2.00	0.90	0.30	1.4	0.0222	4.79
0+400.00	17.00	1.40	2.40	0.70	0.30	1.1	0.0196	5.30
0+450.00	17.00	1.30	2.20	0.80	0.30	1.2	0.0200	5.03
0+500.00	17.00	0.90	1.70	0.90	0.30	1.4	0.0177	4.27
0+550.00	21.00	0.60	1.10	0.90	0.30	1.4	0.0190	3.55
0+600.00	21.00	0.60	1.10	0.90	0.30	1.4	0.0195	3.42
0+650.00	21.00	0.80	1.30	0.90	0.30	1.4	0.0237	3.92
0+700.00	21.00	0.70	1.30	0.80	0.30	1.2	0.0169	3.79
0+750.00	21.00	0.60	1.20	0.80	0.30	1.2	0.0213	3.55
0+800.00	21.00	0.60	1.10	0.90	0.30	1.4	0.0230	3.51
0+850.00	39.00	0.50	0.90	0.40	0.30	0.6	0.0184	3.07
0+900.00	39.00	0.40	0.80	0.50	0.30	0.8	0.0195	2.76
0+950.00	39.00	0.40	0.80	0.40	0.30	0.6	0.0154	2.76
1+000.00	39.00	0.50	0.90	0.40	0.30	0.6	0.0173	3.02
1+050.00	39.00	0.50	1.00	0.40	0.30	0.6	0.0163	3.15
1+100.00	39.00	0.60	1.20	0.30	0.30	0.5	0.0144	3.42
1+150.00	30.00	0.60	1.30	0.40	0.30	0.6	0.0124	3.33
1+200.00	28.00	0.60	1.30	0.40	0.30	0.6	0.0119	3.29
1+250.00	28.00	0.60	1.20	0.50	0.30	0.8	0.0133	3.38
1+285.67	28.00	0.60	1.30	0.40	0.30	0.6	0.0133	3.55

**Tabla 58:** *Parámetros hidráulicos recomendados para el diseño de defensas ribereñas – Muro de Gaviones*

<b>Progresiva (Km)</b>	<b>Ancho estable (m)</b>	<b>Altura de Borde Libre (m)</b>	<b>Altura de Gavión (m)</b>	<b>Altura de profundidad de socavación (m)</b>	<b>Altura de Colchón antisocavante (m)</b>	<b>Longitud de Colchón antisocavante (m)</b>
0+054.96	17.00	1.60	2.50	0.70	0.30	1.0
0+100.00	17.00	1.40	2.50	0.50	0.30	1.0
0+150.00	17.00	1.40	2.50	0.60	0.30	1.0
0+200.00	17.00	1.40	2.50	0.60	0.30	1.0
0+250.00	17.00	1.60	2.50	0.70	0.30	1.5
0+300.00	17.00	1.10	2.50	0.80	0.30	1.5
0+350.00	17.00	1.20	2.50	0.90	0.30	1.5
0+400.00	17.00	1.50	2.50	0.70	0.30	1.5
0+450.00	17.00	1.70	2.50	0.80	0.30	1.5
0+500.00	17.00	1.20	2.50	0.90	0.30	1.5
0+550.00	21.00	1.00	2.50	0.90	0.30	1.5
0+600.00	21.00	1.00	2.50	0.90	0.30	1.5
0+650.00	21.00	1.00	2.50	0.90	0.30	1.5
0+700.00	21.00	0.90	2.50	0.80	0.30	1.5
0+750.00	21.00	0.90	2.50	0.80	0.30	1.5
0+800.00	21.00	1.00	2.50	0.90	0.30	1.5
0+850.00	39.00	0.60	2.00	0.40	0.30	1.0
0+900.00	39.00	0.60	2.00	0.50	0.30	1.0
0+950.00	39.00	0.60	2.00	0.40	0.30	1.0
1+000.00	39.00	0.60	2.00	0.40	0.30	1.0
1+050.00	39.00	0.50	2.00	0.40	0.30	1.0
1+100.00	39.00	0.90	2.00	0.30	0.30	1.0
1+150.00	30.00	0.80	2.00	0.40	0.30	1.0
1+200.00	28.00	0.80	2.00	0.40	0.30	1.0
1+250.00	28.00	0.90	2.00	0.50	0.30	1.0
1+285.67	28.00	0.80	2.00	0.40	0.30	1.0

## 4.2. DISCUSIONES

En este estudio se logró estimar diferentes caudales en diferentes tiempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500, 1000 años, obteniendo valores representativos mediante el método Racional Modificado de 3.30 m<sup>3</sup>/s hasta 15.54 m<sup>3</sup>/s (*Tabla N° 42*), método de Creaguer con valores de 5.09 m<sup>3</sup>/s hasta 50.75 m<sup>3</sup>/s (*Tabla N° 47*), método de Mac Math con valores de 8.34 m<sup>3</sup>/s hasta 39.28 m<sup>3</sup>/s (*Tabla N° 50*), método de Talbot con un caudal de 149.49 m<sup>3</sup>/s y método de Iszkowski con un valor de 0.09 m<sup>3</sup>/s; con lo cual para definir los caudales de diseño (*Tabla N° 53*) se determina que el método Creaguer es el que recomienda para el estudio hidráulico dado a una calibración y validación in situ. Paralelamente Garabito, A. (2020) estimó caudales máximos para cuencas secas aplicando el método de Creaguer en donde obtiene un caudal de 1843.82 m<sup>3</sup>/s para un Tr de 50 años. Corroborándose que el método Creaguer es bastante confiable para estimar el caudal máximo en cuencas secas ya que solo depende del área misma; a mayor área mayor caudal dado un tiempo de retorno.

La sub cuenca de la Quebrada La Peña muestra características geomorfológicas (*Tabla N° 21*), en donde según análisis presenta un área de 3.25 Km<sup>2</sup> y un perímetro de 13.34 Km de forma alargada y rectangular. Por consiguiente, en cuanto a su relieve tiene una pendiente media de 33.74 %, pero con gran potencial erosivo. También se observa que, caracterizando su red de drenaje asociado a parámetros físicos y condiciones climáticas se considera una sub cuenca con una longitud de cauce principal de 5.42 Km bien drenada con una corriente efímera que solo lleva agua en época de abundantes precipitaciones. Para Castillo & Medrano (2023) realizar un análisis geomorfológico de las sub cuencas Grijalva y Usumacinta, muestran características en donde ambas existe un marcado contraste en la capacidad y captación de aguas de estas sub cuencas y de la red fluvial, pero estas no dejar de tener características distintas. Por lo tanto, esto evidencia que de acuerdo a la investigación que presenta estos autores y a la investigación del presente estudio, el análisis de las sub cuencas tiene que ser único, ya que por más que estas presenten alguna cercanía en distintos factores con otras sub cuencas cercanas, no indica que sean semejantes, pues el comportamiento de estas son distintas en su totalidad.

En el modelamiento hidráulico desarrollado en la zona de influencia de la Quebrada La Peña, con caudales de 16.92 m<sup>3</sup>/s, 23.65 m<sup>3</sup>/s, 28.74 m<sup>3</sup>/s, 33.83 m<sup>3</sup>/s, 38.93 m<sup>3</sup>/s, 45.66 m<sup>3</sup>/s; con tiempos de retorno de 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años, se observó que las viviendas a sus alrededores sufren severos impactos dados por las inundaciones, esto que hace ilustrar que la zona de enfoque no deja de ser un lugar a no tomar en cuenta en temas de vulnerabilidad ante inundaciones. Amaya & Estupiñan (2021) en su estudio de Inundación en el Río Apulo en el Sector de San Antonio en el Municipio de Anapoima, Cundinamarca, mediante un Modelo Hidráulico-Hidrológico en el Software Hec-Ras obtiene resultados de la inundación fluvial en la zona de expansión del casco urbano con caudal de 348.7 m<sup>3</sup>/s con un tiempo de retorno de 100 años y Ramos, A. (2023) realizando “Simulación hidrológica e hidráulica del río Yucay con fines de diseño de estructuras de control de inundaciones y defensas ribereñas en el sector Pamparque, distrito de Acos Vinchos - Huamanga - Ayacucho, 2020” pudo encontrar valores de eventos extremos de manera confiable. Esto muestra que en las presentes investigaciones con metodologías que nos lleven a realizar simulaciones hidráulicas para un control de inundaciones es una de las soluciones ingeniosas que permitan identificar puntos críticos de una zona de estudio en específico.

En el diseño hidráulico de muro de gaviones, se consideró a tener en cuenta un valor de Diámetro de partículas (Dm) de 0.145 mm de acuerdo al informe del análisis mecánico de suelo por tamizado con una profundidad de 0.71 – 1.75 m que pase por el tamiz N° 50 (*Estrato #4*), teniendo variables en condiciones al terreno como un suelo cohesivo, factor de fondo  $F_b = 0.8$  (*Tabla N° 12*), Factor de orilla  $F_s = 0.3$  (*Tabla N° 13*),  $K_1 = 3.6$  (*Tabla N° 14*),  $K_s = 40$  (*Tabla N° 18*); ; con un caudal seleccionado de 33.83 m<sup>3</sup>/s y un tiempo de retorno de 100 años, coeficiente  $B = 1$  (*Tabla N° 19*) con valores de  $x$  y  $(x+1)$  de 0.32 y 0.36 respectivamente en base a un peso de específico de 1.58 T/m<sup>3</sup> (*Tabla N° 20 y Tabla N° 21*); en donde se obtuvo como parte del diseño: anchos estables (B) de entre los 17 m y 39 m, bordes libres (BL) entre 0.5 m y 1.70 m, alturas (H) de 2 m y de 2.5m, profundidades de socavación (Hs) entre 0.30 m y 0.90 m (*Tabla N° 57*); con cajas Tipo A, B y C (*Tabla N° 54*) en diferentes tramos de los márgenes izquierdo y derecho de la Quebrada La Peña, ello para poder proteger a la población aledaña y controlar los desbordes que se presentan de acuerdo a los tirantes máximos con el caudal de diseño. de

igual forma Huaman & Quispe (2022) también proyectan muros de gaviones cajas de 5 x 1 x 1 m y 5 x 1.5 x 1 m. Lo que según su estudio la proyección de defensas ribereñas en el tramo propuesto representa un óptimo diseño. Además, Ramos, A. (2023) en su investigación determina alturas de socavación promedio de 2.35 m y considera como implementación en defensas ribereñas muros de gaviones. Refiriendo como elemento esencial este tipo de defensas en el control de inundaciones en tramos identificados. No obstante, Saromo, J. (2022) obtiene dimensiones finales:  $B=7.98\text{m}$ ,  $b=2.50\text{m}$ ,  $H \text{ dique}=2.70$ ,  $h \text{ uña}=1.20\text{m}$ ,  $H \text{ total}=3.90\text{m}$  y  $B \text{ uña}=2.20\text{m}$ , parámetros defensas ribereñas propuestas como Dique y Enrocado, lo que no se enfoca a urso de gaviones pero que de igual forma el comportamiento del cauce mejoró considerablemente.

## 5. CONCLUSIONES

1. Con el caudal de diseño mediante el método Creaguer estimado y seleccionado  $Q: 33.83 \text{ m}^3/\text{s}$  con un  $Tr$  100 años, se podrán abarcar otros tipos de estudios según metodología y diseño de estos, logrando así reducción de incógnitas y ampliación de investigaciones en relación con el comportamiento del caudal en la Quebrada La Peña.
2. Las características geomorfológicas de la sub cuenca de la Quebrada La Peña permitió encontrar que, de acuerdo a sus parámetros la probabilidad que se sean cubiertas por una tormenta no es tan considerable, pero a su vez no deja de ser susceptible a las avenidas de descarga. Además, un terreno escarpado de acuerdo a su relieve y según su condición hidrológica demuestra que dicha sub cuenca se encuentra fase de juventud con gran potencial erosivo ante la llegada de eventos extremos.
3. Con el modelamiento hidráulico enfocados a eventos de inundación se pudo identificar los predios según base gráfica catastral y zona no catastrada, llegando a observarse así que los 85 predios en total dentro de la zona de modelación sufren en su totalidad por caudales de eventos extremos.
4. El diseño hidráulico propuesto, constituye un tipo de herramientas estratégicas basándonos en planificaciones y ejecuciones futuras en benéfico de la población que tenga este tipo de vulnerabilidades antes eventos extremos, reduciendo brechas de impactos sociales, económicos y ambientales con futuras obras de defensas ribereñas.

## 6. RECOMENDACIONES

Se recomienda que, para realizar la estimación de caudales por diferentes métodos, es necesario tener información hidrometeorológica concisa y clara puesto que, a no tener datos reales o tratados, el análisis hidrológico para una zona en específico puede no ser la correcta y esto causaría la obtención de parámetros que no sería parte de las condiciones hidrológicas de una zona de estudio en específico.

Como parte de obtención de las características geomorfológicas, es necesario también conocer las condiciones reales en campo (In situ) para poder llegar determinar con menor incertidumbre los parámetros de manera computacional.

Para obtener una buena modelación hidráulica y que esta sea lo más cercana a los eventos reales, es necesario conocer de criterios de calibración y validación de un modelo hidráulico, esto permitirá que la toma de valores de manera computacional sean los más cercanos a los eventos por sucesos naturales.

Es recomendable que, para poder tener un buen diseño hidráulico, se necesita de una buena topografía, lo que hará que, en la toma de decisiones al determinar los parámetros hidráulicos sean las más sólidas realizando dicho diseño.

El diseño hidráulico propuesto constituye una base técnica fundamental para el desarrollo futuro de defensas ribereñas en la zona de estudio, permitiendo a las autoridades competentes contar con información confiable para la toma de decisiones y la asignación eficiente de recursos públicos. Por ello se recomienda que, a partir del diseño desarrollado, las autoridades competentes puedan realizar una evaluación costo–beneficio que permita priorizar la ejecución de las defensas ribereñas, considerando los beneficios sociales y económicos que implica la protección de poblaciones vulnerables y de infraestructura expuesta a riesgos de inundación.

## 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amaya Silva, B. A., & Estupiñan Cruz, M. A. (2021). *Estudio de inundación en el Río Apulo en el sector de San Antonio en el municipio de Anapoima, Cundinamarca, mediante un modelo hidráulico-hidroológico en el software HEC-RAS*. Bogotá, Colombia: Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Especialización en Recursos Hídricos.
- Antequera Cochachin, M. R. (2014). *Determinación de caudales máximos aplicando las metodologías hidrometeorológicas y estadísticas en la subcuenca del río Quillcay*.
- Bermeo Artunduaga, S. A., León Hernández, A. R., & López López, H. E. (2018). *ESTIMACIÓN DE LOS CAUDALES MÁXIMOS Y CARACTERIZACIÓN MORFOMÉTRICA DE LA SUBCUENCA DEL CAUCE EN EL SECTOR HIDRODEPENDIENTE DEL MUNICIPIO DE SAN FRANCISCO - CUNDINAMARCA*. Universidad Nacional de Colombia.
- Campos Aranda, D. F. (1992). *Procesos del Ciclo Hidrológico* (Segunda ed.). México. Retrieved 12 de Enero de 2023.
- Castillo Cruz, Z. G., & Medrano Pérez, O. R. (2023). *Análisis geomorfológico de las subcuencas Usumacinta y Grijalva en el sureste de México*. Tabasco: Universidad Juárez Autónoma de Tabasco.
- CENTRO DE OPERACIONES DE EMERGENCIA NACIONAL. (7 de Agosto de 2018). INDECI: <https://portal.indeci.gob.pe/emergencias/resumen-ejecutivo-historico-temporada-de-lluvias-2017-2018-actualizado-al-07-de-agosto-2018-2/>
- Díaz Arias, U. A., Guacaneme Prieto, D. F., & Alonso Nore, F. L. (2017). *ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS PARA EL SECTOR HIDROLÓGICO DE LA QUEBRADA DIAMANTE, MEDIANTE MODELACIÓN CON HEC-HMS*. Bogotá: Universidad Católica de Colombia.
- EOS Data Analytics, Inc. (2024). *Satellite Images on EOSDA LandViewer*. <https://eos.com/landviewer>

- Gálvez Sierra, J. P., & Pimiento Rueda, D. F. (2015). *CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO DE CRECIENTE DE LA QUEBRADA LA ARTESA QUE DESEMBOCA EN LA QUEBRADA DE ORTEGA, EN EL MUNICIPIO DE GÚICAN (BOYACÁ), CON EL MÉTODO RACIONAL*. UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS.
- Garabito Infante, A. S. (2021). *Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensa ribereña - caso quebrada Casitas-Bocapán Tumbes-2020*.
- Gobierno Regional de Tumbes. (2023). *PROTECCIÓN DE LA MARGEN IZQUIERDA DE LA QUEBRADA SANTA ROSA, SECTOR PLANTA DE ASFALTO EN EL DISTRITO DE SAN JACINTO PROVINCIA DE TUMBES Y DEPARTAMENTO DE TUMBES*. Expediente técnico, Tumbes.
- Guadalupe Valtierra, J., & Dominguez, M. Á. (25 de Abril de 2015). Retrieved 15 de Agosto de 2024, from <https://www.yumpu.com/es/document/view/38467907/herramienta-para-la-caracterizacion-geomorfologica-de-cuencas-hidrograficas>
- Guerra, F., & González, J. (2002). *Caracterización morfométrica de la cuenca de la quebrada La Bermeja, San Cristóbal, Estado Táchira, Venezuela*. Universidad de los Andes.
- Guerrero, O. (s.f.). Retrieved 10 de Agosto de 2024, from Web del profesor - ULA: [http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/oguerre/4\\_Geomorfologia.pdf](http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/oguerre/4_Geomorfologia.pdf)
- Gutiérrez Caiza, C. (2014). *HIDROLOGÍA BÁSICA Y APLICADA*. Quito: Editorial Universitaria Abya-Yala.
- Heras, R. (1972). *Manual de Hidrología*. Madrid, España: Instituto de Hidrología.
- HidroJING. (12 de Enero de 2023). *Modelización hidráulica*. <https://www.hidrojing.com/servicios/modelizacion-hidraulica/>
- Huaman Jara, M. C., & Quispe Flores, R. J. (2022). *Análisis hidrológico e hidráulico para la proyección de defensas ribereñas en el río Cañete sector puente Socsi, Lunahuaná*.
- Ibañez Asensio, S., Moreno Ramón, H., & Gisbert Blanquer, J. M. (2011). *Morfología de las cuencas hidrográficas*. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA, Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agronómica y del Medio Rural, Valencia.

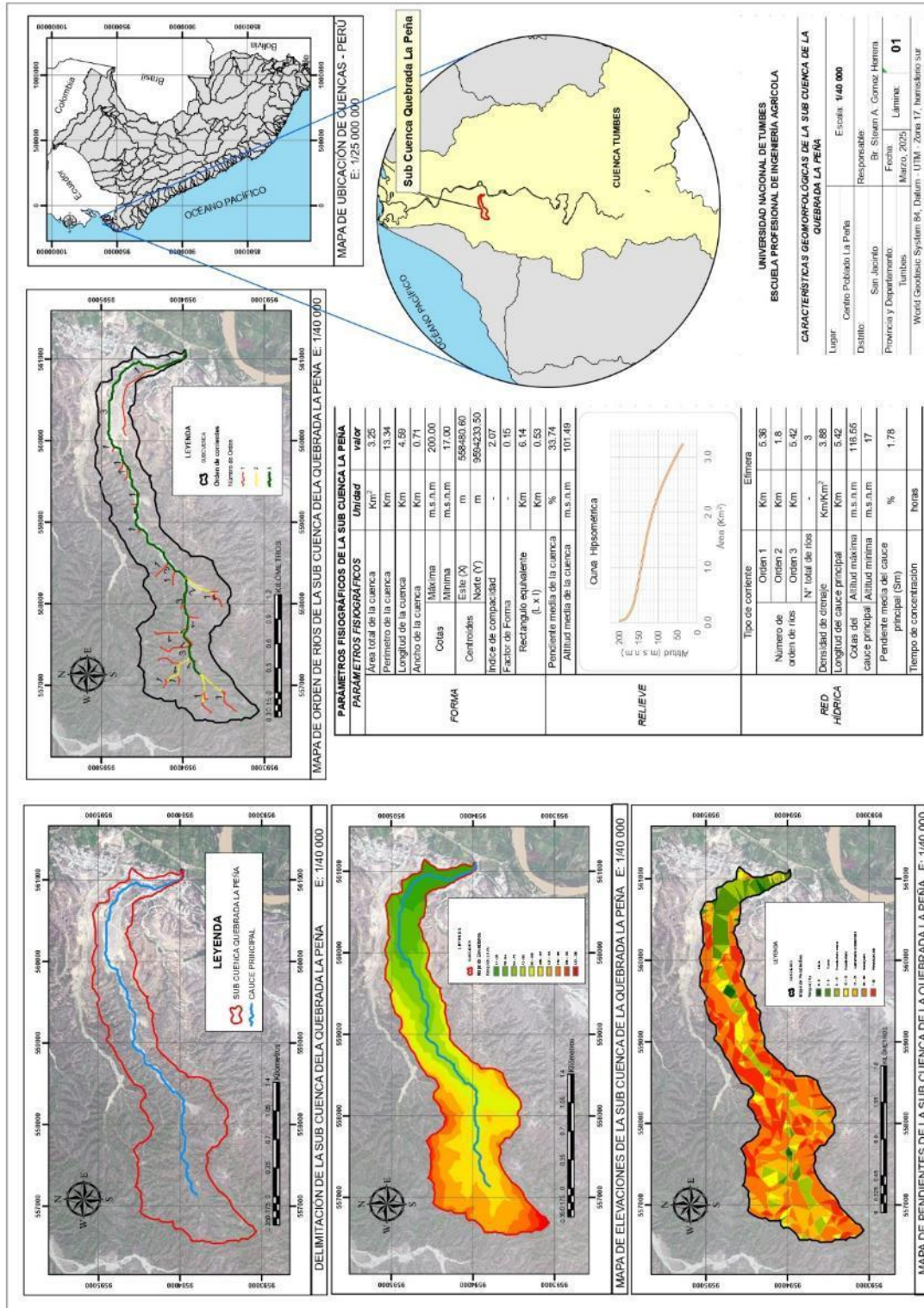
- INTERAGENCY ADVISORY COMMITTEE ON WATER DATA. (1982). *Guidelines For Determining - Flood Flow Frequency, Boletín 17B.*
- Metzger Terrazas, L. (2019). *Evaluación de zonas de inundación utilizando un modelo hidrológico-hidráulico en Tumbes.* Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI, Dirección de hidrología - DHI.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2012). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.*
- Monsalve Sáenz, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería.* Alfaomega.
- Organización Meteorológica Mundial. (1994). *Guía de prácticas hidrológicas.*
- Ramos Ventura, A. (2023). *Simulación hidrológica e hidráulica del río Yucay con fines de diseño de estructuras de control de inundaciones y defensas ribereñas en el sector Pamparque, distrito de Acos Vinchos - Huamanga - Ayacucho, 2020.* Ayacucho.
- Reyes Trujillo, A., Ulises Barroso, F., & Carvajal Escobar, Y. (2010). *Guía básica para la caracterización morfométrica de cuencas hidrográficas.* Cali, Colombia.
- Rocha Felices, A. (2006). *La Costa Norte Peruana y su Vulnerabilidad frente al fenómeno de El Niño.*
- Roche Felices, A. (1998). *INTRODUCCIÓN A LA HIDRÁULICA FLUVIAL.* Universidad Nacional de Ingeniería.
- Saromo Tocto, J. R. (2023). *“Diseño de defensas ribereñas para el modelamiento hidráulico del Río Bella, Localidad de Bella, Huánuco, 2022.* Huánuco.
- SENAMHI. (26 de Febrero de 2020). RÍO TUMBES SUPERÓ UMBRAL AMARILLO:  
<https://www.senamhi.gob.pe/main.php?dp=tumbes&p=prensa&n=1102>
- SENAMHI. (2023). *LLUVIAS MÁXIMAS - ESCENARIOS CRÍTICO - CON INFORMACIÓN CLIMÁTICA DURANTE EL FENOMENO EL NIÑO. ESCENARIOS DE RIESGO POR INUNDACIÓN Y MOVIMIENTO DE MASA.*
- Te´Chow, V. (1994). *Hidrología Aplicada.*
- Terán Adriazola, R. (1998). *DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE DEFENSAS RIBEREÑAS.*
- Trau, W., & Guitierrez Yrigoyen, R. (1979). *ANALISIS REGIONAL DE LAS AVENIDAS EN LOS RIOS DEL PERU.* COMISIÓN MULTISECTORIAL

DEL PLAN NACIONAL DE ORDENAMIENTO DE LOS RECURSOS  
HIDRAULICOS.

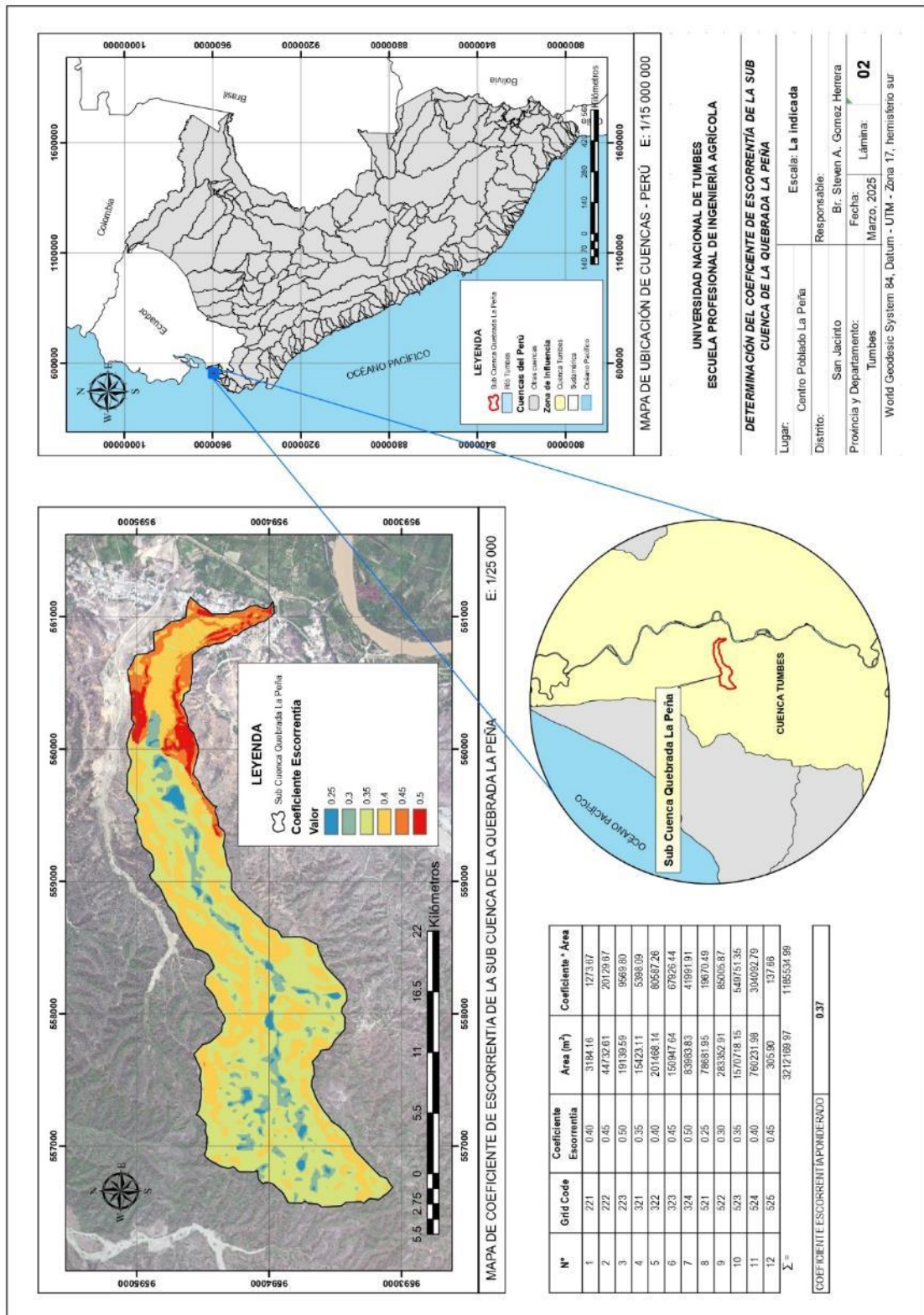
- Vásquez Villanueva, A. (2000). *MANEJO DE CUENCAS ALTOANDINAS*. Lima.
- Vásquez Villanueva, A., Mejía Marcacuzco, A., Faustino Manco, J., Terán  
Adriazola, R., Vásquez Romero, I., Díaz Rimarachin, J., Vásquez Romero,  
C., Castro Abanto, A., Tapia Muñoz, M., & Alcántara Ramos, J. (2016).  
*MANEJO Y GESTIÓN DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS*. UNALM.
- Villón Béjar, M. (2002). *Hidrología*. Villón.
- Villón Béjar, M. (2006). *Hidrología Estadística*. Editorial Tecnológica de Costa  
Rica.
- Villón Béjar, M. (2007). *Hidráulica de canales*. Lima: Editorial Villón.
- Villón Béjar, M. (2014). *Hec-Ras Ejemplos*. Editorial Tecnológica de Costa Rica.

# ANEXOS

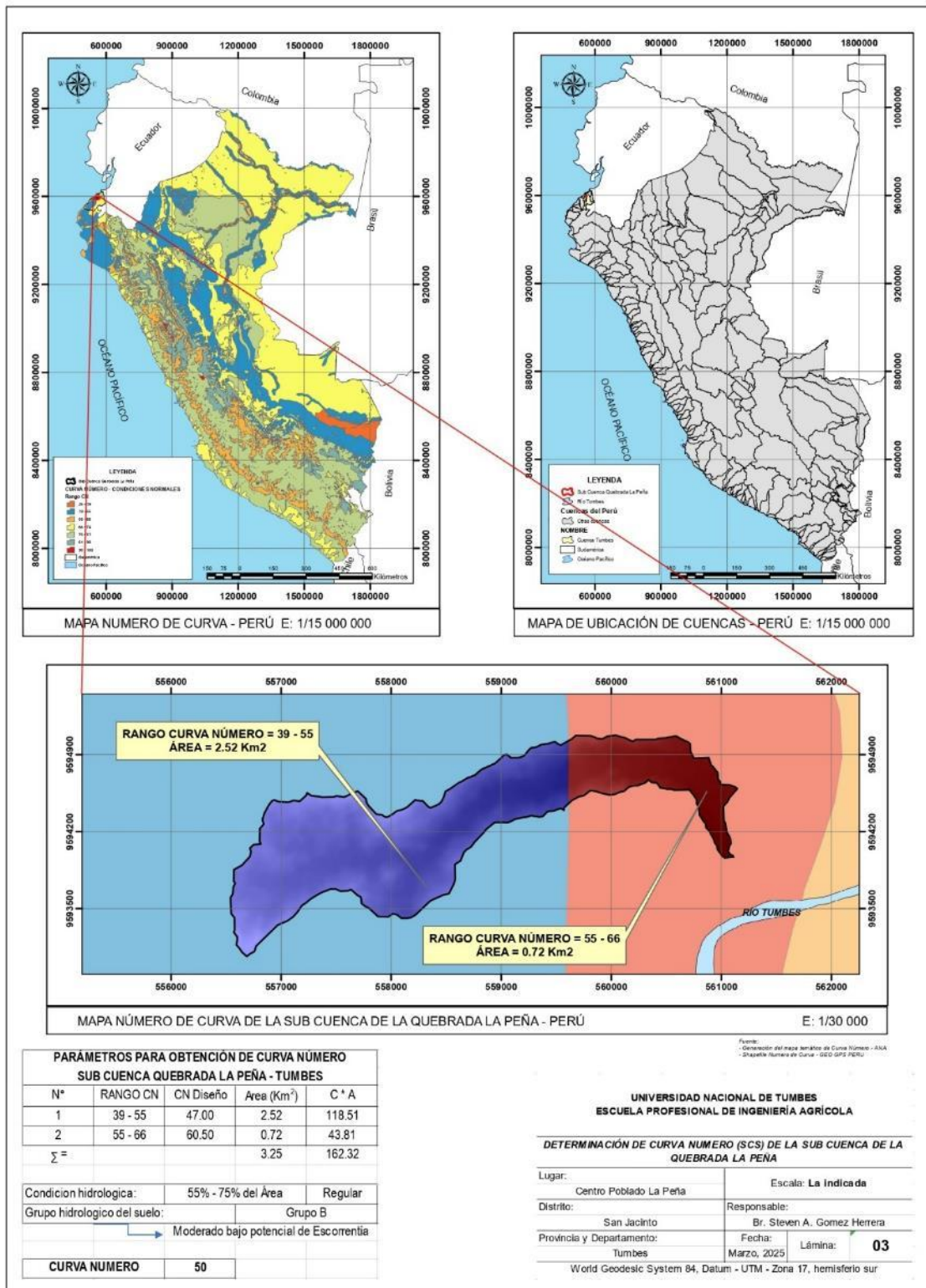
## Anexo 1: Mapa de las características geomorfológicas de la Cuenca de la Quebrada La Peña



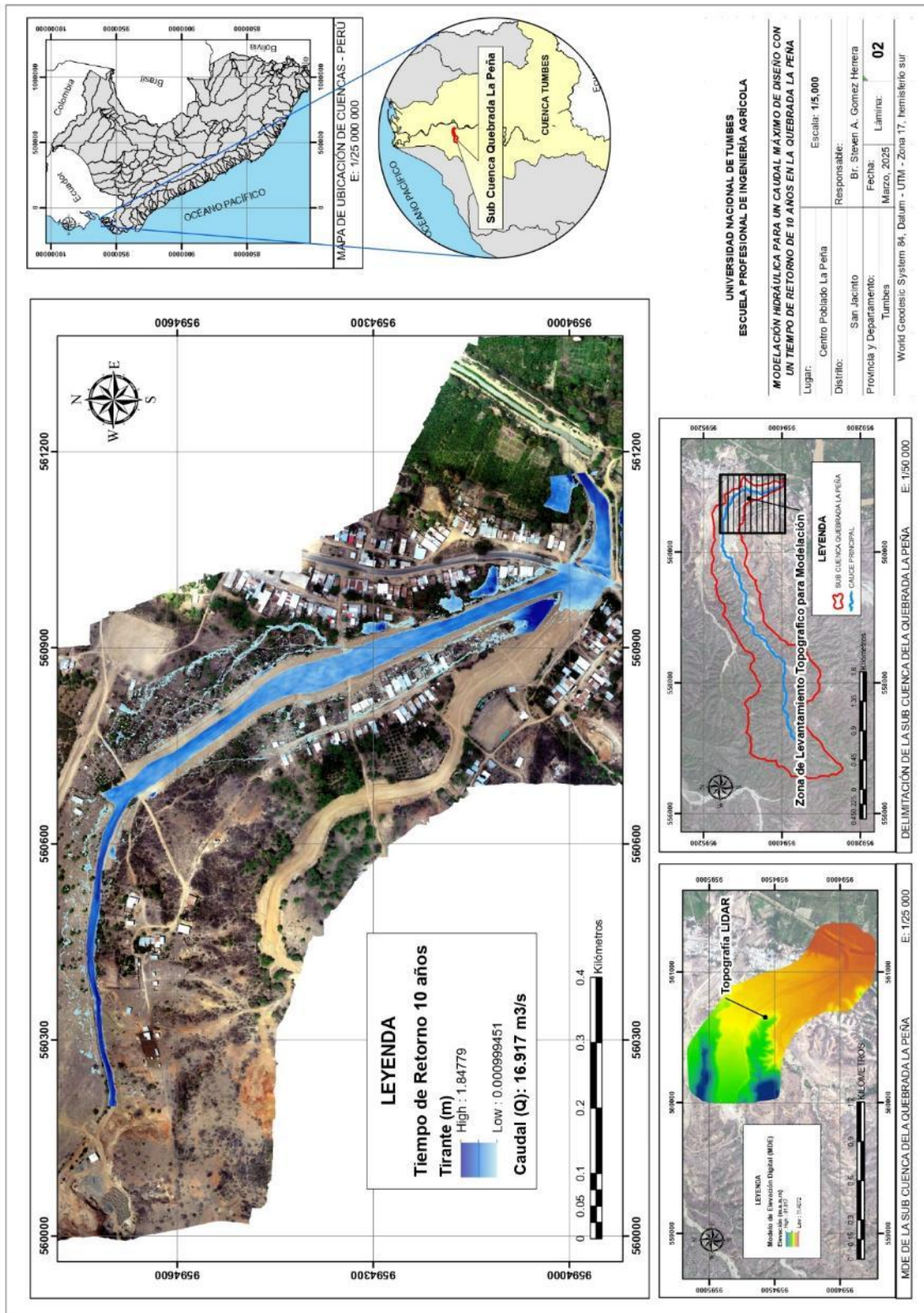
## Anexo 2: Mapa de coeficiente de escorrentía de la Cuenca de la Quebrada La Peña



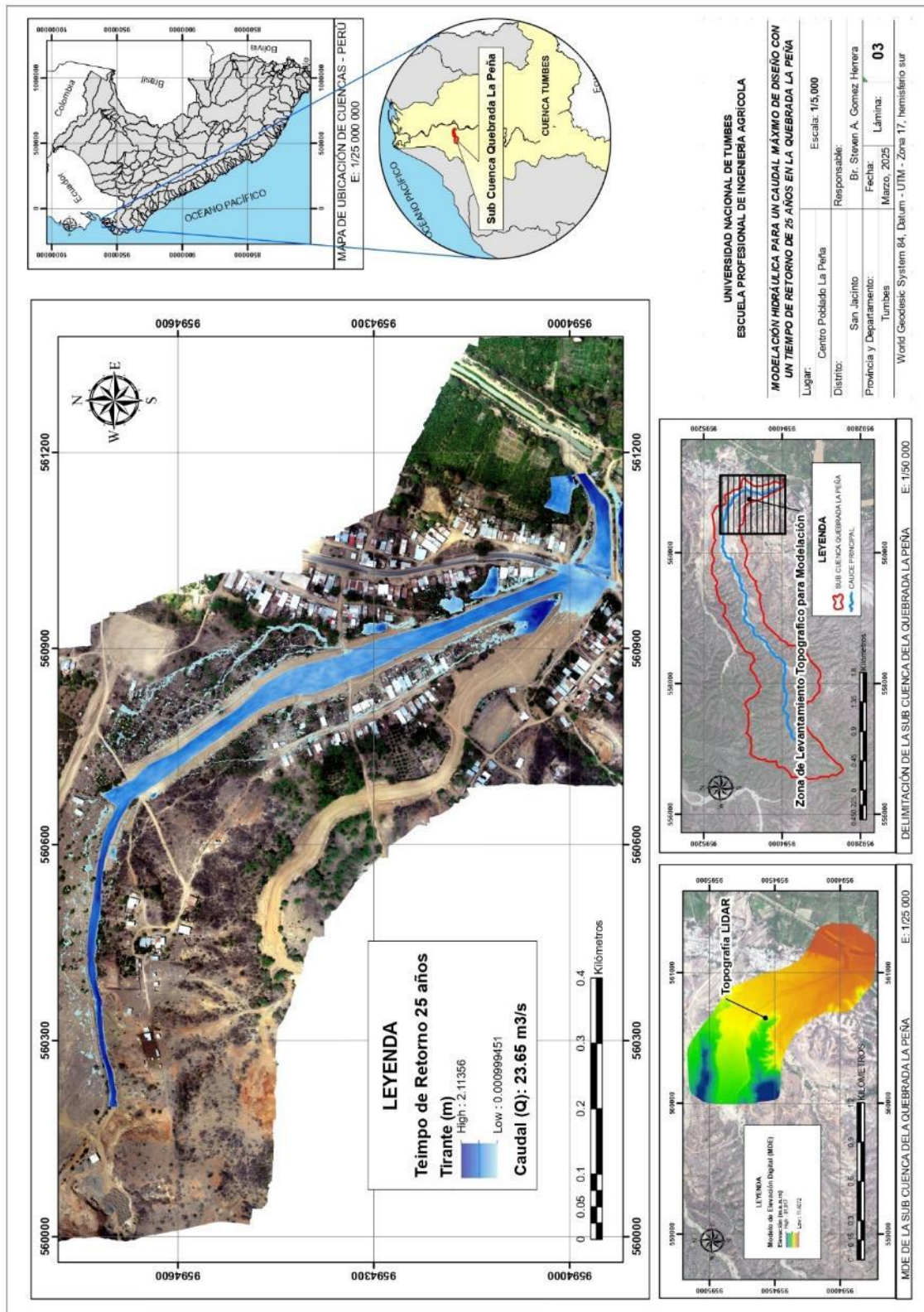
### Anexo 3: Mapa de Curva Número (CN) de la Cuenca de la Quebrada La Peña



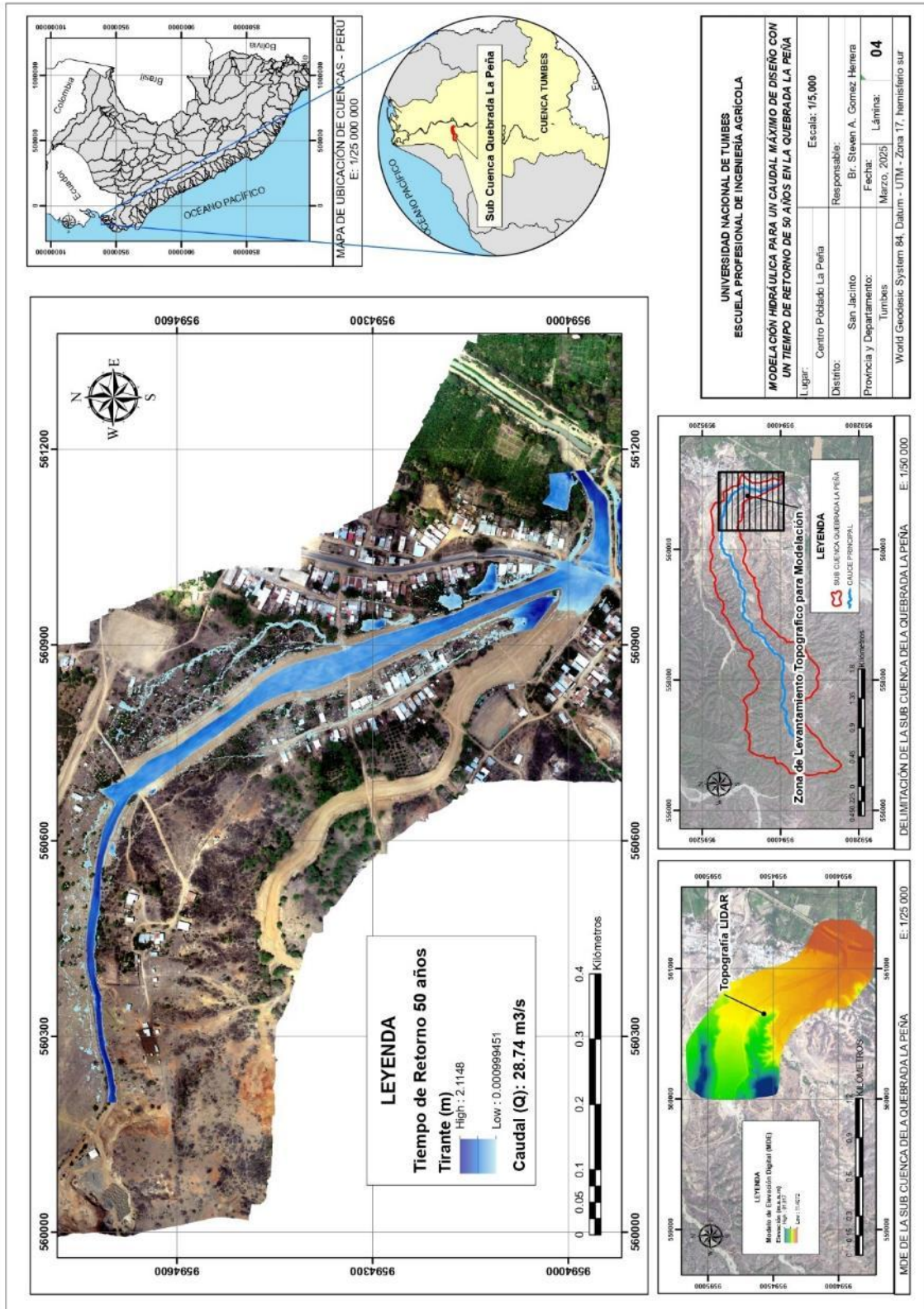
## Anexo 4: Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 10 años



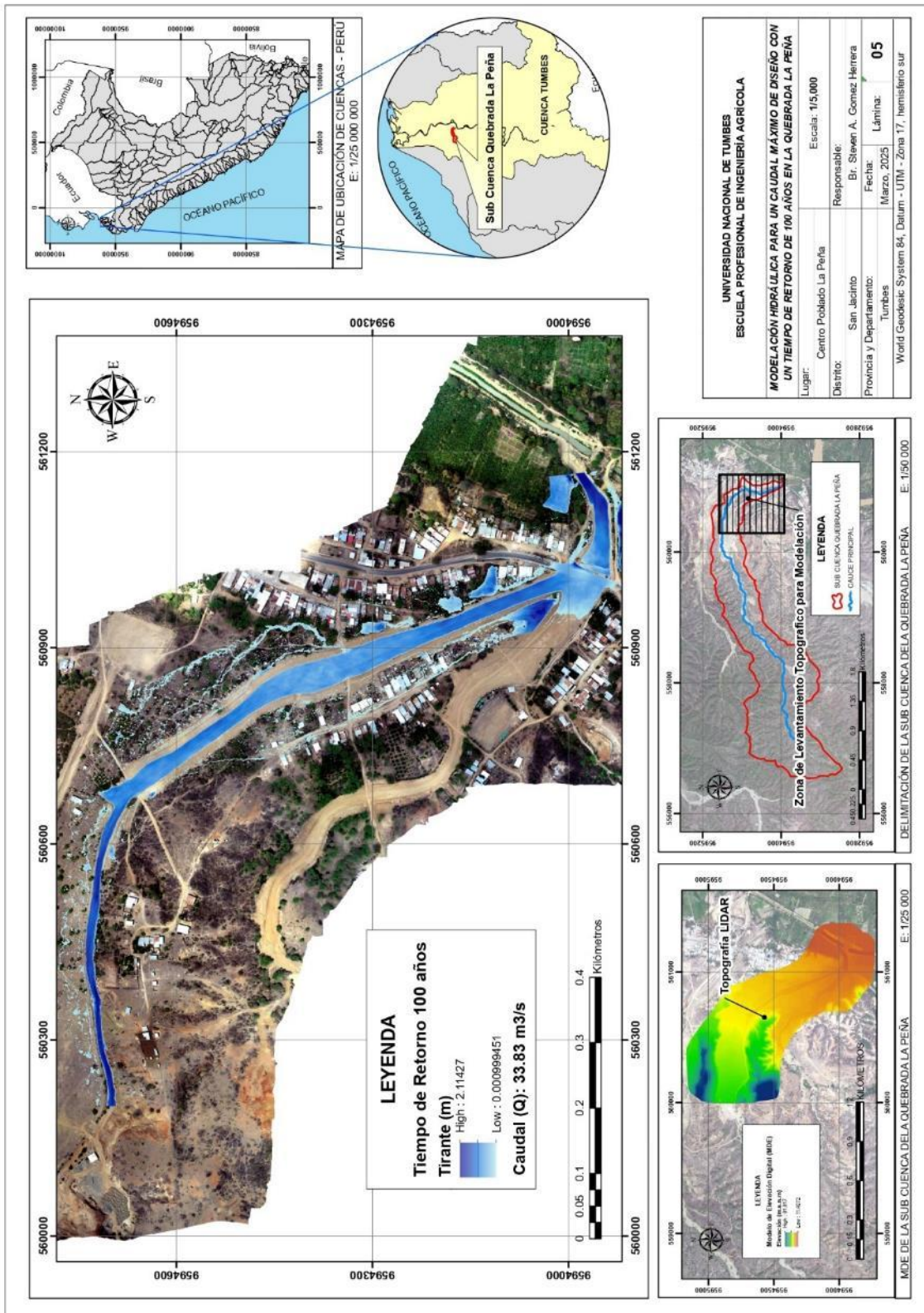
## Anexo 5: Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 25 años



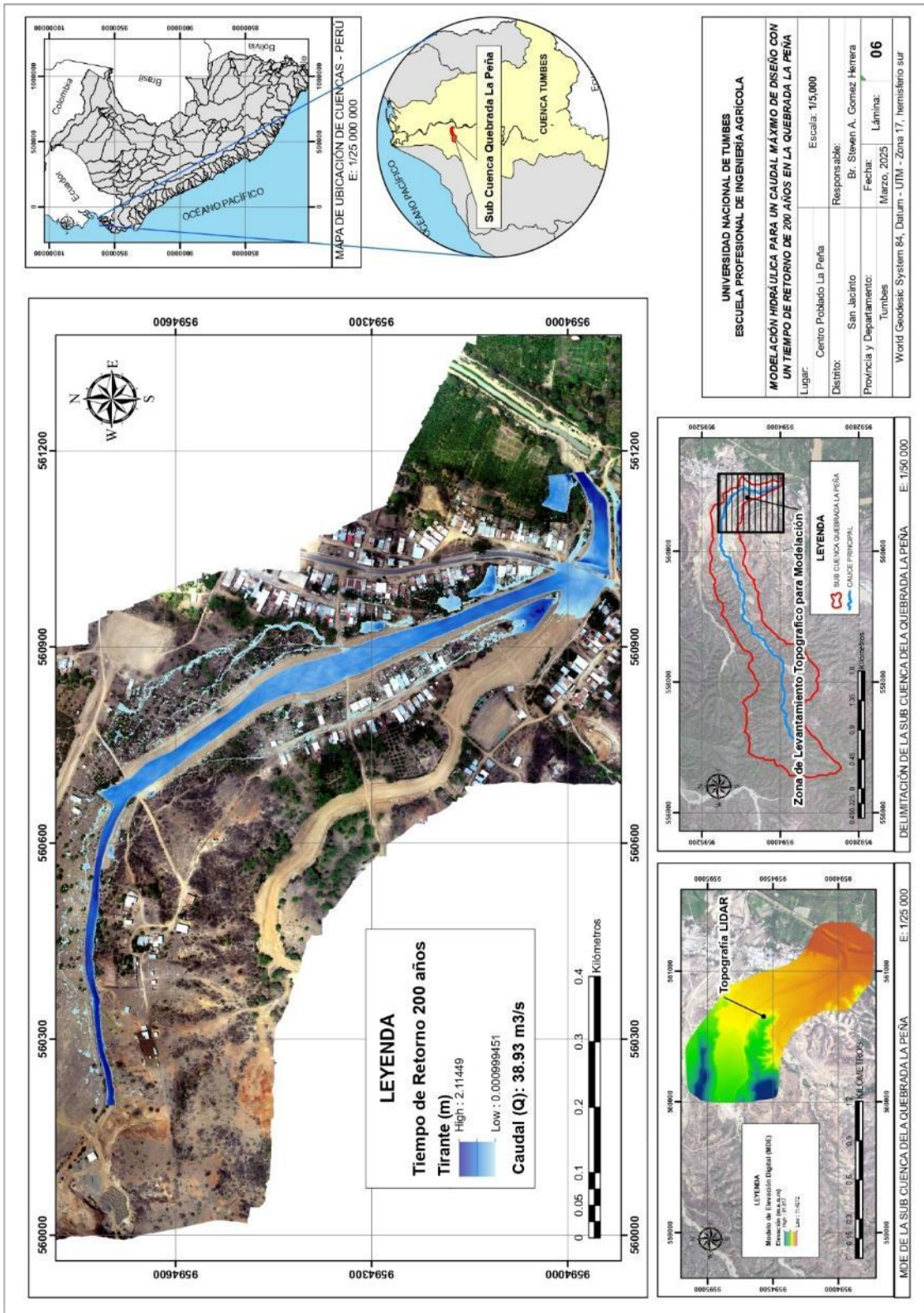
**Anexo 6: Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 50 años**



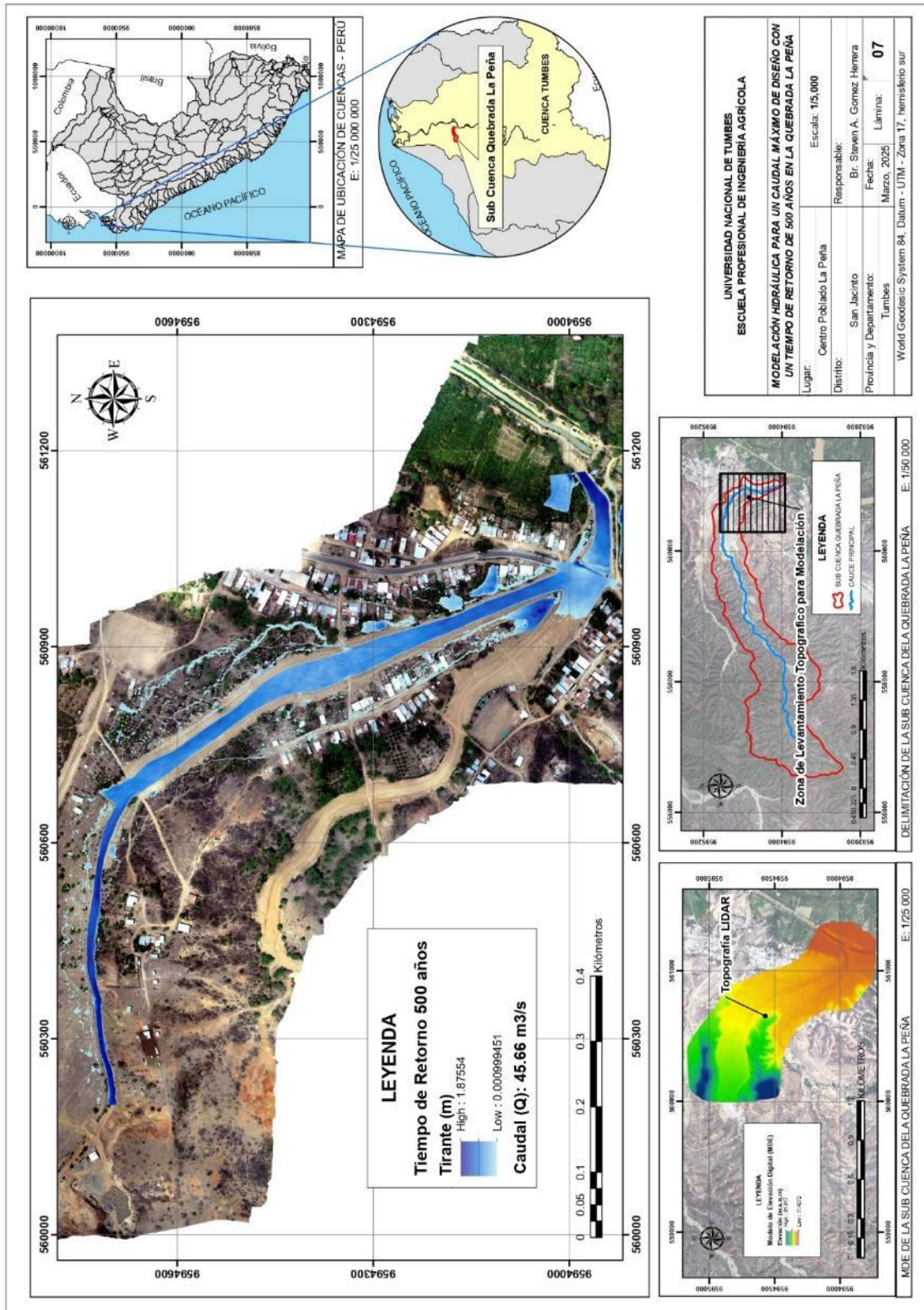
## Anexo 7: Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 100 años



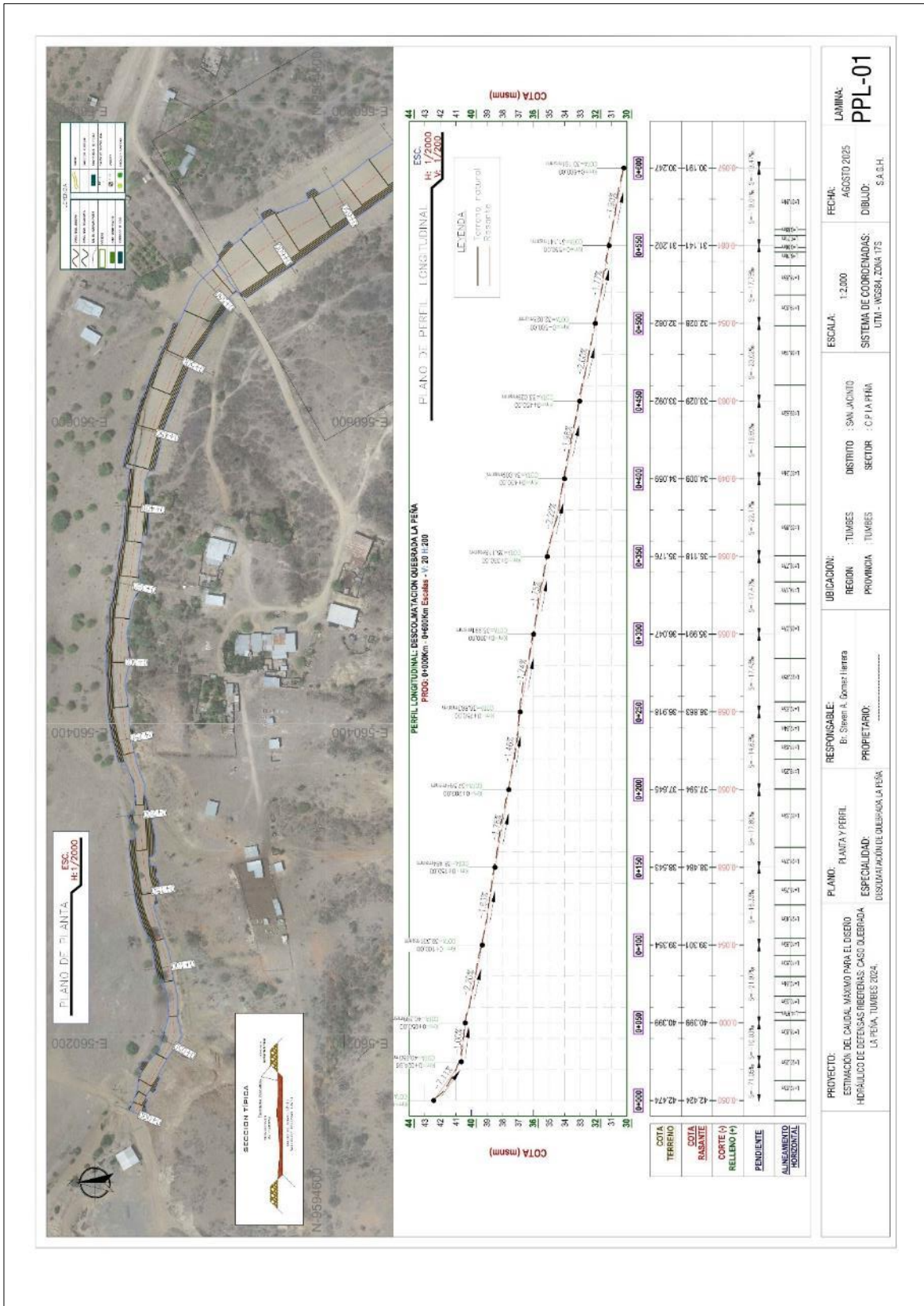
**Anexo 8: Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 200 años**



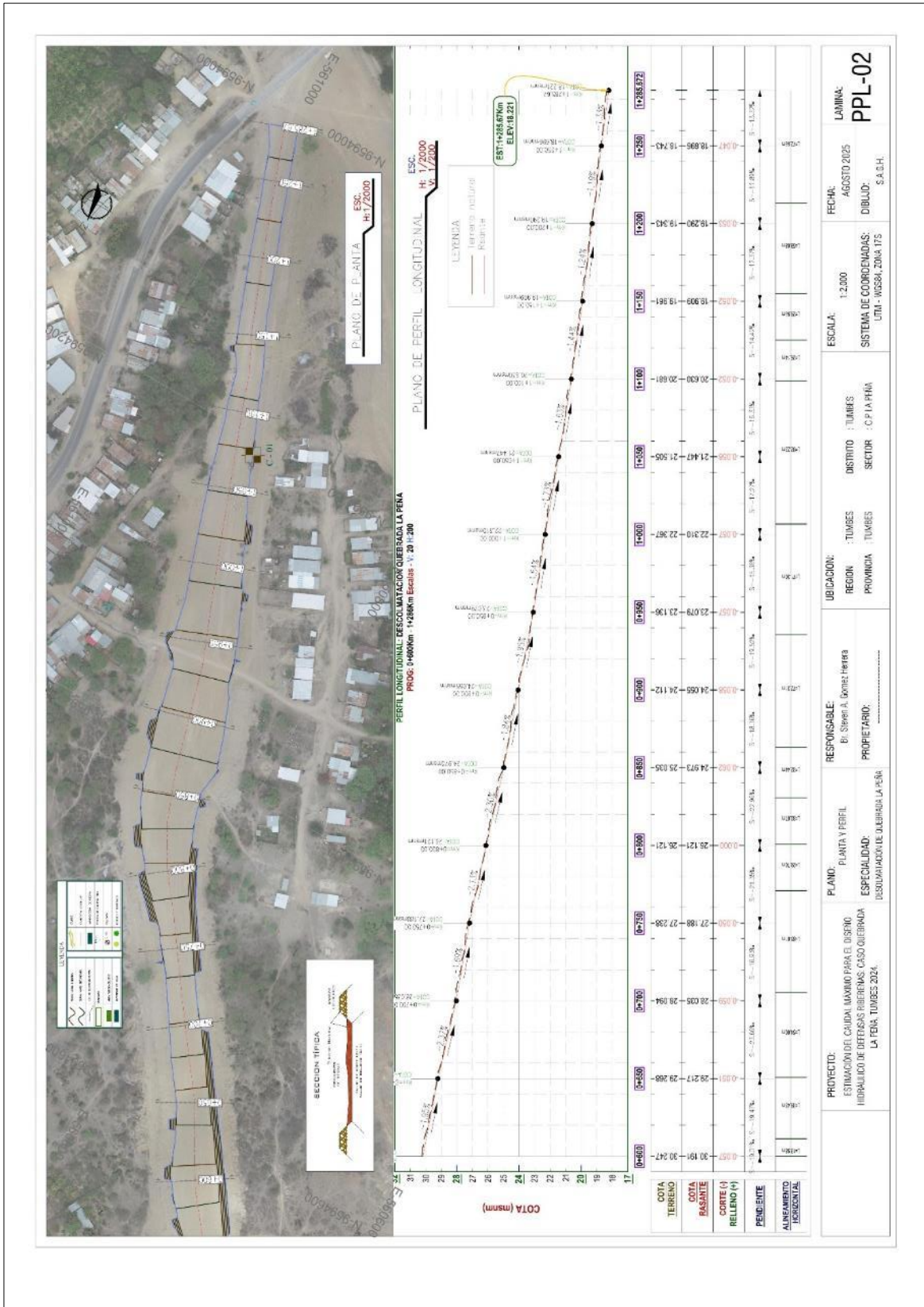
## Anexo 9: Mapa de modelación hidráulica de inundación Tr 500 años



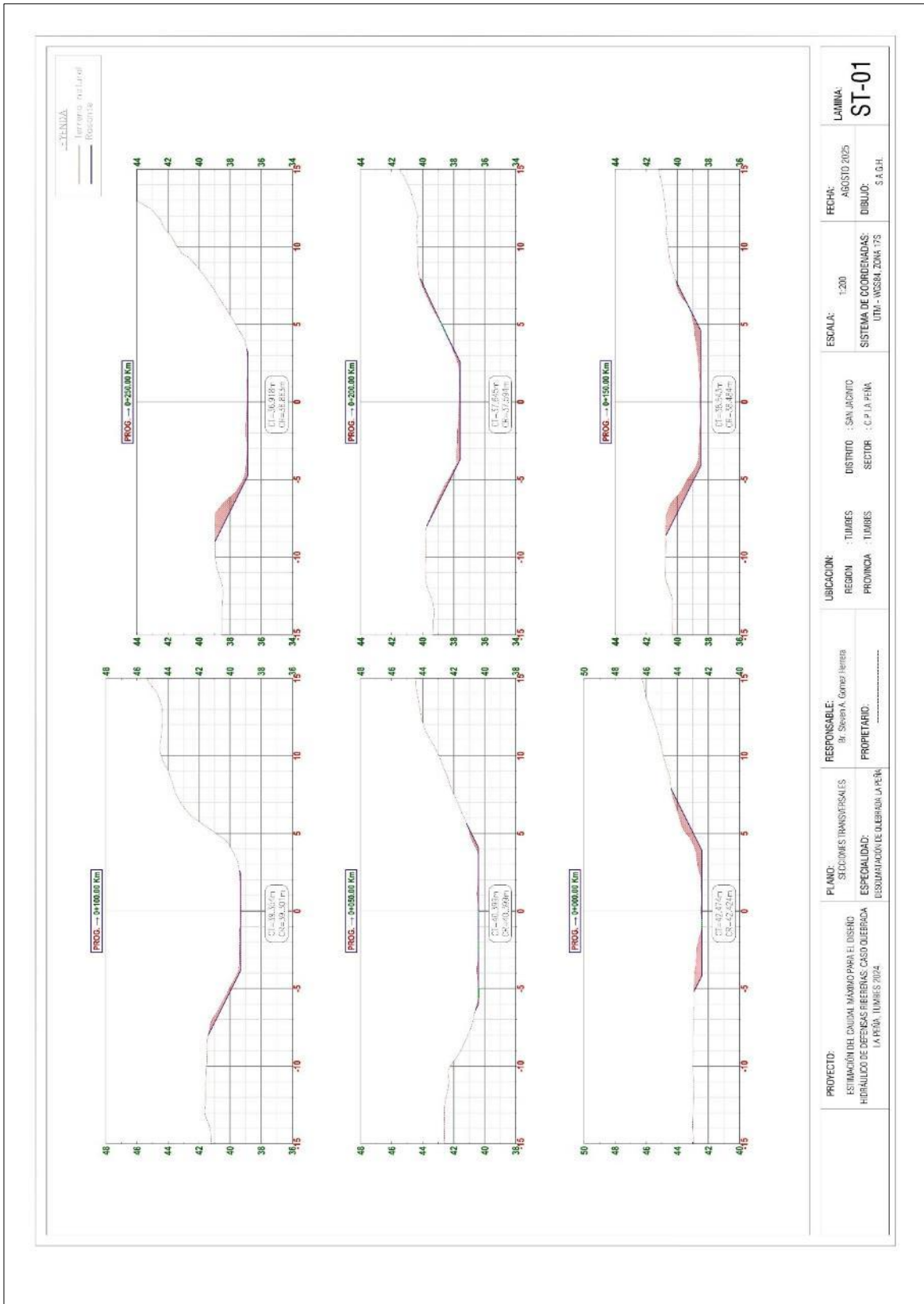
# Anexo 10: Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – PPL1



Anexo 11: Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – PPL2

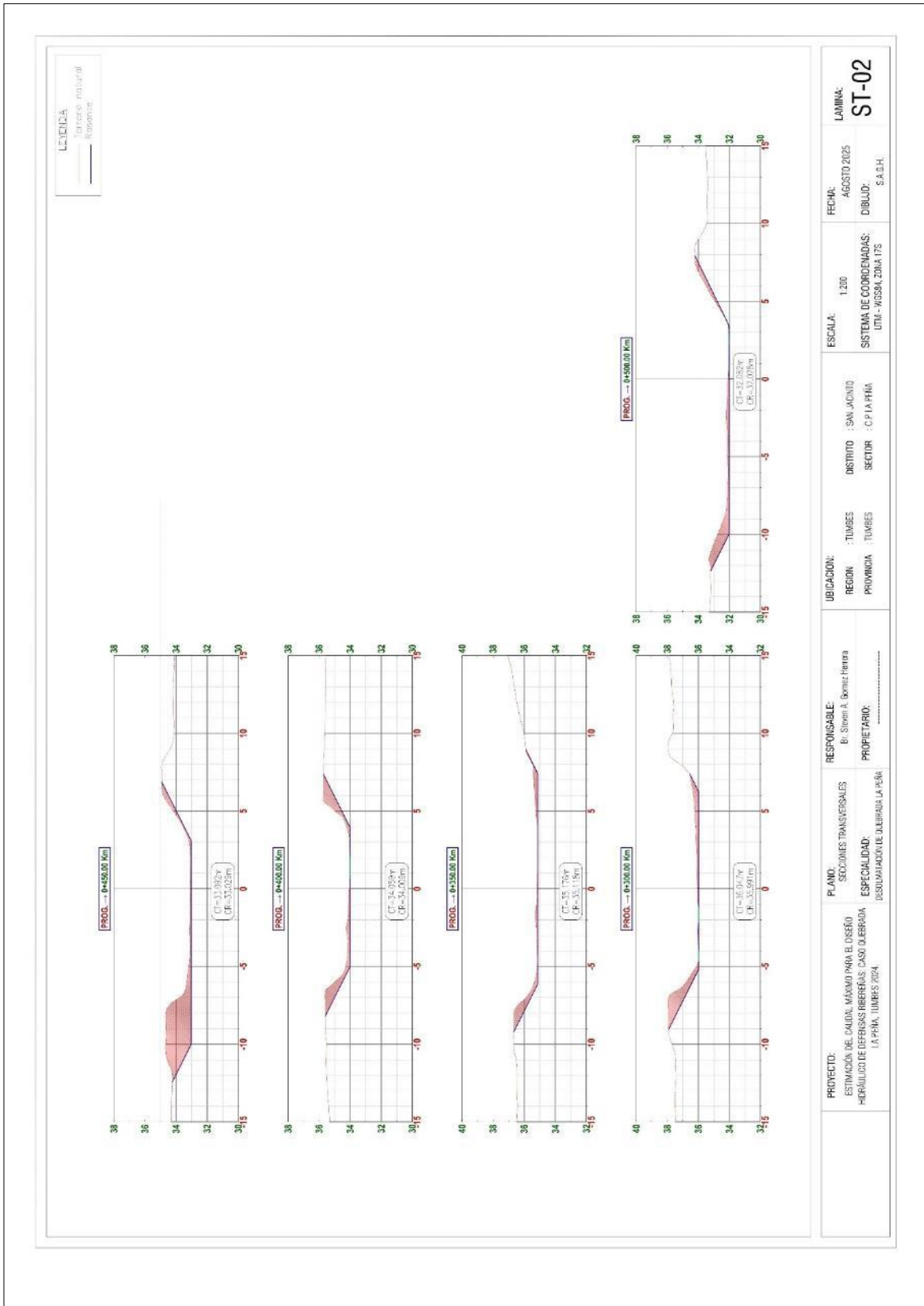


## Anexo 12: Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST1



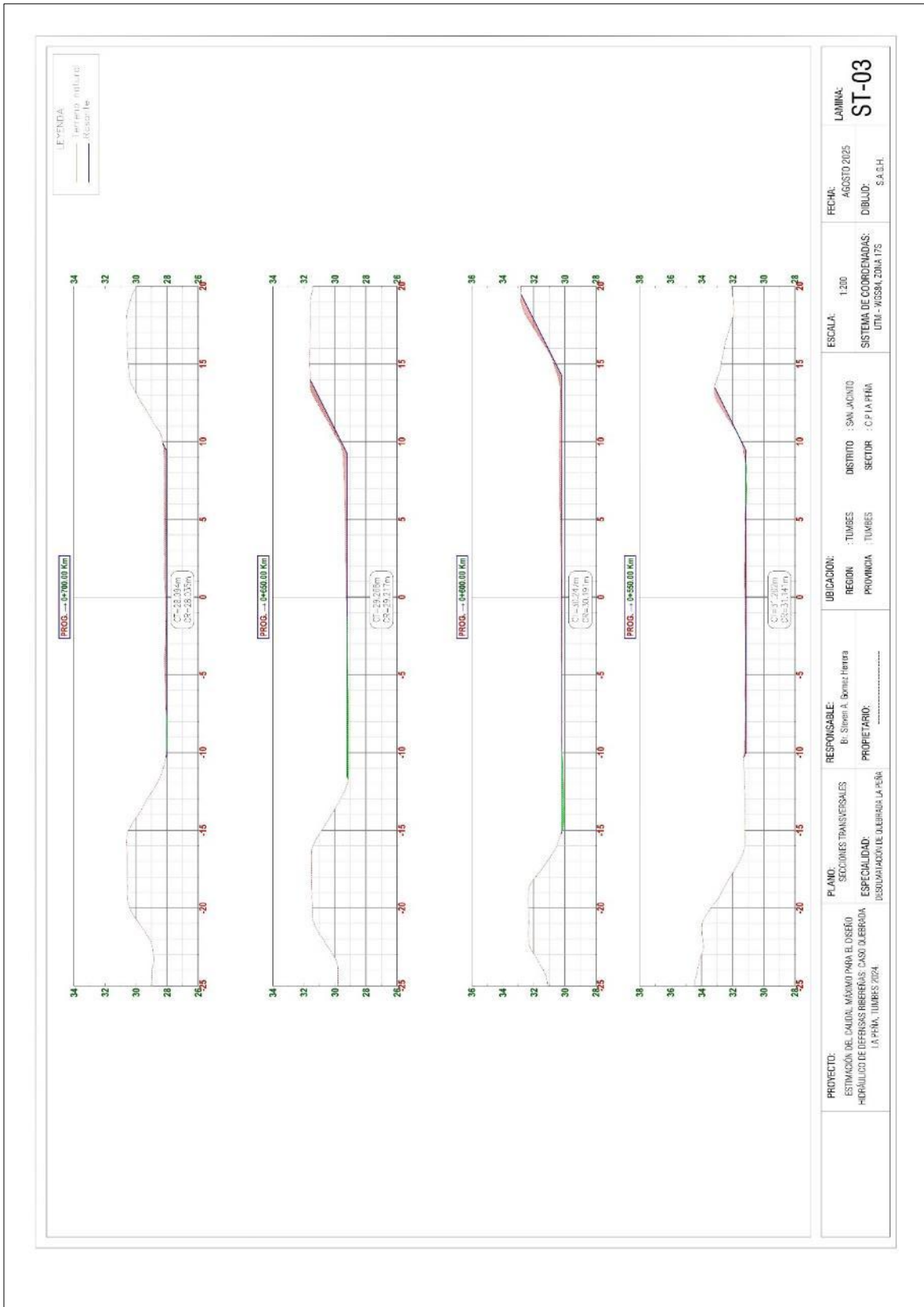
<b>PROYECTO:</b> ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE DEFENSAS FIEBENAS, CASO QUEBRADA LA PEÑA, TUMES 2024.	<b>PLANO:</b> SECCIONES TRANSVERSALES	<b>RESPONSABLE:</b> Sr. Steven Gómez Herrera	<b>UBICACIÓN:</b> REGION : TUMES PROVINCIA : TUMES	<b>DISTRITO :</b> SAN JACINTO <b>SECTOR :</b> C.P.I.A. PEÑA	<b>ESCALA:</b> 1:200 SISTEMA DE COORDENADAS: UTM - WGS84, ZONA 17S	<b>FECHA:</b> AGOSTO 2025 <b>DIBUJO:</b> S.A.G.H.	<b>LÁMINA:</b> <b>ST-01</b>
	<b>ESPECIALIDAD:</b> RESUMEN DE OBRAS DE DEFENSA	<b>PROPIETARIO:</b> .....	<b>PROYECTO:</b> ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE DEFENSAS FIEBENAS, CASO QUEBRADA LA PEÑA, TUMES 2024.	<b>PROVINCIA :</b> TUMES	<b>SECTOR :</b> C.P.I.A. PEÑA	<b>SISTEMA DE COORDENADAS:</b> UTM - WGS84, ZONA 17S	<b>FECHA:</b> AGOSTO 2025 <b>DIBUJO:</b> S.A.G.H.

### Anexo 13: Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST2



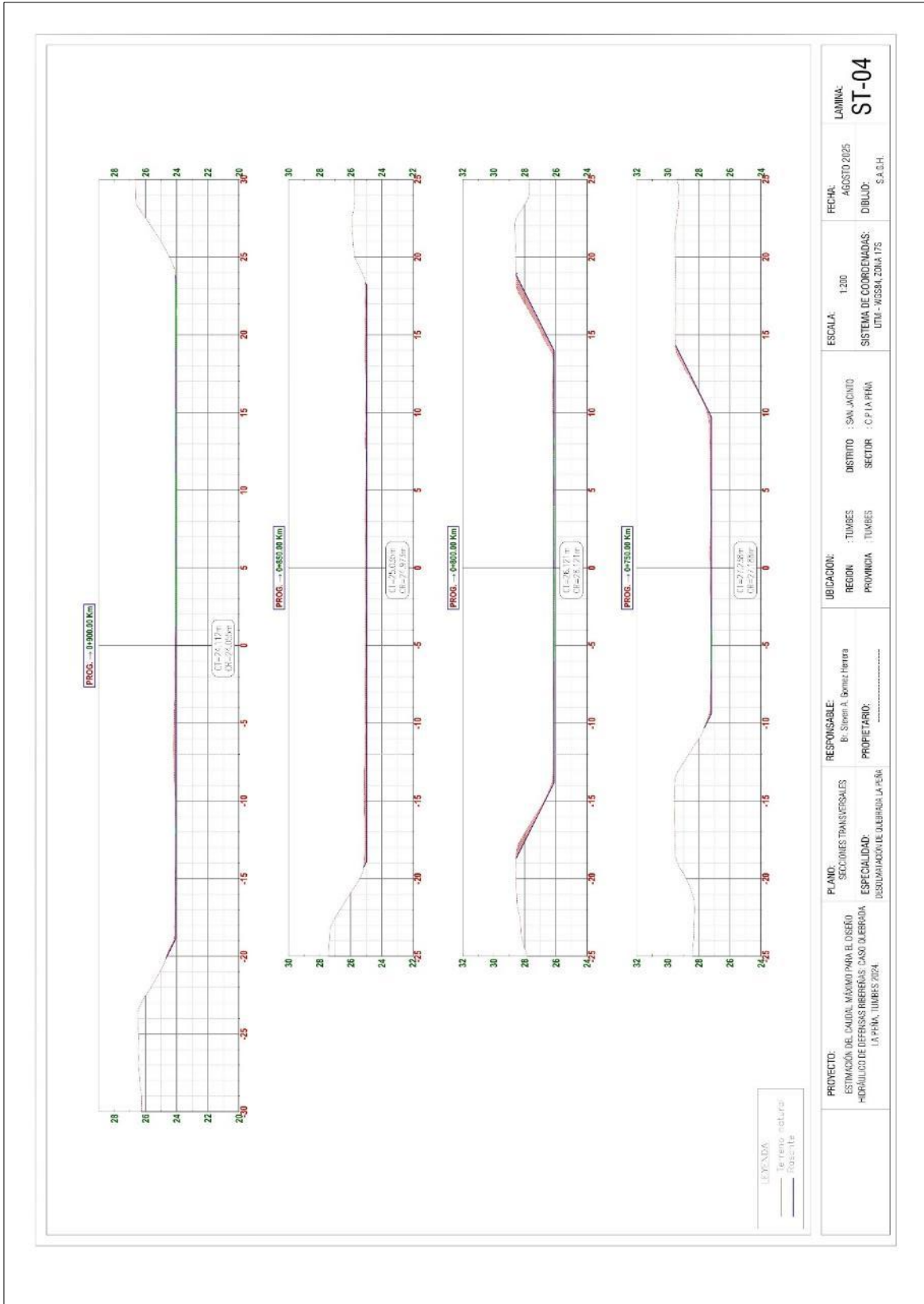
<b>PROYECTO:</b> ESTIMACIÓN DE CALIDAD MÁXIMA PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE DEFENSAS RIBERENAS CASO QUEBRADA LA PEÑA, TUMBES 2024.	<b>PLANO:</b> SECCIONES TRANSVERSALES ESPECIALIDAD: DESOLMATAción DE QUEBRADA LA PEÑA	<b>RESPONSABLE:</b> Bc. Steiner A. Bonuz Herrera PROPIETARIO: .....	<b>UBICACION:</b> REGION : TUMBES PROVINCIA : TUMBES	<b>DISTRITO :</b> SAN JACINTO <b>SECTOR :</b> C.P. LA PEÑA	<b>ESCALA:</b> 1:200 SISTEMA DE COORDENADAS: UTM - WGS84, CON 17S	<b>FECHA:</b> AGOSTO 2025 <b>DIBUJO:</b> S.A.S.H.	<b>LAMINA:</b> <b>ST-02</b>
--	--	--	--	---	--	--	--------------------------------

### Anexo 14: Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST3

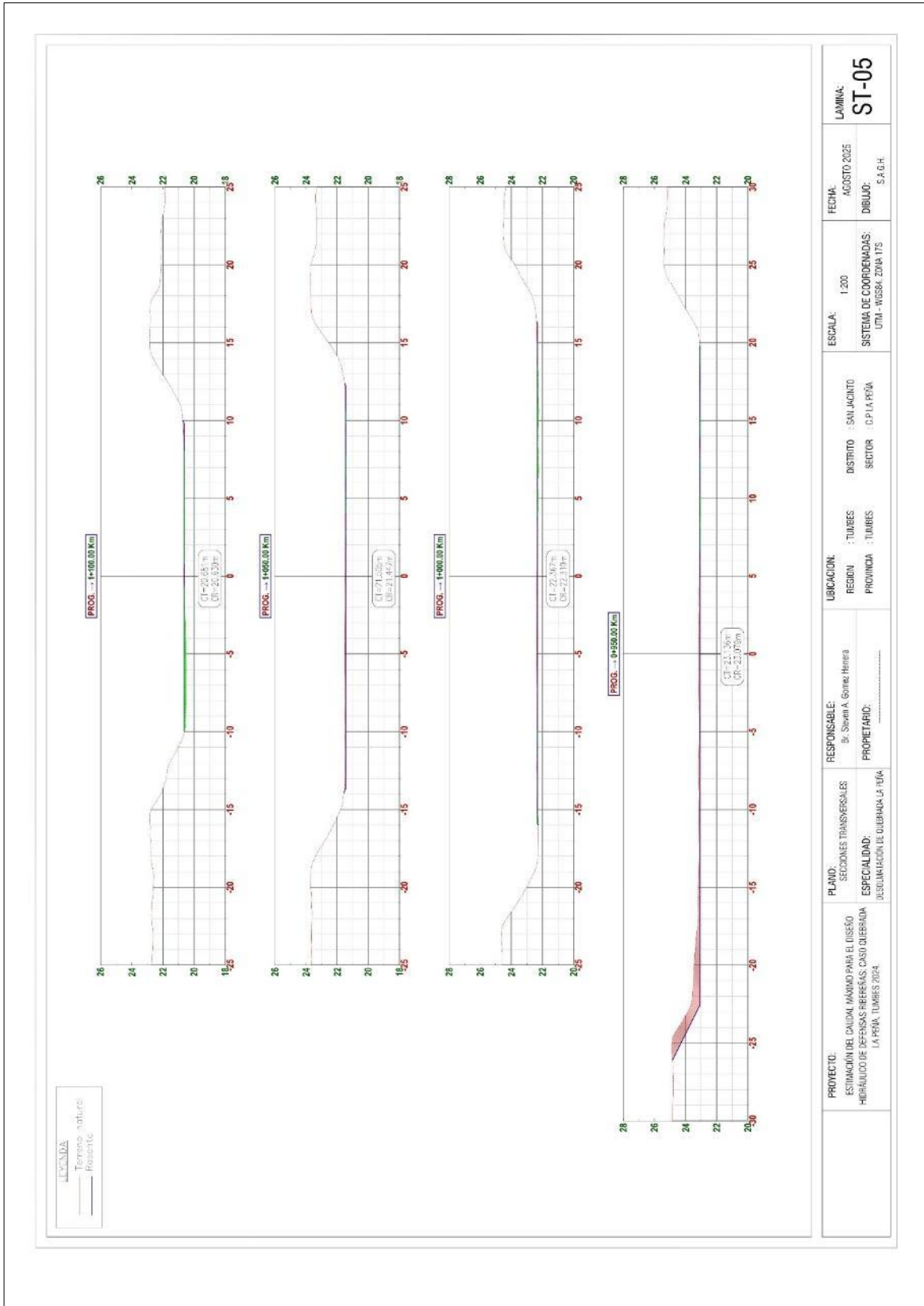


<b>PROYECTO:</b> ESTIMACIÓN DE CAUDAL MÁXIMO PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE DEFENSAS RIBERENAS CASO QUEBRADA LA PEÑA, TUMBES 2024.	<b>PLANO:</b> SECCIONES TRANSVERSALES ESPECIALIDAD: DISEÑO HIDRÁULICO DE QUEBRADAS	<b>RESPONSABLE:</b> Dr. Steven A. Gómez Herrera <b>PROPIETARIO:</b> .....	<b>UBICACIÓN:</b> REGION : TUMBES PROVINCIA : TUMBES DISTRITO : SAN JACINTO SECTOR : C/ LA PEÑA	ESCALA: 1:200 SISTEMA DE COORDENADAS: UTM - NCSA 2014 ITS	FECHA: AGOSTO 2025 DIBUJO: S.A.S.H.	LAMINA: <b>ST-03</b>
---	---	--	---	---	--	-------------------------

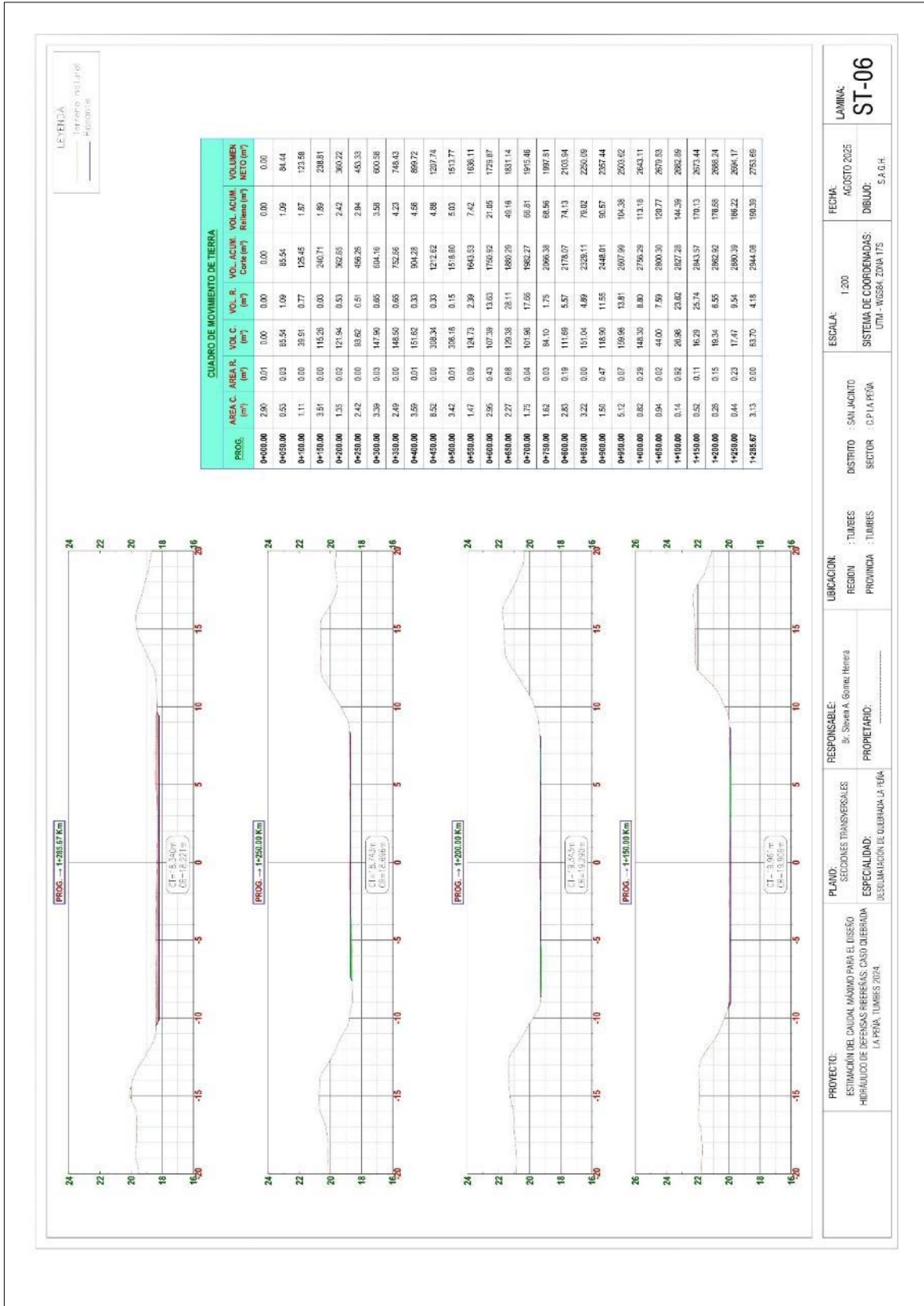
Anexo 15: Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST4



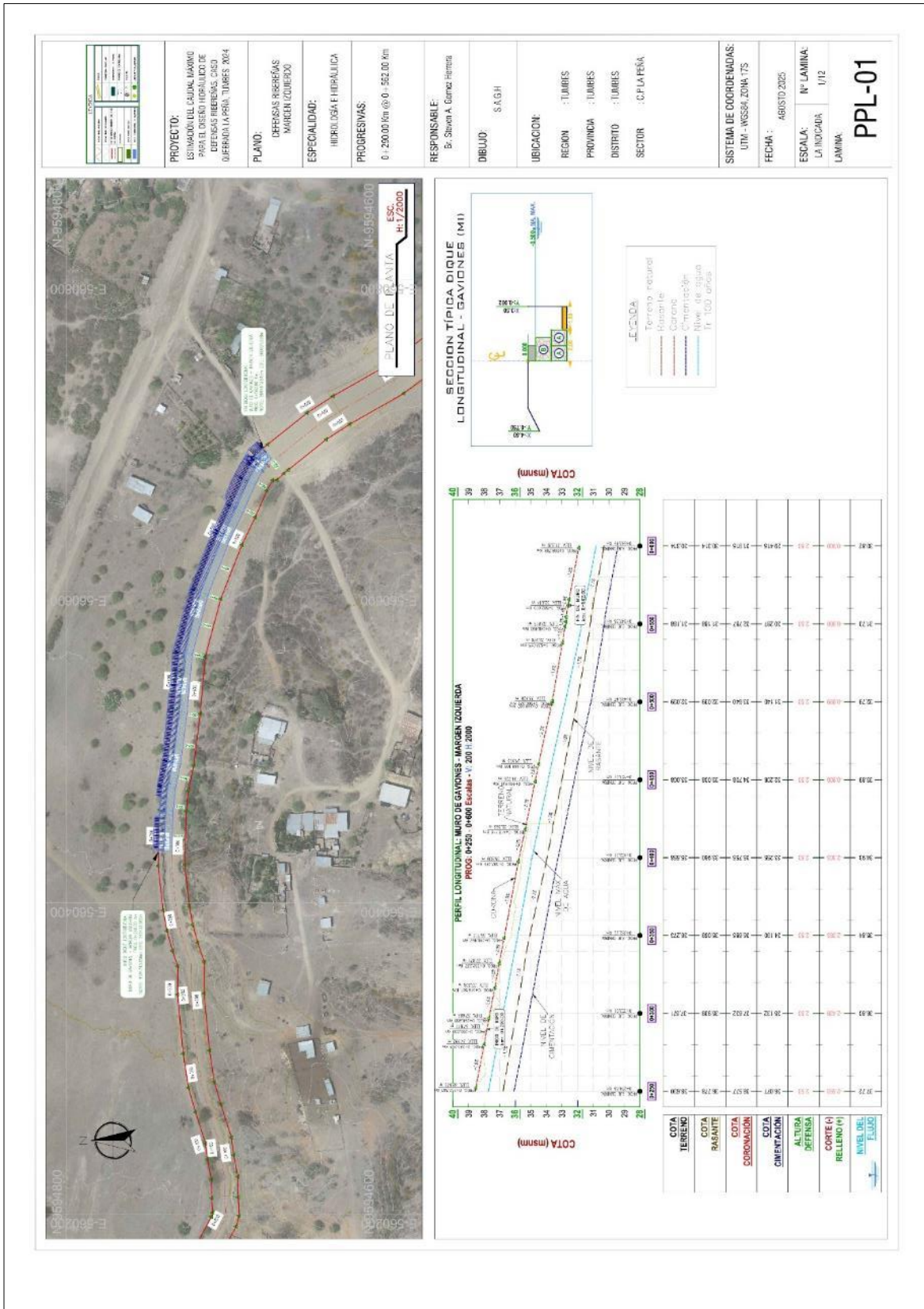
### Anexo 16: Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST5



# Anexo 17: Plano de Descolmatación Quebrada La Peña – ST6

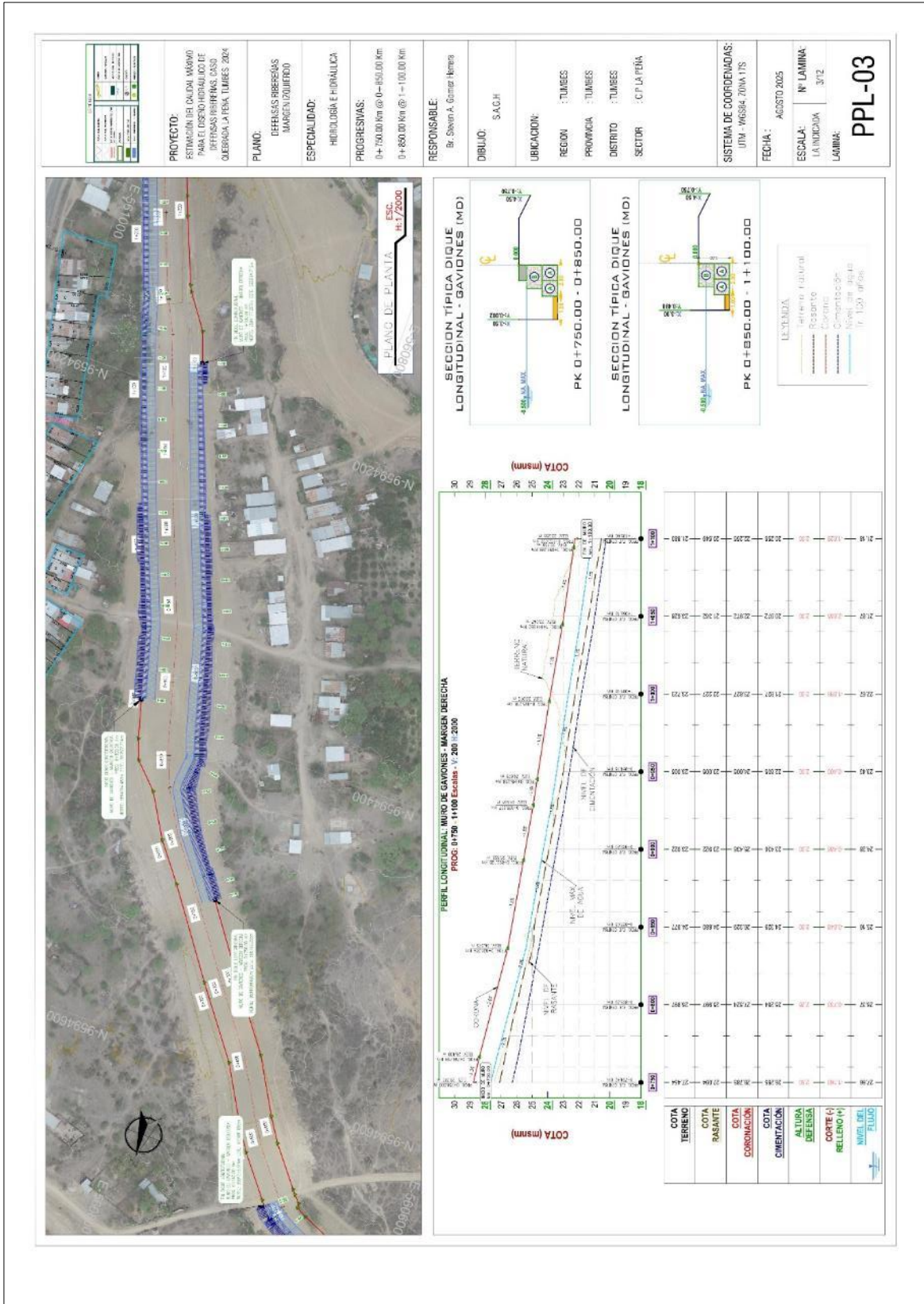


## Anexo 18: Plano de diseño de muros de Gaviones MI – PPL1

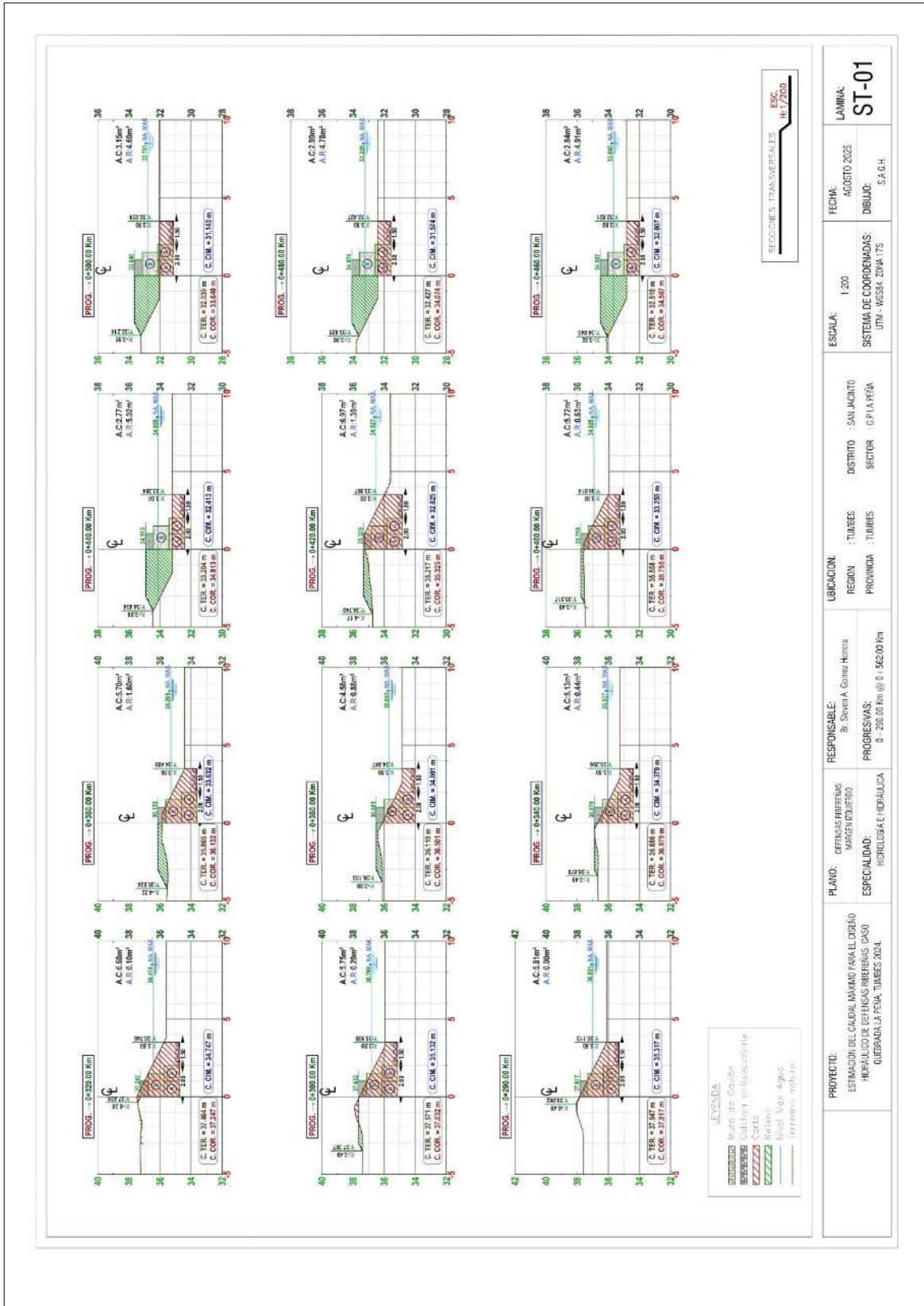




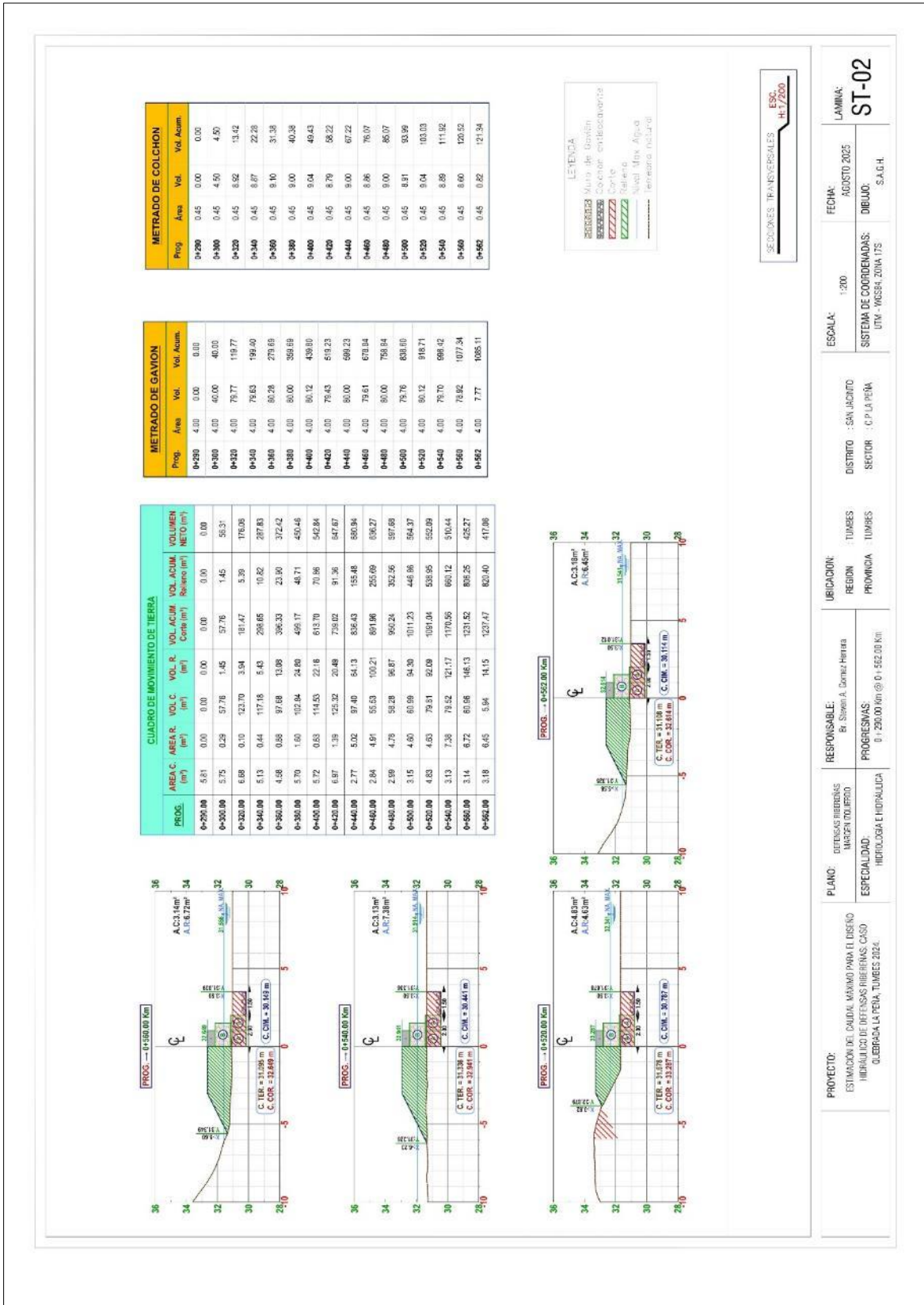
## Anexo 20: Plano de diseño de muros de Gaviones MD – PPL3



# Anexo 21: Plano de diseño de muros de Gaviones MI – ST1



## Anexo 22: Plano de diseño de muros de Gaviones MI – ST2







## Anexo 25: Plano de diseño de muros de Gaviones MI – ST5

CUADRO DE MOVIMIENTO DE TIERRA									
PROG.	AREA.C. (m²)	AREA.R. (m²)	VOL.C. (m³)	VOL.R. (m³)	VOL.ACUM. Corte (m³)	VOL.ACUM. Relleno (m³)	VOL.ACUM. METO (m³)	VOLUMEN	
0+900.00	1.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
0+920.00	2.48	1.30	41.72	31.88	41.72	31.88	9.84		
0+940.00	2.48	1.40	48.80	27.04	91.52	58.92	32.60		
0+960.00	1.24	0.25	37.30	75.64	128.88	134.76	5.88		
0+980.00	5.40	2.76	26.41	80.15	155.30	224.91	69.61		
1+000.00	2.05	1.62	34.55	43.87	181.85	208.78	26.93		
1+020.00	3.50	0.21	55.50	10.39	245.43	287.17	41.74		
1+040.00	4.92	0.08	84.28	2.89	329.71	290.06	39.65		
1+060.00	7.01	0.12	119.29	1.93	448.00	391.99	157.02		
1+080.00	8.12	0.02	151.24	1.35	600.25	293.34	306.90		
1+100.00	7.54	0.05	156.62	0.74	758.87	294.05	464.79		
1+120.00	6.65	0.01	141.65	0.87	886.52	294.69	601.83		
1+140.00	7.77	0.00	137.42	0.05	1033.95	294.75	741.20		
1+160.00	7.07	0.01	144.32	0.09	1180.26	294.84	885.42		
1+180.00	6.33	0.00	133.02	0.09	1313.28	294.93	1018.34		
1+200.00	6.80	0.05	131.24	0.45	1444.62	295.39	1149.23		
1+220.00	6.80	0.00	138.26	0.45	1580.88	295.84	1285.03		
1+240.00	7.05	0.00	138.51	0.01	1719.38	295.85	1423.53		
1+260.00	5.46	0.01	125.12	0.15	1844.51	296.01	1548.50		
1+280.00	5.40	0.01	109.62	0.21	1953.13	296.21	1656.91		
1+296.36	3.98	0.00	76.77	0.05	2029.80	296.27	1733.63		

METRADO DE GAVION			
Prog.	Area	Vol.	Vol. Acum.
0+900	3.50	0.00	0.00
0+920	3.50	70.00	70.00
0+940	3.50	70.00	140.00
0+960	3.50	70.32	210.32
0+980	3.50	70.00	280.32
1+000	3.50	70.00	350.32
1+020	3.50	69.94	420.26
1+040	3.50	70.00	490.26
1+060	3.50	70.00	560.26
1+080	3.50	70.00	630.26
1+100	3.50	70.00	700.26
1+120	3.50	69.93	770.19
1+140	3.50	69.79	839.98
1+160	3.50	70.59	910.56
1+180	3.50	69.67	980.23
1+200	3.50	70.00	1050.23
1+220	3.50	70.07	1120.30
1+240	3.50	70.00	1190.30
1+260	3.50	70.00	1260.30
1+280	3.50	70.00	1330.30
1+296.36	3.50	57.24	1387.54

METRADO DE COLCHON			
Prog.	Area	Vol.	Vol. Acum.
0+900	0.30	0.00	0.00
0+920	0.30	6.00	6.00
0+940	0.30	6.00	12.00
0+960	0.30	6.08	18.08
0+980	0.30	6.00	24.08
1+000	0.30	6.00	30.08
1+020	0.30	5.99	36.06
1+040	0.30	6.00	42.06
1+060	0.30	6.00	48.06
1+080	0.30	6.00	54.06
1+100	0.30	6.00	60.06
1+120	0.30	5.98	66.05
1+140	0.30	5.95	71.99
1+160	0.30	5.14	78.14
1+180	0.30	5.92	84.06
1+200	0.30	6.00	90.06
1+220	0.30	6.02	96.07
1+240	0.30	6.00	102.07
1+260	0.30	6.00	108.07
1+280	0.30	6.00	114.07
1+296.36	0.30	4.91	118.98

PROYECTO: ESTACION DEL CANTAL MAXIMO PARA EL DESBLOQUEO DE DEFENSAS RIBERINAS CASU QUEBRADA LA PENA, TUMBES 2024.

PLANO: DEFENSAS RIBERINAS MARAFUQUERIO.

ESPECIALIDAD: HIDROLOGIA E HIDRAULICA

RESPONSABLE: Sr. Steven A. Gomez Herrera

PROGRESIVAS: 0+700.00 Km @ 1+296.36 Km

UBICACION: REGION : TUMBES

PROVINCIA : TUMBES

DISTRITO : SAN JACINTO

SECTOR : C/PIA-POMA

ESCALA: 1:200

SISTEMA DE COORDENADAS: UTM - WGS84 - EDN 17S

FECHA: AGOSTO 2025

DIBUJO: S.A.G.H.

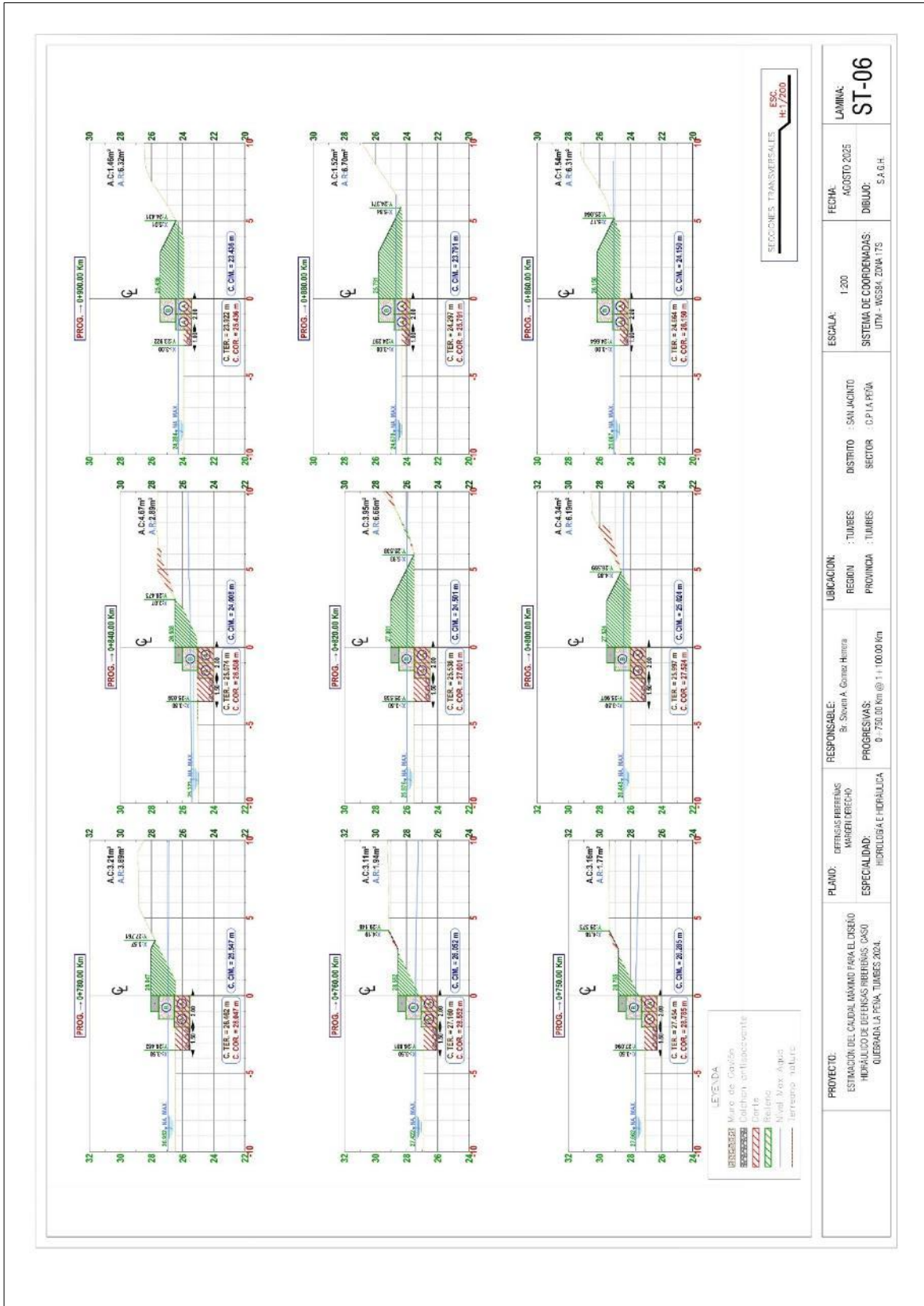
LAMINA: ST-05

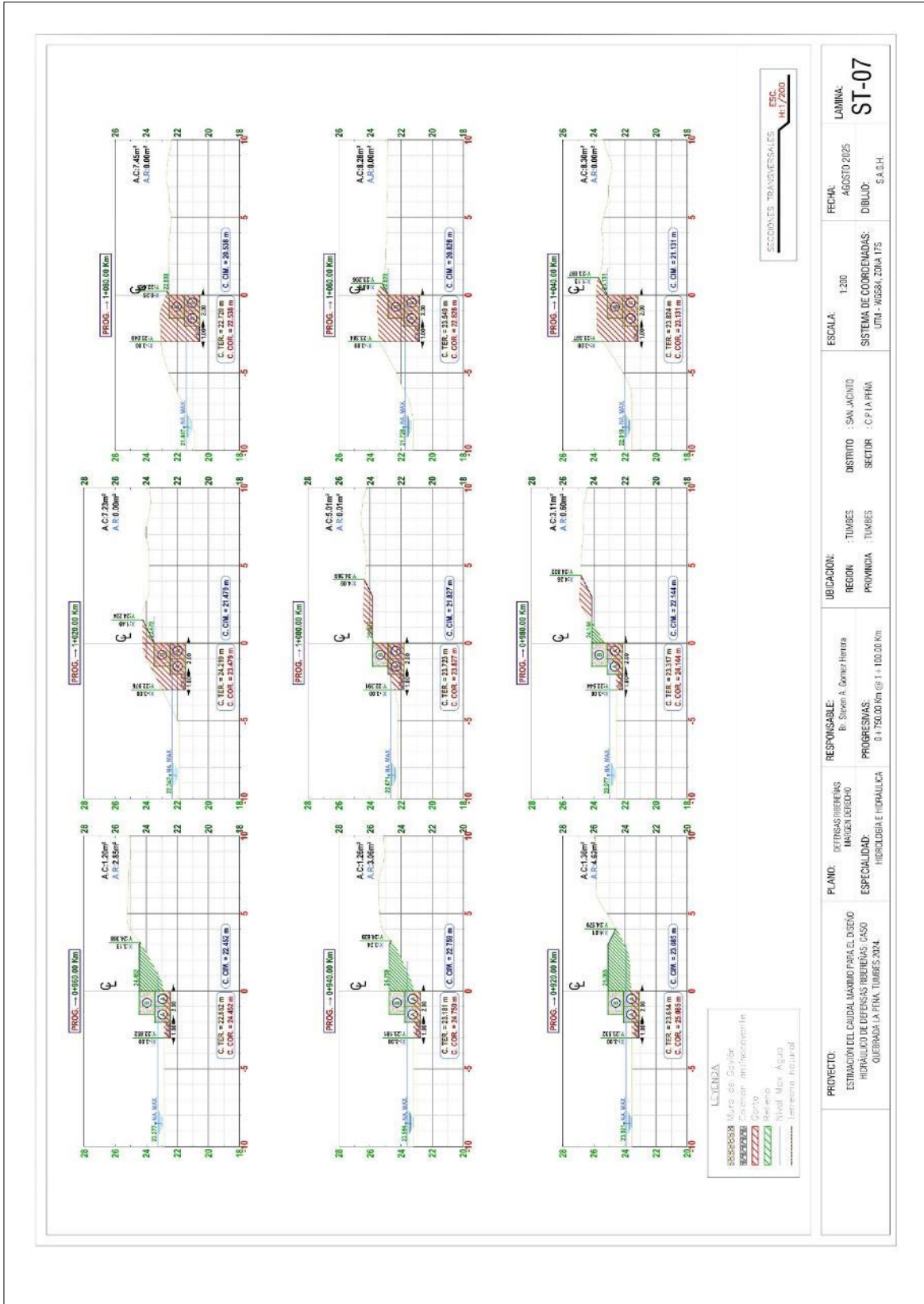
SECCIONES TRANSVERSALES

ESC. 1:200

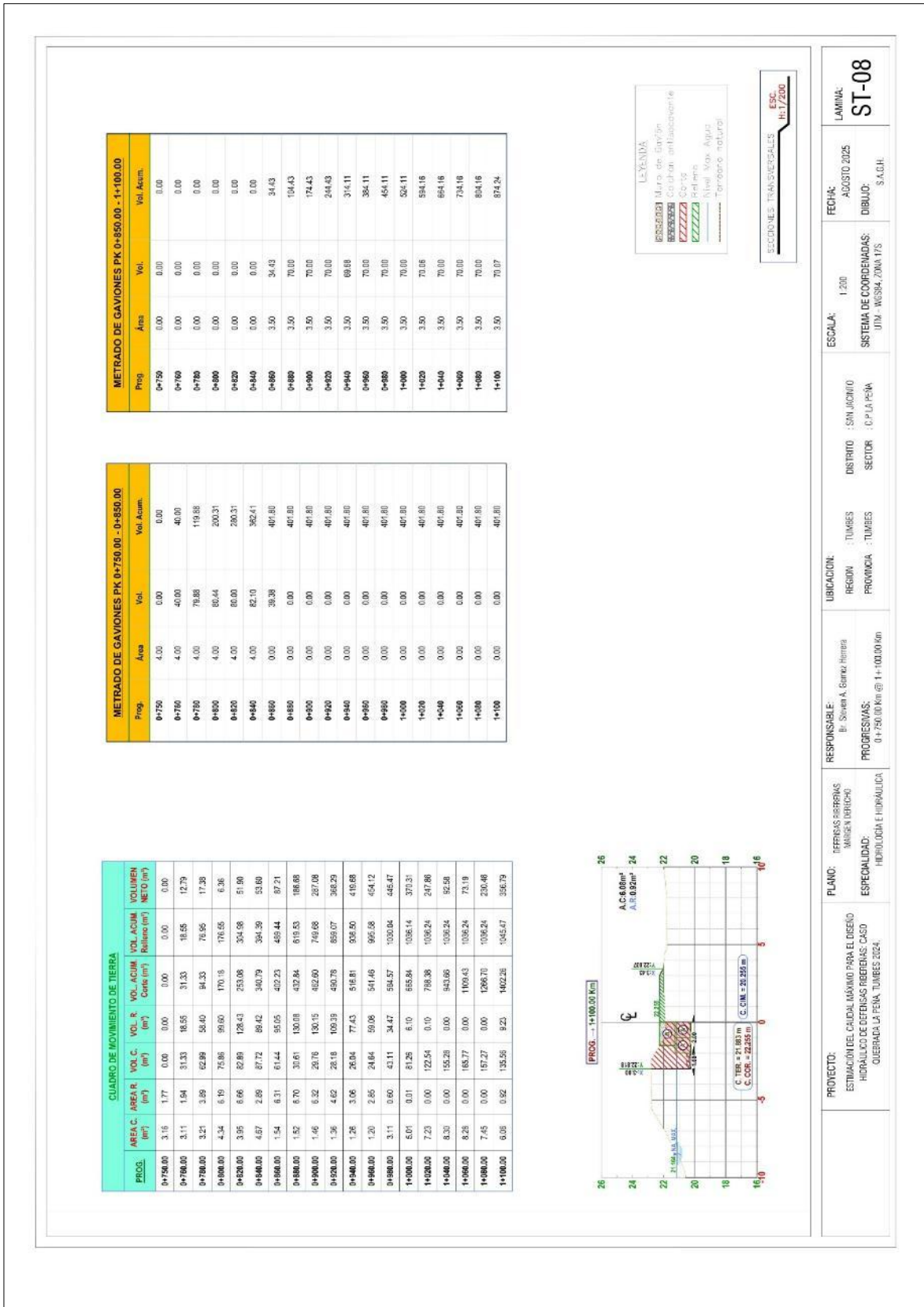
# Anexo 26: Plano de diseño de muros de Gaviones MD – ST6



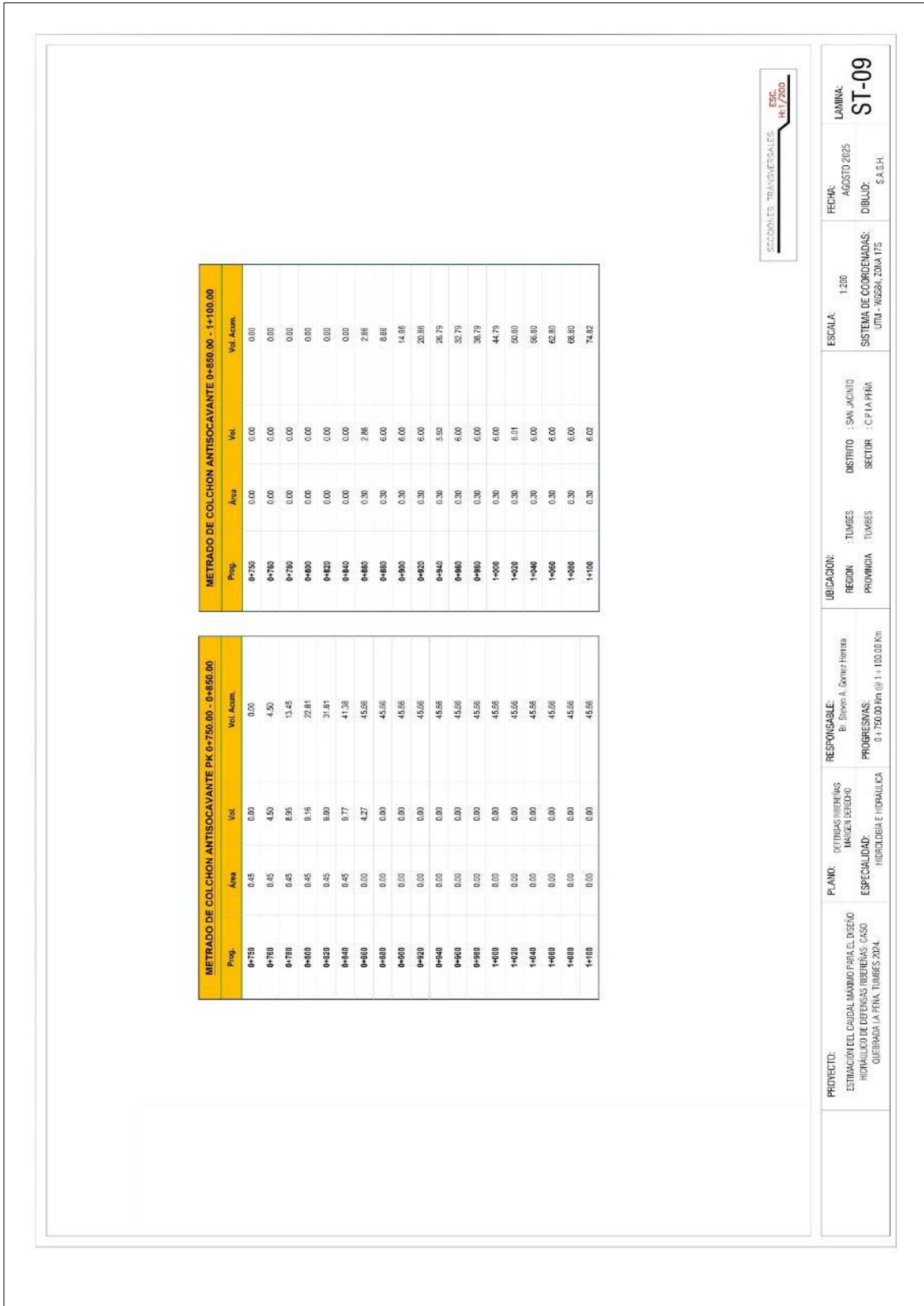
# Anexo 27: Plano de diseño de muros de Gaviones MD – ST7



## Anexo 28: Plano de diseño de muros de Gaviones MD – ST8



Anexo 29: Plano de diseño de muros de Gaviones MD – ST9



SECCIONES TRANSVERSALES  
ESC. 1:1/200

PROYECTO: ESTIMACION DEL CAUDAL MAXIMO PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE DEFENSAS REBERIAS CASO QUERRADA LA PEÑA, TUMBES 2014.

PLANO: DEFENSAS REBERIAS MAXIMO DEBIDO ESPECIALIDAD: HIDROLOGIA E HIDRAULICA

RESPONSABLE: B. Sison A. Gomez Herrera PROGRESIVAS: 0+750.00 Km @ 1+100.00 Km

UBICACION: REGION : TUMBES PROVINCIA : TUMBES DISTRITO : SAN JACINTO SECTOR : C/P LA PEÑA

ESCALA: 1:200 SISTEMA DE COORDENADAS: UTM - WGS84, ZONA 17S

FECHA: AGOSTO 2015 DIBUJO: S.A.S.H.

LAMINA: ST-09

## Anexo 30: Información hidrometeorológica de Estación El Tigre solicitada al PEBPT

**Ministerio de Desarrollo Agrario y Riego  
Proyecto Especial Binacional Puyango Tumbes**

Estación El Tigre  
Departamento Tumbes  
Provincia Tumbes  
Distrito San Jacinto

Longitud 80°27 W  
Latitud 3°46' S  
Altitud 40.0

**PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)**

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	52.0	2.2	14.5	10.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1965	0.0	0.9	40.0	30.1	12.6	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0
1966	9.2	0.9	20.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.1	0.4	0.0
1967	14.2	36.2	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.6	0.0	0.0
1968	0.9	0.0	1.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1969	9.8	10.3	36.2	83.5	47.2	41.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
1970	35.0	50.8	4.0	0.0	19.5	0.0	0.0	0.0	0.0	22.9	0.0	0.0
1971	4.4	40.0	20.1	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1972	8.5	41.9	60.7	60.8	5.4	6.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	60.8	10.2	9.9	9.6	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6
1974	0.2	1.6	5.8	10.5	6.5	6.5	0.0	0.0	0.6	9.4	0.3	0.5
1975	8.9	10.2	60.3	19.1	1.6	0.6	2.2	5.5	1.5	1.8	1.6	0.0
1976	60.8	30.7	32.1	10.9	7.1	7.8	0.0	6.4	0.3	0.2	0.0	0.2
1977												
1978												
1979												
1980												
1981												
1982												
1983	56.0	104.1	101.6									
1984	0.0	40.1	21.8	15.5	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.7
1985	2.9	1.5	16.0	0.7	9.5	2.1	0.0	0.0	0.0	4.2	0.0	0.0
1986	25.3	28.4	4.2	37.6	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.9	3.1
1987	70.4	90.5	72.6	53.9	1.8	0.7	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1
1988												
1989	60.2	95.5	16.0	12.3	0.0	4.7	0.0	0.0	0.0	0.6	0.6	0.0
1990	4.9	11.9	12.5	4.5	4.2	0.4	1.0	0.2	0.0	0.9	0.0	0.0
1991	5.4	20.5	21.3	3.0	3.0	1.0	0.4	0.4	0.0	0.3	0.6	14.7
1992	10.0	91.6	94.5	153.9	65.6	0.3	0.0	0.1	0.6	1.3	0.0	4.6
1993	3.9	79.6	39.7	42.0	19.0	3.2	2.3	0.8	0.4	9.4	0.0	3.2
1994	41.5	47.7	43.3	16.6	1.7	0.9	0.6	0.3	0.1	0.3	0.8	9.7
1995	44.4	16.2	17.9	1.6	17.5	0.0	1.4	0.8	0.0	0.0	3.7	6.2
1996	15.2	18.3	19.2	5.8	0.1	0.3	0.2	0.1	0.0	0.8	1.2	2.9
1997	7.2	9.2	25.3	65.6	12.5	8.0	1.3	0.5	9.4	3.8	62.5	120.2
1998	125.3	220.0	78.2	40.6	31.0	4.4	1.1	0.9	1.2	3.0	0.0	1.6
1999	4.0	74.6	42.7	111.8	21.7	0.5	0.9	0.5	1.2	0.2	0.0	4.6
2000	2.4	32.8	35.2	42.7	23.3	2.5	0.3	0.0	0.4	0.0	0.0	7.8
2001	16.6	22.7	68.5	32	5.2	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	5.0
2002	5.5	65.6	137.2	98.1	2.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.6	0.0	7.8
2003	36.5	18.5	19.5	4.2	0.2	2.1	1.2	0.9	0.3	0.0	0.0	8.0
2004	7.5	48.2	20.8	34.0	3.7	0.0	1.8	0.0	1.0	1.1	0.3	0.6
2005	0.6	12.4	48.2	12.7	0.1	0.0	0.0	0.7	0.0	1.2	1.2	2.7
2006	23.7	61.2	28.5	2.5	0.6	0.8	0.8	1.2	0.9	0.5	1.2	2.5
2007	70.2	4.6	15.0	15.0	0.7	0.0	0.8	0.6	0.8	0.5	1.8	2.2
2008	49.6	80.7	29.1	24.8	10.4	2.0	0.4	0.3	0.5	0.6	1.2	0.0
2009	56.2	50.2	26.1	2.7	1.5	0.6	0.2	1.1	0.6	0.3	0.3	0.3
2010	22	55.6	53.9	65.2	1.8	3.5	1.2	0.3	0.5	0.3	0.6	1.6
2011	19.2	26	2.2	50.2	0.3	0.7	0.5	0.1	0.3	0.4	0.5	2.4
2012	31.5	45	65.4	42.7	11.8	10.4	0.4	0.2	0.1	0.5	1.3	1.3
2013	6.3	21.8	46.5	3.8	1.2	0.5	0.6		0.2	1.5	0.1	
2014	24.1	25.4	7.7	2.1	15	13	0.5	0.6	0.7	3.8	0.5	13.8
2015	10.3	58.8	51.3	72.4	34.5	1.6	2.8	0.7	0.0	3.9	2.7	2.3
2016	9.6	173.4	87.5	41.5	0.3	5.1	0.0	0.5	0.0	0.4	0.6	4.9
2017	53.8	75.5	64.0	79.9	52.5	2.3	0.5	1.0	1.2	1.1	0.0	0.3
2018	19.4	29.5	3.5	0.5	14.2	0	0.3	0.5	0.5	0.3	0.8	42.0
2019	75.0	54.6	106.0	52.1	1.3	0.4	0.6	0.8	0.0	0.4	2.9	27.8
2020	6.5	39.7	48.5									
2021	16.8	12.3	71.3	19.5	10.2	1.4	0.1	0.4	0.2	2.0	1.6	3.5
2022	4.0	5.0	28.0	4.2	1.2	1.7	0.7	0.2	0.0	0.4	0.1	1.5
2023	79.2	10.2	93.8	56.7	23.7	1.5	1.1	0.6	0.2	3.7	1.1	6.5

**Anexo 31:** Información de la Base Grafica Catastral Urbano – Rural del C.P La Peña



**Anexo 32:** Puntos de control topográfico, BM TUM01029 y AUX-1 para toma de levantamiento topográfico



**Anexo 33:** Lectura de punto Aux. 1 para toma de Línea Base en información topográfica



**Anexo 34:** Vuelo dron para obtención de información topográfica a través de Escaneo LIDAR



**Anexo 35:** Levantamiento de información topografía con apoyo del Equipo  
GEOCONSULTING INGENIEROS S.A.C



**Anexo 36: Realización de calicata para obtención de estudio de suelos**



**Anexo 37:** Visualización de zona de habitantes y áreas agrícolas cerca a la quebrada La Peña



**Anexo 38:** Viviendas en zona de riesgo – Margen Izquierdo de la quebrada La Peña



**Anexo 39: Quebrada la Peña**



**Anexo 40: Quebrada La Peña en tiempo de activación de avenidas máximas**



**Anexo 41:** Quebrada La Peña en tiempos de activación



**Anexo 42:** Verificación de mancha de agua “in situ” para selección de caudal de diseño



# **INFORME DE ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS**