



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO – ECONÓMICO ENTRE
DEFENSAS RIBEREÑAS CON GEOESTRUCTURAS Y GAVIONES
EN EL RÍO RAMIS DE LA COMUNIDAD LICAS, ACHAYA,
AZÁNGARO, PUNO – 2024**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. JULBER HANCCO MAMANI

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERIO CIVIL

PUNO – PERÚ

2024



JULBER HANCCO MAMANI

ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO – ECONÓMICO ENTRE DEFENSAS RIBEREÑAS CON GEOESTRUCTURAS Y GAVIONES...

- My Files
- My Files
- Universidad Nacional del Altiplano

Detalles del documento

Identificador de la entrega
trn:oid::8254:409392427

173 Páginas

Fecha de entrega
25 nov 2024, 1:24 p.m. GMT-5

31,810 Palabras

Fecha de descarga
25 nov 2024, 1:36 p.m. GMT-5

169,544 Caracteres

Nombre de archivo

ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO – ECONÓMICO ENTRE DEFENSAS RIBEREÑAS CON GEOESTRUC....pdf

Tamaño de archivo

5.4 MB

Vop
27 NOV 2024
Ing. Jaime Medina Leiva
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 910545
SUBDIRECTOR IUV - BPLE

Ing. Zenón Mollado Vargas
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 93059





10% Similitud general

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

Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Texto citado
- Texto mencionado
- Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 9% Fuentes de Internet
- 2% Publicaciones
- 6% Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alerta de integridad para revisión

- **Caracteres reemplazados**
13 caracteres sospechosos en N.º de páginas
Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.

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.

Ing. Zenón Mellado Vargas
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 93059

Vos;

27/10/2024
Ing. Jaime Medina Leiva
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 910545
SUBDIRECTOR (M) EPIC





DEDICATORIA

A mis preciados progenitores, quienes me han otorgado su amor sin reservas, su respaldo incesante y la valentía requerida para lograr mis objetivos. Sin su orientación y lecciones, este logro no habría sido factible. A mis hermanas, y en especial a Tania, por ser una fuente de inspiración y apoyo inquebrantable en cada etapa de este viaje. Gracias por su paciencia, cariño y por creer en mí. Dedico este trabajo a ustedes, que son el pilar fundamental de mi vida y mi mayor motivo de orgullo.

Julber Hanco Mamani



AGRADECIMIENTOS

Deseo manifestar mi más profundo agradecimiento a todos aquellos que han jugado un papel crucial en la finalización de esta tesis. A mis jurados, por su tiempo, su valiosa retroalimentación y por contribuir significativamente a la calidad de este trabajo. Sus observaciones y consejos han sido fundamentales para la mejora y el enriquecimiento de este estudio. A mi consejero, por su orientación, paciencia y conocimiento durante este proceso. Su guía y respaldo han sido esenciales para llevar a cabo esta investigación, y he adquirido un gran aprendizaje bajo su tutoría. A todos ustedes, mi más profundo agradecimiento por su dedicación y compromiso con mi formación académica.

Julber Hanco Mamani



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ACRÓNIMOS	
RESUMEN	18
ABSTRACT	19
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	21
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	25
1.2.1. Problema General.....	25
1.2.2. Problema Especifico.....	25
1.3. HIPÓTESIS	25
1.3.1. Hipótesis General	25
1.3.2. Hipótesis Especifica	26
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	26
1.4.1. Justificación Social.....	27
1.4.2. Justificación Ambiental.....	28
1.4.3. Justificación Tecnológica.....	28
1.4.4. Justificación Practica.....	29
1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	29



1.5.1. Objetivo General	29
1.5.2. Objetivos Específicos	29

CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	30
2.2. MARCO TEÓRICO	34
2.2.1. Concepto e importancia de las defensas ribereñas	34
2.2.1.1. Definición de defensa ribereña	34
2.2.1.2. Erosión	35
2.2.1.3. Mitigación y control de la erosión	36
2.2.2. Técnicas de defensa ribereña	37
2.3. MARCO CONCEPTUAL	39
2.3.1. Gaviones	39
2.3.2. Geoestructuras	41
2.3.2.1. Tubos de Geotextil	42
2.3.2.2. Partes de un tubo geotextil	44
2.3.2.3. Ventajas de los tubos de geotextil	46
2.3.2.4. Desventajas de los tubos de geotextil	47
2.3.2.5. Método de colocación	47

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. NIVEL, TIPO, MÉTODO, POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN	50
3.1.1. Nivel de Investigación	50
3.1.2. Tipo de Investigación	50



3.1.3. Método de Investigación	50
3.1.4. Población.....	51
3.1.5. Muestra.....	51
3.1.6. Zona de Estudio.....	52
3.1.6.1. Ubicación	52
3.1.6.2. Vías de acceso.....	53
3.2. METODOLOGÍA	54
3.2.1. Estudio Topográfico.....	54
3.2.1.1. Descripción	55
3.2.2. Estudios de Mecánica de Suelos	56
3.2.2.1. Muestreo de Suelos	57
3.2.2.2. Contenido de humedad (ASTM D-2216).....	58
3.2.2.3. Gravedad específica (ASTM D 854-58).....	59
3.2.2.4. Análisis granulométrico (ASTM D422)	59
3.2.2.5. Ensayos de corte directo (ASTM D3080).....	60
3.2.3. Estudio Hidrológico	60
3.2.3.1. Delimitación de la Cuenca	60
3.2.3.2. Características fisiográficas de la cuenca.....	61
3.2.3.2.1. Parámetros de forma	61
3.2.3.2.2. Parámetros de Red Hidrográfica	63
3.2.3.3. Periodo de Retorno.....	65
3.2.3.4. Análisis estadístico de datos hidrológicos	66
3.2.3.4.1. Datos Hidrometeorológicos.....	66
3.2.3.4.2. Estimación de datos faltantes	67
3.2.3.4.3. Análisis de Consistencia	68



3.2.3.4.3.1. Análisis de doble masa.....	68
3.2.3.4.3.2. Análisis estadístico.....	69
3.2.3.5. Análisis de Precipitación.....	73
3.2.3.5.1. Determinación de máximas avenidas.....	73
3.2.3.5.1.1. Método de Distribución de Valores Extremos – Método de Gumbel.....	74
3.2.3.6. Precipitación media.....	77
3.2.3.6.1. Método aritmético.....	77
3.2.3.6.2. Método de polígonos de Thiessen.....	77
3.2.3.6.3. Método de Isoyetas.....	78
3.2.3.7. Curvas Intensidad Duración Frecuencia.....	79
3.2.3.8. Hietogramas.....	83
3.2.3.8.1. Método del Bloque alterno.....	84
3.2.3.9. Precipitación total y efectiva.....	85
3.2.3.9.1. Método SCS para abstracciones.....	85
3.2.3.10. Transformación de lluvia en escorrentía.....	87
3.2.3.10.1. Hidrograma Unitario Sintético de Snyder.....	87
3.2.3.10.2. Modelamiento hidrológico con el software HEC - HMS.....	89
3.2.4. Estudio de Hidráulica Fluvial.....	90
3.2.4.1. Sección estable.....	90
3.2.4.2. Coeficiente de rugosidad de cauces naturales.....	93
3.2.4.3. Tirante máximo y Altura de encausamiento.....	95
3.2.4.4. Socavación.....	97

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN



4.1.	ESTUDIO TOPOGRÁFICO	101
4.2.	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	105
4.2.1.	Esfuerzos en la masa del suelo.....	105
4.2.2.	Exploración de suelos - prueba de penetración estándar (SPT).....	107
4.3.	CANTERAS	110
4.3.1.	Canteras para Gaviones.....	110
4.3.1.1.	Requerimientos de calidad.....	111
4.3.1.1.1.	Clasificación de la roca	112
4.3.1.1.2.	Durabilidad de la roca	113
4.3.1.2.	Potencial de la cantera.....	114
4.3.1.3.	Plan de cierre de canteras.....	115
4.3.2.	Cantera para Geoestructuras	116
4.3.2.1.	Potencial de la cantera.....	116
4.4.	ESTUDIO DE HIDROLOGÍA	117
4.4.1.	Delimitación y descripción de la cuenca.....	117
4.4.2.	Características fisiográficas de la cuenca.....	118
4.4.2.1.	Parámetros de forma	118
4.4.2.2.	Parámetros de Red Hidrográfica.....	119
4.4.3.	Selección del periodo de retorno.....	120
4.4.4.	Análisis estadístico de datos hidrológicos.....	120
4.4.4.1.	Datos hidrometereológicos	120
4.4.4.2.	Estimación de datos faltantes.....	121
4.4.4.3.	Análisis de Consistencia	121
4.4.4.3.1.	Análisis de doble masa.....	121
4.4.4.3.2.	Análisis Estadístico	122



4.4.5.	Análisis de la Precipitación.....	123
4.4.5.1.	Precipitaciones Diarias Máximas Probables.....	123
4.4.5.2.	Polígonos de Thiessen.....	124
4.4.5.3.	Precipitación Máxima Diaria.....	125
4.4.6.	Curva Intensidad duración frecuencia.....	126
4.4.7.	Hietogramas.....	129
4.4.8.	Condición hidrológica de los suelos.....	129
4.4.9.	Modelamiento hidrológico con el software HEC – HMS (Qmax).....	130
4.5.	ESTUDIO DE HIDRÁULICA FLUVIAL.....	132
4.5.1.	Calculo de Sección Estable.....	132
4.5.2.	Calculo de Coeficiente de rugosidad de cauces naturales.....	133
4.5.3.	Tirante Máximo.....	134
4.5.4.	Calculo de socavación.....	135
4.5.5.	Modelamiento hidráulico con HEC – RAS.....	136
4.5.5.1.	Modelamiento.....	136
4.5.5.2.	Análisis de datos obtenidos.....	140
4.6.	DISEÑO DE DIQUES.....	142
4.6.1.	Predimensionamiento de soluciones de defensas ribereñas.....	142
4.6.1.1.	Altura del dique.....	143
4.6.1.2.	Predimensionamiento de Defensa Ribereña con Gaviones.....	144
4.6.1.3.	Predimensionamiento de Defensa Ribereña con Geoestructuras	147
4.6.2.	Análisis de estabilidad de los diques de protección.....	149
4.6.2.1.	Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Gaviones ..	149



4.6.2.2. Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Geoestructuras	150
4.7. ANÁLISIS ECONÓMICO DE DEFENSAS RIBEREÑAS	151
4.7.1. Análisis Económico del Sistema de Defensa Ribereña con Gaviones..	152
4.7.1.1. Metrados de defensa ribereña con Muro de Gaviones.....	152
4.7.1.2. Presupuesto de defensa ribereña con Muro de Gaviones.....	152
4.7.2. Análisis Económico del Sistema de Defensa Ribereña con Geoestructuras	153
4.7.2.1. Metrados de defensa ribereña con Geoestructuras.....	153
4.7.2.2. Presupuesto de defensa ribereña con Geoestructuras	153
4.8. EVALUACIÓN IMPACTO AMBIENTAL	154
4.8.1. Evaluación Impacto Ambiental de Defensa Ribereña con Gaviones....	154
4.8.2. Evaluación Impacto Ambiental de Defensa Ribereña con Geoestructuras	156
4.9. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS	158
4.10. DISCUSIÓN	159
V. CONCLUSIONES	163
VI. RECOMENDACIONES	165
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	166
ANEXOS	171

TEMA: DEFENSAS RIBEREÑAS CON GEOESTRUCTURAS Y GAVIONES

ÁREA: HIDRÁULICA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 03 de diciembre del 2024



ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Valores de Período de Retorno T (Años).....	65
Tabla 2 Valores de x y $1/(x+1)$	99
Tabla 3 Resumen de ensayos de mecánica de suelos.....	105
Tabla 4 Calculo de esfuerzo total a profundidades de 0.1m, 2m y 5m.....	106
Tabla 5 Correlaciones con parámetros geotécnicos	109
Tabla 6 Calculo de ángulo de fricción interna y carga admisible.....	109
Tabla 7 Resultados del ensayo de durabilidad MTC E209.....	113
Tabla 8 Unidades Hidrográficas de la cuenca en estudio	118
Tabla 9 Parámetros fisiográficos de la cuenca del Río en Estudio	119
Tabla 10 Precipitación Máxima Diaria	125
Tabla 11 Intensidad de precipitación para diferentes duraciones de lluvia	126
Tabla 12 Numero de curva de la cuenca (CN).....	129
Tabla 13 Tirante máximo para el tramo de estudio	134
Tabla 14 Profundidad de socavación según el método L.L. List Van Lebediev	135
Tabla 15 Borde libre	143
Tabla 16 Espesor del colchón reno	145
Tabla 17 Resumen de estabilidad para Defensas ribereñas con Gaviones	150
Tabla 18 Resumen de estabilidad para Defensas ribereñas con Geoestructuras.....	151
Tabla 19 Identificación de impactos - Gaviones.....	154
Tabla 21 Identificación de impactos - Geoestructuras.....	156



ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Trabajos Ribereños con maquinaria pesada	22
Figura 2 Inundación por desborde del río Ramis en el distrito de Achaya.....	23
Figura 3 Inundaciones a viviendas en la comunidad Licas.....	23
Figura 4 Protección de riberas en ríos con tubos de geotextil	42
Figura 5 Sección transversal típica de un tubo de geotextil.....	43
Figura 6 Tubo de geotextil	44
Figura 7 Sección longitudinal del tubo geotextil	45
Figura 8 Sección transversal del tubo geotextil	46
Figura 9 Colocación del manto anti socavación	48
Figura 10 Aplicación y dragado de la geoestructura	49
Figura 11 Ubicación Geográfica de la cuenca en estudio.....	53
Figura 12 Vista satelital de vías de acceso.....	54
Figura 13 Levantamiento topográfico en la zona de estudio	56
Figura 14 Muestreo de material para Relleno de Geoestructuras	58
Figura 15 Riesgo admisible para diferentes tipos de obra	66
Figura 16 Distribución T – Student	71
Figura 17 Polígonos de Thiessen	78
Figura 18 Isoyetas	79
Figura 19 Curvas intensidad duración frecuencia.....	81
Figura 20 Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas	81
Figura 21 Hietograma	83
Figura 22 Hietograma de diseño - método de bloques alternos.....	84
Figura 23 Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra.....	87
Figura 24 Ancho Estable.....	90
Figura 25 Valores K1 para condiciones de fondo.....	91
Figura 26 Valores Fb para distintos factores de fondo	92
Figura 27 Valores Fs para distintos factores de fondo.....	92
Figura 28 Valores de rugosidad de Manning	93
Figura 29 Coeficiente material del cauce.....	93
Figura 30 Coeficiente Tipo de río.....	93



Figura 31	Factor Cowan “n”	95
Figura 32	Coeficiente recomendado para calcular el borde libre	97
Figura 33	Coeficiente B para socavación	99
Figura 34	BM utilizado para el levantamiento topográfico	102
Figura 35	Nivelación en las secciones transversales	103
Figura 36	Curvas de nivel de la zona de Proyecto.....	104
Figura 37	Gráfico de presiones a profundidades de 0.1m, 2m y 5m	107
Figura 38	Registro de numero de golpes y corrección por nivel freático	108
Figura 39	Cantera Sinchi Roca	111
Figura 40	Muestreo de rocas en cantera	112
Figura 41	Ensayo de durabilidad MTC E 209	113
Figura 42	Cuenca Hidrográfica del Río en Estudio	117
Figura 43	Análisis de doble masa	122
Figura 44	Polígonos de Thiessen para la cuenca de estudio	124
Figura 45	Coordenadas x, y de las estaciones.....	125
Figura 46	Ecuación de intensidad valida solo para la cuenca de estudio	127
Figura 47	Curvas IDF válidas para la cuenca de estudio.....	127
Figura 48	Curvas IDF proporcionadas por Senamhi para la cuenca de estudio	128
Figura 49	Valores de intensidad para las curvas IDF (Senamhi).....	129
Figura 50	Modelo Hidrológico HEC – HMS.....	130
Figura 51	Información inicial HEC-HMS	130
Figura 52	Hietograma T=50.....	131
Figura 53	Caudal de la cuenca para el tiempo de retorno T=50	131
Figura 54	Modelo Hidrológico HEC – HMS.....	132
Figura 55	Curvas de nivel de la zona de estudio	137
Figura 56	Ubicación en planta de las secciones transversales	137
Figura 57	Geometría de importada en HEC – RAS.....	138
Figura 58	Valores de manning	138
Figura 59	Caudal para un periodo de retorno T=50años en HEC-RAS	139
Figura 60	Pendientes del río en HEC-RAS.....	139
Figura 61	Posibles alturas de diques en REC-RAS	140
Figura 62	Simulación de inundación en HEC-RAS	140
Figura 63	Resultados de inundación en HEC-RAS	141
Figura 64	Resultados de simulacion del río con riverbanks	142



Figura 65	Sección Transversal con Gaviones – Alternativa 01	146
Figura 66	Sección Transversal con Gaviones – Alternativa 02	147
Figura 67	Sección Transversal con Geoestructuras – Alternativa 03	148
Figura 68	Sección Transversal con Geoestructuras – Alternativa 04	149
Figura 69	Factores ambientales – Gaviones	155
Figura 70	Factores ambientales – Geoestructuras	157



ACRÓNIMOS

MTC:	Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones
NRCS:	Servicio de Conservación de Recursos Naturales
ANA:	Autoridad Nacional del Agua
UTM:	Universal Transversal de Mercator
ASTM:	American Society for Testing and Materials
SCS:	Servicio de Conservación de Suelos
SUCS:	Sistema Unificado de Clasificación del suelo
AASHTO:	Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte



RESUMEN

La inadecuada planificación para mitigar la erosión y socavación de ríos ha provocado importantes pérdidas en los sectores agropecuario y urbano de Perú, especialmente en temporadas de lluvias. Aunque los geosintéticos son eficaces en aplicaciones como geoestructuras, su uso en Latinoamérica es limitado por la falta de normativas. Esta tesis presenta un análisis comparativo técnico y económico entre los sistemas de defensa ribereña con geoestructuras y gaviones en el río Ramis, comunidad de Licas, evaluando su desempeño en estabilidad, costo e impacto ambiental. El enfoque de la investigación fue cuantitativo, de tipo aplicada, nivel relacional, diseño no experimental, población río Ramis y la muestra fue un tramo de 442 mts del río Ramis. Se identificaron y analizaron detalladamente los parámetros geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos que son cruciales para el diseño de defensas ribereñas efectivas y sostenibles en la región. Los resultados geotécnicos indicaron suelos de tipo SP (arena mal gradada), mientras que los parámetros hidrológicos establecieron un caudal de diseño de $2225.3\text{m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 50 años. El diseño hidráulico y estructural mostró que los muros con gaviones, son más costosos con un valor de 5,295,578.79 soles y 3,551,984.52 soles para las alternativas 01 y 02 respectivamente, presentan factores de seguridad de 7.44 y 2.97 al volteo, y de 1.67 y 1.94 al deslizamiento. Las geoestructuras, por su parte, con costos de 2,410,207.38 soles y 3,139,258.36 soles para las alternativas 03 y 04, alcanzaron factores de 8.57 y 4.79 al volteo, y de 1.78 y 2.18 al deslizamiento, presentando ligeramente mayor estabilidad y destacándose por su menor costo. Ambos sistemas generaron impactos ambientales adversos, siendo los gaviones los más perjudiciales debido a la intensa explotación de canteras y el movimiento de materiales.

Palabras Clave: Gaviones, Geoestructuras, Geotextil, Geotubo, Rivereros.



ABSTRACT

The inadequate planning to mitigate river erosion and scouring has caused significant losses in the agricultural and urban sectors of Peru, especially during the rainy seasons. Although geosynthetics are effective in applications such as geostructures, their use in Latin America is limited due to the lack of regulations. This thesis presents a technical and economic comparative analysis between riverbank protection systems using geostructures and gabions in the Ramis River, Licas community, evaluating their performance in terms of stability, cost, and environmental impact. The research approach was quantitative, applied type, relational level, non-experimental design, with the Ramis River as the population, and a sample of a 442-meter stretch of the Ramis River. Geotechnical, hydrological, and hydraulic parameters, crucial for designing effective and sustainable river defenses in the region, were identified and analyzed in detail. The geotechnical results indicated SP-type soils (poorly graded sand), while the hydrological parameters established a design flow of 2225.3 m³/s for a 50-year return period. The hydraulic and structural design showed that gabion walls, although more expensive with costs of 5,295,578.79 soles and 3,551,984.52 soles for alternatives 01 and 02 respectively, presented safety factors of 7.44 and 2.97 for overturning, and 1.67 and 1.94 for sliding. Geostructures, on the other hand, with costs of 2,410,207.38 soles and 3,139,258.36 soles for alternatives 03 and 04, achieved safety factors of 8.57 and 4.79 for overturning, and 1.78 and 2.18 for sliding, presenting slightly greater stability and standing out for their lower cost. Both systems generated adverse environmental impacts, with gabions being more detrimental due to the intensive quarrying and material transportation.

Keywords: Gabions, Geostructures, Geotextile, Geotube, Riverbanks.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, la gestión eficiente de los recursos naturales y la infraestructura se ha convertido en un desafío crítico para comunidades y gobiernos en todo el mundo. Específicamente, la protección de las riberas contra la erosión y las crecidas del agua es un aspecto fundamental para salvaguardar la integridad de estructuras importantes como puentes y carreteras, así como para preservar el medio ambiente circundante.

En este marco, la presente investigación se centra en llevar a cabo un estudio técnico-económico comparativo entre dos técnicas de defensa ribereña empleadas: geoestructuras y gaviones. El campo de estudio se centra en el río Ramis, situado en la comunidad de Licas-Achaya, donde la salvaguarda de las riberas del río es crucial para asegurar la protección de los habitantes del entorno.

La elección entre estos dos métodos de protección ribereña involucra consideraciones técnicas, económicas y ambientales significativas. Por un lado, las geoestructuras, que incluyen técnicas como la bioingeniería y el uso de materiales geosintéticos, ofrecen una solución más flexible y amigable con el entorno natural. Por otro lado, los gaviones, que consisten en cestas de malla metálica rellenas con material pétreo, son una opción tradicionalmente utilizada, que ofrece una resistencia probada.

El propósito de este estudio es evaluar de manera integral ambos métodos en términos de su eficacia técnica para proteger las riberas del río Ramis de la comunidad de Licas, así como en términos de sus costos de implementación. Además, se tomarán en cuenta factores ambientales y sociales pertinentes para hacer una elección fundamentada sobre la alternativa más adecuada para esta comunidad específica.



1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A nivel mundial, las comunidades humanas se han adaptado a la geología y naturaleza de la Tierra, lidiando constantemente con la presencia de quebradas, ríos, lagos y otros cuerpos de agua. Cada año, durante ciertos meses, el aumento de las precipitaciones genera avenidas máximas en las cuencas, lo que a su vez desencadena fuerzas erosivas y de socavación significativas. En Perú, esta problemática ha afectado históricamente a sectores clave como el agro, el urbano, el industrial y el vial, generando pérdidas considerables debido a la falta de planificación adecuada para mitigar las acciones destructivas de las corrientes de agua. Esta situación no solo produce daños materiales, sino que, en muchas ocasiones, también acarrea la pérdida de vidas humanas.

El caso del río Ramis es representativo de esta problemática. El caudal medio anual del río, registrado en la estación hidrométrica de Samán (Puente Ramis), es de 148 m³/s (MINISTERIO DE AGRICULTURA, 2003). Sin embargo, el 11 de febrero de 2022, el caudal se incrementó drásticamente hasta alcanzar los 473.31 m³/s, superando en más de un 300% el promedio anual y entrando en el umbral rojo, de acuerdo con el aviso hidrológico emitido por el SENAMHI (SENAMHI, 2022). Este evento representó un riesgo considerable para varias localidades, incluyendo Achaya, lo que llevó a las autoridades a emitir una alerta para que la población tomara precauciones y evitara cualquier actividad cercana al río. Durante esta emergencia, el SENAMHI mantuvo un seguimiento constante del comportamiento hidrológico del Ramis, confirmando la vulnerabilidad de la zona ante los fenómenos climáticos.

El 22 de febrero de 2024, la situación se tornó crítica nuevamente debido a una intensa temporada de lluvias que provocó el desborde del río Ramis en el distrito de Achaya, ubicado en la región de Puno, según el Reporte Complementario N.º 1781 del

COEN-INDECI. Este desborde afectó las comunidades campesinas de Licas y Chuquillano, inundando extensas áreas de cultivo, que son una de las principales fuentes de sustento para las familias locales. Aunque no se registraron pérdidas humanas, los daños materiales fueron significativos, demostrando una vez más la alta vulnerabilidad de la región frente a fenómenos hidrometeorológicos. En respuesta a la emergencia, el gobierno local movilizó maquinaria pesada para reforzar temporalmente las riberas del río mediante el uso de piedras y tierra. Sin embargo, estas medidas, además de ser improvisadas y de corto alcance, dejaron en evidencia la falta de una infraestructura adecuada y una planificación preventiva sólida.

Figura 1

Trabajos Ribereños con maquinaria pesada



Nota: La imagen muestra los trabajos realizados por la Municipalidad distrital de Achaya ante el desborde del río Ramis. Tomado de INDECI, 2024.

Figura 2

Inundación por desborde del río Ramis en el distrito de Achaya



Nota: La imagen muestra las inundaciones a zonas agrícolas en la comunidad Licas. Tomado de INDECI, 2024.

Figura 3

Inundaciones a viviendas en la comunidad Licas



Nota: La imagen muestra las inundaciones a viviendas en la comunidad Licas. Tomado de INDECI, 2024.



Las fotografías incluidas en el reporte ilustran de manera impactante la magnitud de la emergencia y las condiciones de precariedad en las que se llevan a cabo los trabajos de emergencia. Las imágenes muestran no solo los efectos del desborde sobre los campos de cultivo y las vías de acceso, sino también la insuficiencia de las defensas ribereñas actuales para contener el aumento del caudal durante las temporadas de lluvia. Sin la implementación de soluciones estructurales sostenibles, las comunidades locales seguirán enfrentando altos riesgos de inundación y de pérdida de medios de vida, lo que subraya la urgencia de explorar alternativas más duraderas y eficaces.

Esta situación también pone en relieve la falta de adopción de tecnologías modernas de protección en la región, como los geosintéticos y las geoestructuras, que han demostrado ser eficaces en otras partes del mundo para contrarrestar la erosión y la socavación. Tradicionalmente utilizados como filtros, los geosintéticos han evolucionado en aplicaciones más sofisticadas, como los tubos de geotextil, geosacos y geocontenedores, conocidos como GSC (contenedores de arena de geotextil). Estos materiales consisten en sedimentos confinados por geosintéticos y se utilizan como alternativas a los muros de escollera y bloques de hormigón artificial (Palma, 2016). Sin embargo, en Latinoamérica, debido a la abundancia de recursos minerales y a la falta de políticas específicas, el uso de estas tecnologías sigue siendo limitado, lo que refleja un retraso en su adopción y en los estudios de caso sobre su efectividad en estructuras de protección (De Souza, 2018).

Ante estos retos, se hace evidente la necesidad de explorar soluciones alternativas y más sostenibles para la protección de las riberas del río Ramis y otras cuencas similares en la región. Esto permitiría no solo mejorar la resiliencia de las comunidades locales ante las inundaciones, sino también proteger sus medios de vida y preservar su bienestar a largo plazo.



1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema General

- ¿Qué método de defensa ribereña tiene un mejor desempeño técnico económico entre defensas ribereñas con geoestructuras y gaviones en el río Ramis de la comunidad Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024?

1.2.2. Problema Especifico

- ¿Cuáles son los valores de los parámetros geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos para el diseño de defensa ribereña en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024?
- ¿Cuál es el diseño hidráulico y estructural de las defensas ribereñas con geoestructuras y gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024?
- ¿Cuál será la mejor alternativa respecto a cualidades técnicas, bajos costo y nivel de contaminación entre defensas ribereñas con geoestructuras y gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024?

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis General

Las defensas ribereñas con geoestructuras presentan un mejor desempeño técnico-económico en comparación con las defensas ribereñas en gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.



1.3.2. Hipótesis Específica

H3.1: La defensa ribereña con geoestructuras será técnicamente más adecuada que las defensas ribereñas con gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.

H3.2: La defensa ribereña con geoestructuras será más económica que las defensas ribereñas con gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.

H3.3: La defensa ribereña con geoestructuras tendrá un impacto ambiental menor que las defensas ribereñas con gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El uso de geoestructuras en defensas ribereñas representa una alternativa moderna y eficiente a los métodos convencionales como los gaviones y el concreto. Esta tecnología ofrece ventajas en términos de costo, flexibilidad y durabilidad, al mismo tiempo que puede minimizar los impactos negativos sobre el medio ambiente. A medida que el cambio climático incrementa la frecuencia e intensidad de fenómenos hidrometeorológicos, es necesario explorar y adoptar soluciones innovadoras que aseguren la protección de comunidades vulnerables y preserven los recursos naturales.

Además, este análisis se justifica ya que en el área de estudio se encuentran viviendas, habitantes rurales, propiedades de cultivo y vías declaradas en peligro debido a su proximidad a la orilla del río Ramis. En este contexto, es necesaria una defensa eficaz contra inundaciones y la regulación de la erosión de los ríos, tanto en las áreas rurales como urbanas impactadas. El traslado de los terrenos no es una alternativa



económicamente viable, lo que subraya la importancia de establecer estructuras que garanticen la continuidad y protección de las infraestructuras ya existentes. Este estudio, por tanto, busca evaluar la viabilidad de las geoestructuras como una solución para proteger las áreas en riesgo, sin necesidad de recurrir a soluciones más costosas o invasivas.

1.4.1. Justificación Social

La implementación de geoestructuras en defensas ribereñas contribuye directamente a la seguridad y bienestar de las comunidades locales. Al ofrecer una barrera eficaz contra la erosión y las inundaciones, estas estructuras ayudan a proteger los medios de vida, las infraestructuras, y las viviendas de quienes residen cerca del río Ramis y en otras zonas de riesgo. Además, este estudio puede sensibilizar a las autoridades locales sobre la importancia de invertir en tecnologías que aseguren la protección de las comunidades, promoviendo la adopción de estrategias de mitigación que disminuyan las pérdidas materiales y humanas durante eventos extremos.

Las defensas ribereñas son esenciales no solo en áreas urbanas, sino también en zonas rurales y agrícolas debido a su impacto en la protección de medios de vida y seguridad alimentaria. Según el WMO (2009), las llanuras aluviales, comúnmente utilizadas para la agricultura, ofrecen oportunidades de subsistencia clave, pero también están expuestas a riesgos de inundaciones, lo que puede resultar en pérdidas significativas de cultivos y propiedades. La gestión integrada de inundaciones es fundamental para mantener la productividad de estas tierras, mientras se minimizan las pérdidas económicas y humanas



1.4.2. Justificación Ambiental

Las geoestructuras como los tubos de geotextil son una opción ambientalmente ventajosa para la protección ribereña, ya que minimizan el impacto ecológico en comparación con los métodos tradicionales. Una de las principales ventajas de los tubos de geotextil es que permiten utilizar material local para su llenado, evitando la necesidad de transportar grandes volúmenes de roca o grava desde canteras, lo que reduce significativamente el uso de maquinaria pesada y las emisiones de CO₂ asociadas al transporte. Según Espinosa & Torres (2016), los tubos de geotextil se llenan in situ mediante la mezcla de suelo y agua del lugar, lo que simplifica la logística y reduce el impacto ambiental en la construcción de estructuras hidráulicas.

1.4.3. Justificación Tecnológica

El uso de geosintéticos, en particular geoestructuras como los tubos de geotextil, representa un avance tecnológico significativo en la construcción de defensas ribereñas. Estos materiales no solo mejoran la eficiencia estructural, sino que también optimizan los recursos locales, reduciendo la necesidad de transporte de materiales desde canteras distantes. Los geotextiles permiten trabajar directamente con los suelos disponibles en el sitio, lo que reduce costos y el impacto ambiental. Según PAVCO S.A. (2009) los geosintéticos ofrecen una solución técnica y económica eficaz, permitiendo la construcción de obras civiles con alta calidad técnica, al mismo tiempo que disminuyen el impacto ambiental.



1.4.4. Justificación Práctica

El uso de geoestructuras, como los tubos de geotextil, presenta ventajas prácticas significativas en la construcción de defensas ribereñas. Al emplear materiales disponibles localmente para su llenado, las geoestructuras reducen costos de transporte y tiempos de construcción. Según PAVCO S.A. (2009) los geosintéticos son una opción práctica y rentable, especialmente en áreas de difícil acceso o donde los recursos tradicionales de construcción son limitados.

1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. Objetivo General

- Determinar que método de defensa ribereña tiene un mejor desempeño técnico económico entre defensas ribereñas con geoestructuras y gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Identificar los valores de los parámetros geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos para el diseño de una defensa ribereña en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno -2024.
- Realizar el diseño hidráulico y estructural de las defensas ribereñas con geoestructuras y gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.
- Determinar la mejor alternativa respecto a cualidades técnicas, bajo costo y nivel de contaminación entre defensas ribereñas con geoestructuras y gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

(Chavez Ocaña, 2022) conforme a su tesis de título “Alternativas de sistemas de protección hídrica para prevenir inundaciones en la parroquia el Laurel del Cantón Daule” que tiene por objetivo elaborar análisis hidráulicos de las alternativas de sistemas de protección hídricas ante amenazas de inundaciones, donde formulo estrategias para la reducción de riesgos mediante la aplicación de software de modelación Arcgis, HecRas y HecHms. En resumen, los Geotubos, en contraste con el Colchacreto articulado, poseen una gran adaptabilidad en los terrenos y en el entorno con longitudes variables de 2 m de ancho, 1.5 m de altura y 20 m de longitud. El llenado deberá realizarse con el material slurry, que es la combinación de agua y arena bombeada desde el río. Desde una perspectiva económica, el presupuesto referencial para los geotubos se estima en \$1,514,886.46, mientras que el colchacreto articulado asciende a \$8,958,085.56. Esto representa un ahorro de aproximadamente el 83% al optar por geotubos en lugar de colchacreto, lo cual hace de esta opción una solución tanto viable como económica. Ambas propuestas son consideradas efectivas para la protección de las márgenes del río y la mitigación de inundaciones en la parroquia.

(Cárdenas Ospina, 2012), en su tesis titulada "Estudios y diseños de las obras de protección de orillas en la margen izquierda del río Cauca en el sector Candelaria en el distrito de riego Roldanillo – La Unión - Toro," el autor realiza un análisis comparativo entre diversas obras de protección de orillas, con el objetivo de seleccionar la alternativa que ofrezca mayores beneficios económicos, sociales y ambientales. En la investigación



se contemplan diversas alternativas para regular la erosión lateral en la margen izquierda del río Cauca, que incluyen paneles inmersos, bloques de hormigón (Dolos), revestimientos de colchacreto y cortinas de pilotes de hormigón con geotubos. Tras un análisis técnico, ambiental y económico, se selecciona la opción de protección con cortinas de pilotes de concreto reforzadas con geotubos, debido a varias ventajas destacadas: utiliza un volumen mínimo de material importado, los geotubos pueden ser rellenos con material local de la berma, no requiere desviar el río durante la construcción y presenta bajos costos de implementación. La protección cubrirá una longitud de 550 metros de la orilla izquierda del río Cauca, con un costo total proyectado de \$1,086,707,052.

(Urteaga Huamán, 2019), según su tesis denominado “Análisis comparativo de soluciones de defensa ribereña para el puente Tahuamanu – Madre de Dios: sistema de gaviones y geo estructuras” que tuvo por objetivo contribuir al desarrollo de nuevas alternativas de defensa ribereña con un sistema de geoestructuras, realizó el diseño hidráulico y estructural de defensas ribereñas con gaviones y geoestructuras en el puente Tahuamanu. En el estudio se encontró que ambas soluciones evaluadas para la protección de taludes en las riberas del Puente Tahuamanu ofrecen estabilidad frente a la erosión y socavación. Sin embargo, la implementación de geoestructuras resultó ser la opción más viable tanto técnica como económicamente, con un costo de \$7,218,500.18 frente a los \$8,368,279.22 de los gaviones, representando un ahorro aproximado del 13.7%. Además, el análisis estático demostró que las geoestructuras ofrecen un mayor factor de seguridad ($FS=2.448$) ante los gaviones que ofrecen un factor de seguridad de ($FS=1.787$), así mismo se vio un menor impacto ambiental al reducir el transporte de materiales, y un tiempo de ejecución más corto, ya que requieren menos trabajo manual en comparación con los gaviones.



(Garavito Calle, 2016), según tesis de título “Planeamiento de la construcción de defensa ribereña del puente Tahuamanu utilizando geoestructuras – Madre de Dios” donde el objetivo fue describir los criterios considerados en la realización del planeamiento integral de la defensa ribereña del río Tahuamanu así como evaluar la conveniencia de esta solución en cuestiones de plazo y costo respecto a otras soluciones disponibles y utilizadas en el mercado de la construcción. Se estableció que la opción que implicaba el empleo de geoestructuras era la más apropiada, ya que implicaba una disminución del tiempo hasta un 30%; por otro lado, en términos económicos, reduce significativamente los gastos hasta un 70%, considerando la misma disposición de soluciones para salvaguardar el talud, el uso de geoestructuras presenta un menor impacto ambiental en términos de emisiones, ya que reduce la necesidad de transportar grandes cantidades de piedra desde una cantera distante a 314 km. Esto disminuye significativamente las emisiones de CO₂ en comparación con la opción de gaviones, que requiere un constante transporte de piedra y, por lo tanto, mayores emisiones debido al tránsito de volquetes.

(Quispe Torres & Sullca Otazu, 2015), de acuerdo a su tesis “Aplicación del modelo matemático HEC RAS para el cálculo de perfil hidráulico del río Ramis” el autor se propuso determinar el comportamiento del perfil hidráulico de un tramo del río Ramis bajo diferentes períodos de retorno para analizar áreas de inundación y evaluar los riesgos asociados. Los resultados del análisis hidrológico, aplicando el método de Gumbel, arrojaron caudales para períodos de retorno de 2, 10, 50, 100, 200 y 500 años, con valores de 1350.71, 1501.4, 1633.52, 1689.37, 1745.02 y 1818.44 m³/s, respectivamente. El estudio identificó que el flujo del río es subcrítico, caracterizado por una pendiente leve de 0.005% y una velocidad promedio de 3.72 m/s. Además, para garantizar una adecuada



contención de caudales extremos, se concluyó que la altura de los diques en la zona debe incrementarse en al menos 1.90 metros.

(Zapana Arpasi, 2019) en su tesis “Estimación de caudales mediante la aplicación de modelos hidrológicos semidistribuidos con la plataforma RS Minerve en la cuenca del río Ramis” se propuso determinar los parámetros geomorfológicos clave de la cuenca del río Ramis. El estudio concluye que la cuenca presenta un área total de 14,569.05 km² y un perímetro de 1,392.58 km, destacando una altitud media de 4,739.40 msnm. Se establece que la altitud más frecuente es de 4,500 msnm, con una elevación máxima de 5,743 msnm y mínima de 3,818 msnm. La pendiente promedio de la cuenca, que influye en el flujo de agua, se estima en un valor de 0.017. Además, se observa que el río principal, con una longitud de 326.85 km y una corriente perenne, tiene una pendiente promedio de 0.017 y una altitud media de 4,265.50 msnm.

(Lipa Cusi & Aguilar Lago, 2023) en su tesis “Determinación de zonas de inundación mediante el análisis de dinámica fluvial del río Ramis en un tramo de 5km aguas arriba desde el puente Ramis en el distrito de Taraco” el objetivo fue realizar una modelación hidráulica del tramo del río Ramis para identificar cotas máximas de inundación bajo diferentes caudales. A través de este análisis, se calcularon los tirantes máximos asociados a periodos de retorno de 2, 5, 10, 50, 100 y 500 años, resultando en valores de 1.52 m, 2.1 m, 3.79 m, 4.60 m, 5.38 m y 5.95 m respectivamente. Estos resultados permiten identificar la magnitud de las inundaciones esperadas en función del incremento de los caudales y periodos de retorno, facilitando así la planificación de medidas de mitigación y protección en la zona afectada.



2.2. MARCO TEÓRICO

2.2.1. Concepto e importancia de las defensas ribereñas

2.2.1.1. Definición de defensa ribereña

Según él (Natural Resources Conservation Service, 2012) “La protección de riberas y costas consiste en restaurar y proteger las orillas de arroyos, lagos, estuarios y canales excavados contra la socavación y la erosión mediante el uso de plantaciones vegetales, bioingeniería del suelo y sistemas estructurales. Estos sistemas se pueden utilizar solos o en combinación”

La defensa ribereña se refiere a las medidas y estructuras diseñadas para proteger las riberas de los cuerpos de agua, como ríos, arroyos, lagos o mares, de la erosión y de los efectos adversos de las crecidas. Este concepto es fundamental para garantizar la estabilidad de las zonas costeras y fluviales, así como para proteger la infraestructura y las comunidades que pueden estar ubicadas en estas áreas vulnerables.

La importancia de la defensa ribereña radica en varios aspectos clave:

- **Protección contra la erosión:** Las riberas de los cuerpos de agua son especialmente susceptibles a la erosión debido a la acción del agua y otros factores como el viento y la vegetación. La defensa ribereña ayuda a prevenir la pérdida de suelo y la degradación de las riberas, lo que a su vez contribuye a preservar la biodiversidad y los ecosistemas asociados.



- **Mitigación de inundaciones:** Las estructuras de defensa ribereña, como los diques y los muros de contención, ayudan a contener las crecidas y reducir el riesgo de inundaciones en áreas habitadas. Esto es crucial para proteger vidas humanas, propiedades y activos económicos.
- **Estabilidad de la infraestructura:** Muchas infraestructuras críticas, como carreteras, puentes, ferrocarriles y edificaciones, están ubicadas en zonas ribereñas. La defensa ribereña proporciona una protección vital para estas estructuras contra los efectos adversos del agua y la erosión.
- **Conservación del medio ambiente:** La implementación de técnicas de defensa ribereña puede ser compatible con la conservación del medio ambiente y la restauración de hábitats ribereños saludables. Esto incluye la revegetación de las riberas, la creación de áreas de humedales y la implementación de enfoques de ingeniería natural que promuevan la resiliencia de los ecosistemas fluviales y costeros.

2.2.1.2. Erosión

Según (Terán Adriazola, 1998) la erosión es “un proceso destructivo de los materiales de la corteza terrestre por acción de los procesos geológicos, que implica fractura miento, fisura miento, alteración física y/o química hasta el momento de arranque de los materiales, sin considerar el transporte”.



2.2.1.3. Mitigación y control de la erosión

La mitigación y el control de la erosión son aspectos fundamentales en la gestión de las zonas ribereñas para prevenir la pérdida de suelo y la degradación de las riberas.

Según (Terán Adriazola, 1998) podemos identificar las siguientes medidas:

- Medidas agronómicas
 - Defensas vivas naturales: “Estas son las mejores defensas contra la inundación y la erosión del río, y viene a ser el conjunto de variedades de árboles y arbustos de buena densidad, que existe en ambas márgenes del lecho de río, manteniendo espesores de 30 - 40 m, que es la garantía de su protección” (Terán Adriazola, 1998).
 - Defensas vivas forestales: “Está basado en la plantación de arbustos y árboles de raíces profundas, la cual se realiza una vez determinada la sección estable del río. Su densidad debe ser en función a las características de las especies. La plantación se efectuara en sectores críticos, o como complemento a las estructuras o defensa artificial” (Terán Adriazola, 1998).



- Medidas estructurales
 - Indefinidos: "Son las construcciones que se edifican utilizando concreto armado, ciclópeo, piedras y gaviones." Su creación y realización demandan saberes y experiencia especializada. Se emplean para prevenir y controlar la erosión hídrica de terrenos de cultivo y otros efectos, desviando el flujo de agua y encauzando el río en los sectores críticos" (Terán Adriazola, 1998).
 - Temporales: "Son aquellas estructuras cuyo costo son menores y su construcción no requiere mayormente de conocimiento técnico especializado. Su finalidad es desviar el flujo de agua en forma relativa de los terrenos de cultivo, a fin de protegerlos" (Terán Adriazola, 1998).

2.2.2. Técnicas de defensa ribereña

La historia de las técnicas de defensa ribereña es larga y ha evolucionado a lo largo de los siglos, desde métodos tradicionales hasta enfoques modernos que incorporan tecnología avanzada y conocimientos científicos. Aquí hay un resumen de esta evolución:

- **Métodos tradicionales:**
 - En muchas culturas antiguas, se utilizaban métodos simples de defensa ribereña, como la construcción de muros de piedra, terrazas y diques de tierra.



- Estos métodos se basaban principalmente en el conocimiento empírico y la experiencia local, y variaban según las condiciones geográficas y las necesidades específicas de cada comunidad.
- **Siglos XVIII y XIX:**
 - Durante esta época, se desarrollaron técnicas más sofisticadas de defensa ribereña en Europa y otras partes del mundo.
 - Se comenzaron a utilizar estructuras de madera y piedra más elaboradas, así como sistemas de drenaje y canales para controlar el flujo de agua y prevenir la erosión.
- **Siglo XX:**
 - Con los avances en la ingeniería civil y la ciencia hidrológica, se introdujeron nuevos enfoques en la gestión de las zonas ribereñas.
 - Se desarrollaron técnicas de enrocado, que consisten en revestir las riberas con piedras o rocas para protegerlas contra la erosión causada por el agua.
 - También se comenzaron a utilizar métodos de refuerzo del suelo, como la instalación de geomallas y geotextiles, para estabilizar las riberas y prevenir la pérdida de suelo.
- **Enfoques modernos:**
 - En el siglo XXI, se han desarrollado enfoques aún más avanzados para la defensa ribereña, que incorporan tecnologías como las geoestructuras y los gaviones.

- Las geoestructuras, que incluyen geotubos, geoceldas y muros de contención reforzados con geosintéticos, ofrecen soluciones eficaces y económicamente viables para la estabilización de las riberas.
- Los gaviones, que son estructuras de malla metálica rellenas de piedras u otros materiales, se utilizan ampliamente en la protección de las riberas contra la erosión y las crecidas.

2.3. MARCO CONCEPTUAL

Aquí se establecerán los fundamentos conceptuales necesarios para el análisis comparativo entre defensas ribereñas con geoestructuras y gaviones, en línea con los objetivos específicos de la investigación.

2.3.1. Gaviones

Los gaviones son cestas o colchones fabricados típicamente con malla de alambre de acero galvanizado o revestido de PVC. Estas cestas pueden ser de diferentes formas y tamaños según las necesidades del proyecto.

- **Tipos:**

Existen varios tipos de gaviones, entre los que se incluyen:

- **Gaviones tipo caja:** Son cestas rectangulares de malla de alambre que se llenan con piedras y se apilan en forma de muro para formar estructuras de contención.
- **Gaviones tipo colchón:** Son estructuras más planas y flexibles que se utilizan para revestir superficies inclinadas o proteger contra la erosión en áreas con corrientes de agua.



- **Aplicación en defensas ribereñas:**
 - Los gaviones se utilizan comúnmente en defensas ribereñas para proteger las riberas de los ríos, arroyos y otras masas de agua contra la erosión. Se colocan estratégicamente a lo largo de la línea de costa o en áreas vulnerables para estabilizar el suelo y prevenir el colapso de las márgenes.
- **Características:**
 - **Permeabilidad:** Estas estructuras permiten la circulación del agua a través de ellas, disminuyendo la presión hidrostática y ayudando a mitigar la erosión causada por el flujo hídrico.
 - **Durabilidad:** Construidos con materiales resistentes a la corrosión y a la intemperie, los gaviones son duraderos y pueden soportar condiciones ambientales adversas durante largos períodos de tiempo.
 - **Estética:** A menudo se integran de forma armoniosa con el entorno natural y pueden proporcionar una apariencia estéticamente agradable cuando se llenan con materiales pétreos locales.
- **Ventajas:**
 - **Costo:** En comparación con otras técnicas de estabilización de suelos, como los muros de hormigón, los gaviones suelen ser más económicos.
 - **Fácil instalación:** Son relativamente fáciles de instalar y no requieren equipos especializados.
 - **Bajo impacto ambiental:** Los gaviones pueden ser una opción más sostenible que otras estructuras más invasivas, ya que minimizan la alteración del entorno natural y pueden facilitar la restauración ecológica.



- **Limitaciones:**

- **Mantenimiento:** Aunque cuentan con una larga vida útil, los gaviones pueden necesitar intervenciones de mantenimiento regular para preservar su estabilidad estructural y asegurar su correcto desempeño.
- **Sedimentación:** En algunos casos, pueden acumular sedimentos en su interior.
- **Selección de materiales:** Es importante seleccionar materiales pétreos adecuados para llenar los gaviones, ya que la calidad y tamaño de las piedras pueden influir en su eficacia y durabilidad.

2.3.2. Geoestructuras

Las geoestructuras son una solución innovadora y efectiva para la protección de riberas frente a procesos de socavación y erosión. Se pueden clasificar en tres tipos principales: geotubos, geocontenedores y geobolsas o geobags, según el tipo de material de relleno que se utilice y las características del terreno.

Geotubos: Según Ruiz Córdova (2019), los geotubos son estructuras tubulares fabricadas con geotextiles de alta resistencia y diseñadas para ser llenadas principalmente con arena, lo que los hace una opción ideal para proyectos de estabilización costera y ribereña. El proceso de llenado de los geotubos se realiza a través de una mezcla de agua y arena llamada "slurry", que permite el bombeo eficiente de los materiales en su interior (Ruiz, 2019).

Figura 4

Protección de riberas en ríos con tubos de geotextil



Nota: Defensa ribereña para ríos, tomado de Ingeniería Innovadora con Geosintéticos, por Geoandes.

Geocontenedores: De acuerdo con Ruiz Córdova (2019), los geocontenedores se diferencian de los geotubos por su capacidad de ser llenados con materiales más gruesos, como grava o fragmentos de roca. Esta característica los hace ideales para situaciones donde se requiere mayor resistencia estructural, como en zonas con fuertes corrientes o donde el terreno es más inestable.

Geobolsas o Geobags: Ruiz Córdova (2019) menciona que las geobolsas son una opción flexible, ya que pueden ser llenadas con una amplia variedad de materiales, que van desde suelo hasta roca, o una combinación de ambos. Estas bolsas de geotextil son especialmente útiles en proyectos que requieren adaptabilidad a diferentes tipos de terreno o condiciones de flujo de agua.

2.3.2.1. Tubos de Geotextil

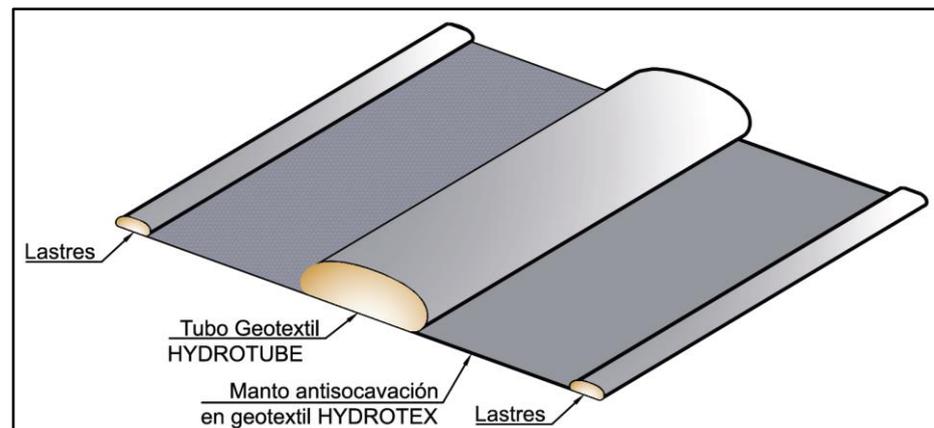
Los tubos de geotextil, también conocidos como geotubos, son estructuras fabricadas a partir de geotextiles de alta resistencia. Se emplean

principalmente en proyectos de protección ribereña y costera, con el objetivo de controlar la erosión y proteger las orillas de los ríos y costas.

Los tubos de geotextil están hechos de geotextiles tejidos de alta resistencia, lo que les confiere durabilidad y capacidad para resistir condiciones ambientales adversas, como corrientes fluviales y oleajes. Estas estructuras tienen un alto módulo de deformación, lo que asegura su estabilidad a largo plazo. Además, presentan un equilibrio entre tamaño de abertura y permitividad, lo que permite una eficiente microfiltración y filtración de partículas (Geomatrix, 2021)

Figura 5

Sección transversal típica de un tubo de geotextil



Nota: En la figura se muestra un tubo de geotextil con su manto anti socavación, tomado de Geotextile Tubes for Hydraulic Structures, por Geomatrix, 2021.

Figura 6

Tubo de geotextil



Nota: Tubo de geotextil instalado, tomado de Geotextile Tubes for Hydraulic Structures, por Geomatrix, 2021.

2.3.2.2. Partes de un tubo geotextil

Un tubo geotextil se compone de varias partes que lo hacen funcional y efectivo para su uso en aplicaciones hidráulicas y de control de erosión. Cada una de estas partes tiene un propósito específico y contribuye a la resistencia y durabilidad del tubo.

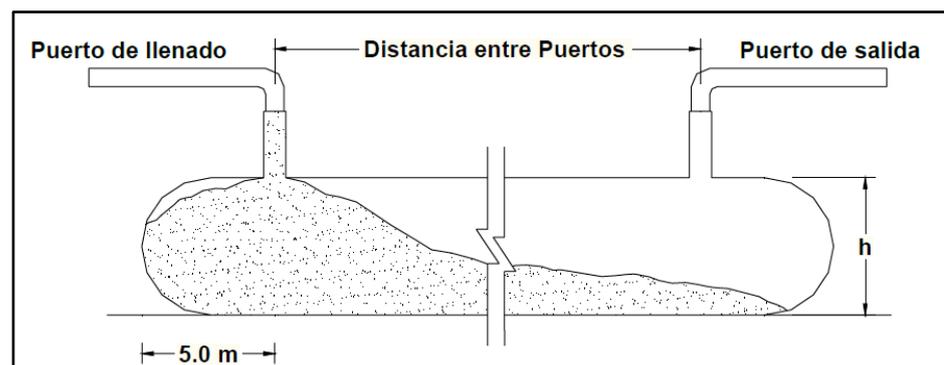
El cuerpo principal del tubo geotextil está compuesto por franjas de geotextil de alta resistencia, cosidas entre sí mediante un proceso industrial. Este tejido constituye la cubierta cilíndrica, encargada de resistir las fuerzas de tensión que se ejercen tanto en el sentido transversal como longitudinal del tubo. Estas fuerzas se generan durante el llenado y la operación del tubo, ya que debe soportar el peso del material de relleno y las fuerzas del entorno.

Puertos de llenado y alivio: Los puertos de llenado son mangas o chimeneas a través de las cuales se introduce el material de relleno en el

tubo. Estas aberturas permiten también aliviar la presión durante el proceso de bombeo de material dentro del tubo. La cantidad y ubicación de los puertos se define en el diseño del tubo y depende del tipo de material de relleno que se utilice. Según Sprague (2000), la distancia entre los puertos debe calcularse matemáticamente, y, como mínimo, un tubo debe tener dos puertos de llenado. Además, Pilarczyk (2000) menciona que los puertos de llenado no deben estar a menos de 5 metros de los extremos frontales del tubo.

Figura 7

Sección longitudinal del tubo geotextil



Nota: La figura muestra la distancia entre puertos y puertos de llenado del tubo de geotextil, tomado de Tubos geotextil, características, conceptos, materiales y aspectos del análisis (p. 94), por Espinosa & Torres, 2016.

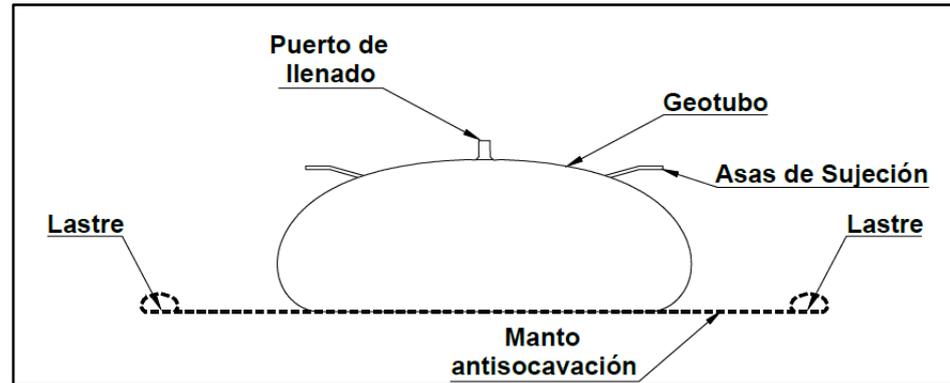
Asas u orejas de sujeción: Las asas u orejas de sujeción son correas hechas de geotextil en forma de argollas, que están cosidas al tubo. Estas asas permiten que cuerdas o eslingas sujeten el tubo geotextil durante su posicionamiento y llenado, evitando que se desplace por las corrientes de agua o el flujo del material de relleno.

Manto antisocavación: El manto antisocavación se instala debajo del tubo geotextil. Este manto está hecho de geotextil y cuenta con

dispositivos de anclaje en forma de lastres que mantienen el manto adherido a la superficie que protege. Esto asegura que el suelo debajo del tubo no se erosione, proporcionando una base estable para el tubo.

Figura 8

Sección transversal del tubo geotextil



Nota: La figura muestra las asas de sujeción y manto antisocavacion, tomado de Tubos geotextil, características, conceptos, materiales y aspectos del análisis (p. 94), por Espinosa & Torres, 2016.

2.3.2.3. Ventajas de los tubos de geotextil

De acuerdo con Espinosa y Torres (2021), los tubos de geotextil ofrecen múltiples ventajas en comparación con otros métodos tradicionales de protección ribereña:

- **Adaptabilidad:** Se pueden adaptar a diferentes tipos de superficies, lo que permite su uso tanto en condiciones secas como bajo el agua (Espinosa & Torres, 2021)
- **Eficiencia en el tiempo de construcción:** Según la Guía de Diseño de Tubos Geotextil Hydrotube (2024), los geotubos no requieren formaletas ni equipos especializados, lo que permite reducir el

tiempo de construcción y optimizar el cronograma del proyecto (Geomatrix, 2024)

- **Sostenibilidad:** Estos sistemas tienen un bajo impacto ambiental y, al ser estructuras permeables, favorecen la acumulación de sedimentos, lo que ayuda a regenerar el entorno natural (Ruiz, 2019)

2.3.2.4. Desventajas de los tubos de geotextil

Entre las principales desventajas, de acuerdo con Espinosa y Torres (2021), se encuentran:

- **Necesidad de mantenimiento:** Aunque son resistentes, los tubos pueden requerir mantenimiento periódico, especialmente en condiciones marinas, debido a la exposición continua a los elementos (Espinosa & Torres, 2021)
- **Limitación en el relleno:** Los materiales de relleno deben ser homogéneos para evitar que se generen puntos débiles dentro del tubo. Si el relleno no es adecuado, podría disminuir la eficacia del sistema (Espinosa & Torres, 2021)

2.3.2.5. Método de colocación

El método de ejecución de los tubos de geotextil sigue un proceso bien estructurado que incluye:

- **Preparación del sitio:** Según Ruiz (2019), se realiza una limpieza y rectificación del terreno donde se colocará el tubo. En condiciones

marinas, se puede realizar un levantamiento batimétrico para definir la ubicación precisa (Ruiz, 2019)

- Colocación del manto antisocavante: De acuerdo con Espinosa y Torres (2021), antes de colocar el tubo, se despliega un manto antisocavante fabricado de geotextil. Este manto se coloca en el área donde se instalará el tubo para evitar la erosión bajo la estructura. El manto antisocavante cuenta con anclajes y lastres que lo mantienen en posición. Su objetivo principal es proteger la base de la estructura frente a la erosión producida por el oleaje y las corrientes.

Figura 9

Colocación del manto anti socavación



Nota: Se muestra la colocación del manto antisocavante ante socavación de riberas, tomado de Aplicación del geotubo para reducir la socavación hídrica en el río Rímac, tramo Puente Av. Morales Duarez - Puente Rímac, por Ruiz Córdova, J. W., 2019.

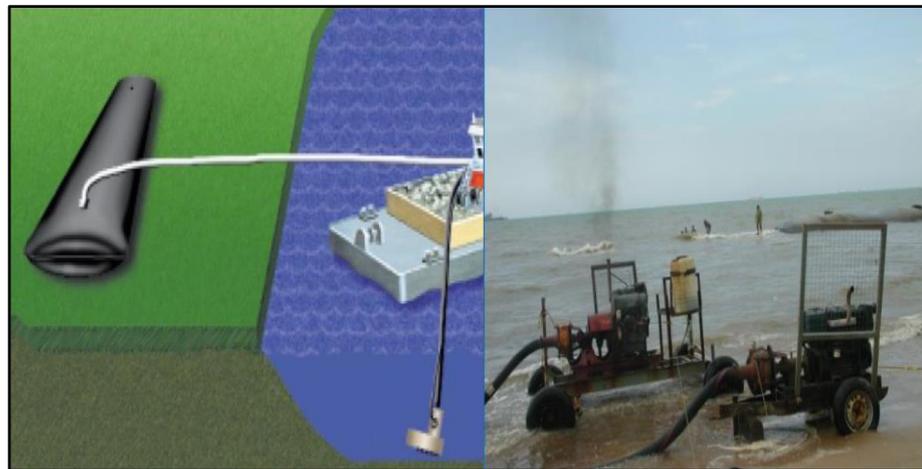
- Colocación del tubo: De acuerdo con Espinosa y Torres (2021), los tubos se despliegan sobre la superficie preparada, generalmente en

estado seco o semihúmedo. Se asegura la estructura mediante anclajes colocados en las asas del tubo (Espinosa & Torres, 2021)

- Llenado del tubo: El tubo se llena con una mezcla fluida, utilizando bombas de succión para asegurar que el tubo se mantenga en la posición adecuada. Este proceso se realiza de manera uniforme para evitar deformaciones en la estructura (Geomatrix, 2021)

Figura 10

Aplicación y dragado de la geoestructura



Nota: Dragado de slurry hacia los tubos de geotextil, tomado de Aplicación del geotubo para reducir la socavación hídrica en el río Rímac, tramo Puente Av. Morales Duarez - Puente Rímac, por Ruiz Córdova, J. W., 2019.

- Monitoreo y verificación: Una vez instalado, el tubo debe ser monitoreado para garantizar que las cotas de coronación sean las correctas. Si es necesario, se realizan ajustes mediante la adición o extracción de material (Ruiz, 2019)



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. NIVEL, TIPO, MÉTODO, POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. Nivel de Investigación

Supo (2014) Afirma sobre el Nivel Relacional “no se trata de investigaciones de causa y efecto; simplemente evidencia una dependencia probabilística entre sucesos” (p.5).

La presente investigación corresponde al nivel RELACIONAL ya que se realizará una comparación entre dos soluciones de defensas ribereñas.

3.1.2. Tipo de Investigación

Conforme a Hernández et al. (2014) indica que el tipo de estudio se define como un conjunto de métodos y procedimientos diseñados para analizar un problema o situación específica, contribuyendo al desarrollo de nuevos conocimientos en el área de estudio.

La presente investigación será de tipo BASICA.

3.1.3. Método de Investigación

Según Hernández et al. (2014) indica acerca del enfoque cuantitativo “El proceso es secuencial y de pruebas. Cada fase antecede a la subsiguiente y no es posible esquivar etapas. El orden se caracteriza por su rigurosidad; sin embargo, es innegable que podemos redefinir ciertas fases” (p.4).



El método de investigación es CUANTITATIVO, puesto que nuestra investigación es estadístico y estructurado.

3.1.4. Población

Según Tamayo (2003) menciona que la población es “la totalidad de un fenómeno de estudio, incluye la totalidad de unidades de análisis o entidades de población que integran dichos fenómenos” (p.176).

La población queda constituida por el río Ramis.

3.1.5. Muestra

Hernández et al. (2014) indica que “la muestra es un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectarán datos, y que tiene que definirse y delimitarse de antemano con precisión, además de que debe ser representativo de la población” (p.173).

La muestra se establece desde la confluencia de los ríos Pucará y Azángaro, donde comienza el río Ramis, hasta un punto ubicado 442 metros aguas abajo en el mismo río.



3.1.6. Zona de Estudio

3.1.6.1. Ubicación

a) Ubicación Política

En su parte inicial, la cuenca del río Ramis se encuentra en el Departamento de Puno y cubre territorios de las provincias de Azángaro, Carabaya, Lampa, Melgar y San Antonio de Putina, junto con zonas parciales de las provincias de Sandía y Huancané.

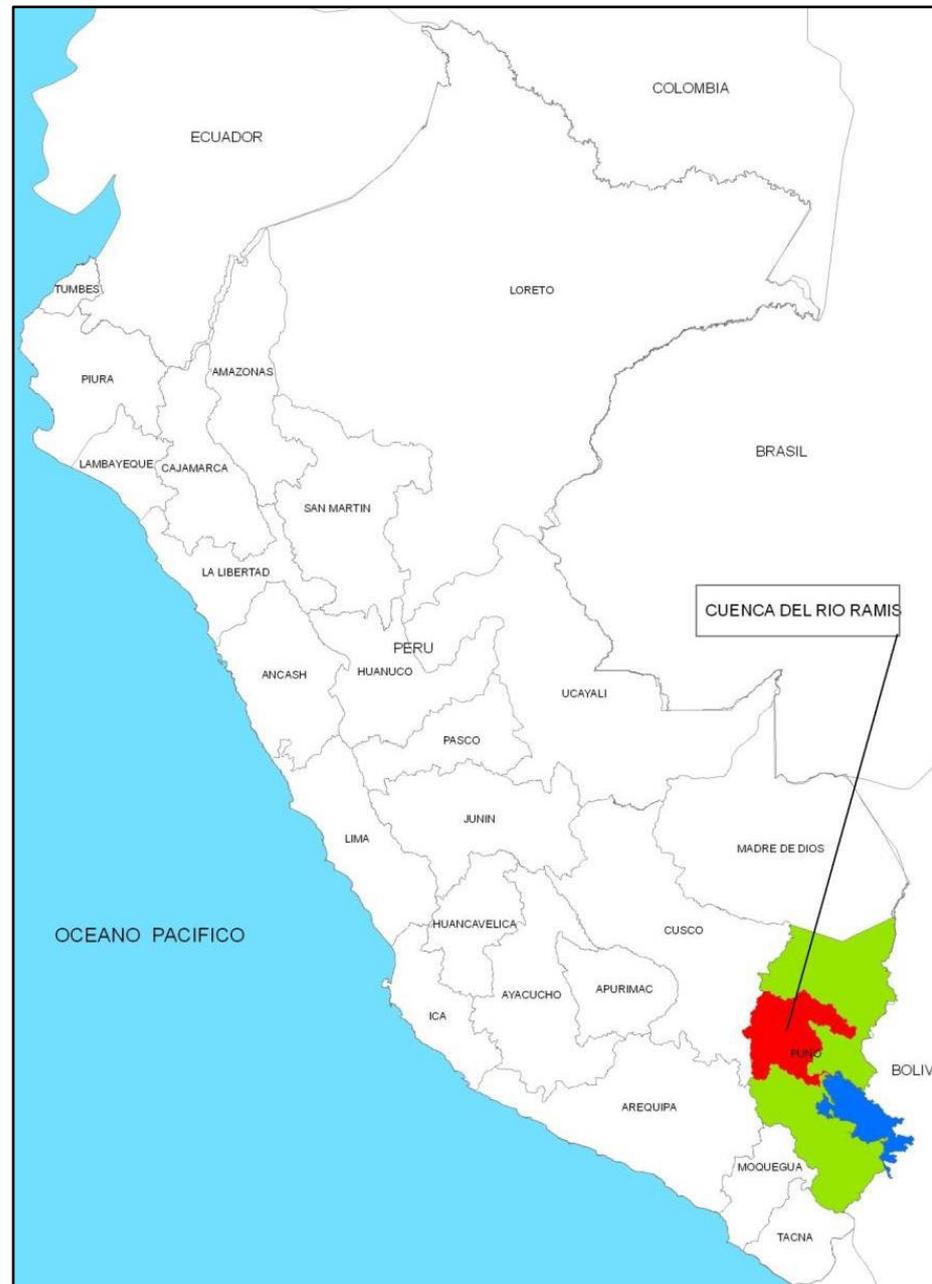
Los ríos, al principio llamados río Carabaya, inician su travesía en la laguna de la Rinconada. Se desplaza paralelamente a la cordillera de Carabaya, orientándose hacia el noroeste hasta alcanzar el distrito de Potoni, donde modifica su dirección hacia el sur. Desde que se topa con el río Ñuñoa, se le denomina río Azángaro. Posteriormente, al fusionarse con el río Ayaviri en el distrito de Achaya, se convierte de nuevo en el río Ramis. En esta etapa, se propondrán las dos alternativas de defensa ribereña.

b) Ubicación Geográfica

La cuenca del río está situada entre las latitudes $14^{\circ}03'26.6''$ y $15^{\circ}27'33.7''$ Sur, y las longitudes $69^{\circ}25'26.4''$ y $71^{\circ}07'4.7''$ Oeste. En coordenadas UTM, abarca desde 8445867.41m hasta 8289725.28m al norte, y desde 454221.0m hasta 272732.8m al este. La altitud de esta cuenca varía entre 3836 y 5400 metros sobre el nivel del mar. Su área total de drenaje es aproximadamente de 14358,31 kilómetros cuadrados.

Figura 11

Ubicación Geográfica de la cuenca en estudio



Nota: Ubicación de la cuenca de estudio, tomado de Estudio Hidrológico de la Unidad Hidrográfica del Río Ramis, por Autoridad Nacional del Agua, 2019.

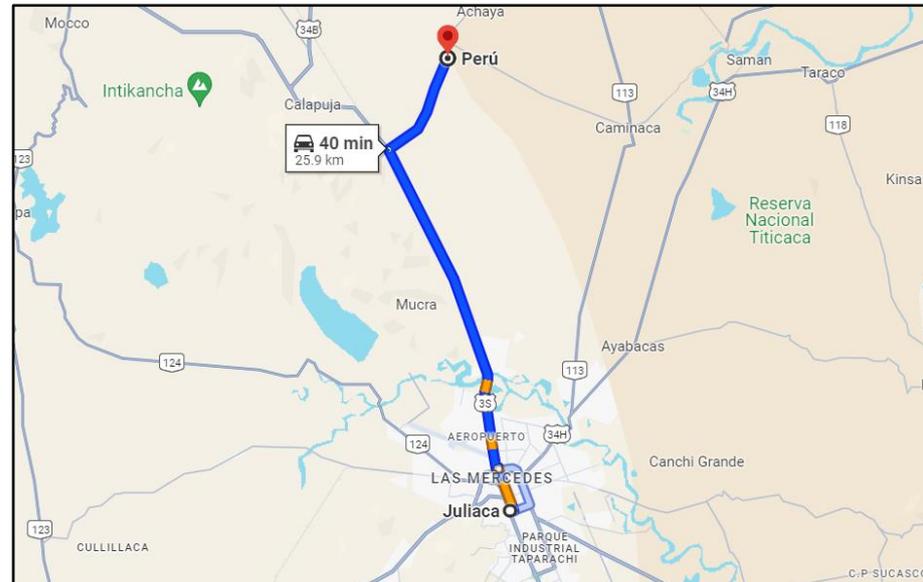
3.1.6.2. Vías de acceso

Para llegar a la zona de estudio se parte de la ciudad de Juliaca camino a Cusco, a los 20 km (comunidad Estrella) se gira hacia la derecha

camino hacia el distrito de Achaya continuando por unos 5.9 km se habrá llegado a la comunidad de Licas.

Figura 12

Vista satelital de vías de acceso



Nota: Vista satelital de vías de acceso, obtenido de Google Maps

3.2. METODOLOGÍA

3.2.1. Estudio Topográfico

De acuerdo a Jauregui (s.f.)

La topografía es el arte y ciencia de medir con precisión ángulos y distancias en áreas pequeñas de terreno para las que los efectos de la curvatura de la tierra son despreciables. relativas a la recolección y procesamiento de coordenadas de puntos, direcciones, altitudes, áreas o volúmenes y sus representaciones gráficas y en alguna forma numérica, tal como sea necesario para las aplicaciones de este proyecto. (pág. 1)



Se recomiendan escalas de 1:2000 a 1:10000 para los planos a escala y intervalos de altura de 5 m. Si la tierra es muy inclinada, es imposible dibujar curvas con estos intervalos, por lo que será necesario usar una escala y un intervalo más grandes. Para los planos en planta horizontal durante el archivo se sugiere que la escala varíe entre 1:500 a 1:1000 en áreas urbanas y entre 1:1000 y 1:2000 en áreas rurales. Las curvas de nivel para áreas rurales deben tener un intervalo de altura de 0.5 m a 1.0 m. En las áreas urbanas, el intervalo debe ser de 0.5 m.

3.2.1.1. Descripción

Los levantamientos topográficos consisten en un conjunto de operaciones que es necesario ejecutar para determinar las posiciones de las características naturales y/o artificiales de una zona determinada en la superficie terrestre, además establecer la configuración del terreno. (Jauregui, s.f.)

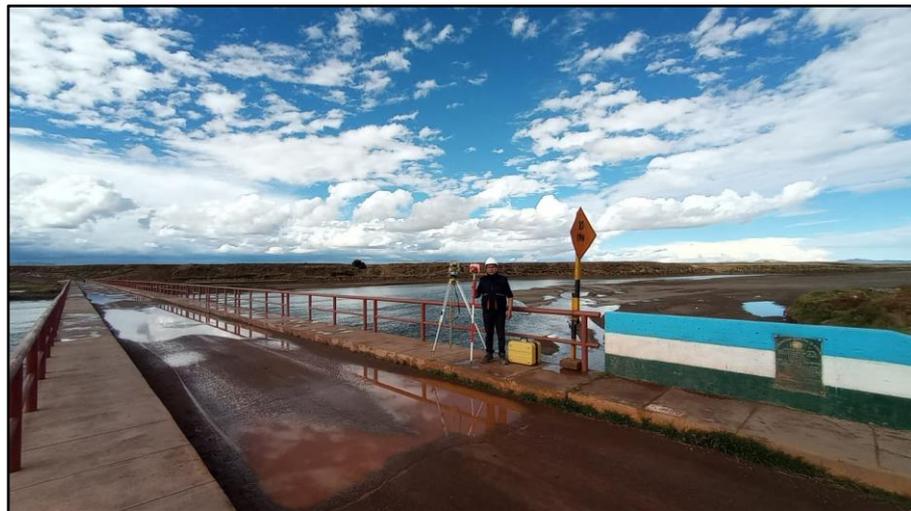
En esta investigación para poder realizar el diseño de defensa ribereñas, se ha realizado un levantamiento topográfico en el puente Achaya, teniendo como punto de referencia el Puente Achaya inicio el cual tiene las coordenadas de E 375444.864, N 8308706.398, dicho levantamiento incluye el margen derecho e izquierdo, lo que nos permite determinar el estado actual de la topografía y de este modo se obtuvieron las secciones transversales con el fin de realizar los estudios necesarios y con esto se determinarán las zonas propensas a inundaciones de acuerdo al periodo de retorno.

EQUIPOS EMPLEADOS

- Estación total
- Trípode
- GPS
- 2 Jalones
- 2 Prismas
- Wincha

Figura 13

Levantamiento topográfico en la zona de estudio



Nota: Vista del levantamiento realizado en la zona de estudio

3.2.2. Estudios de Mecánica de Suelos

La mecánica de suelos es crítica en la ingeniería civil y geotécnica, ya que se relaciona con todas las actividades que rodean el diseño y la construcción de edificios, puentes, carreteras y presas, entre otras estructuras. La mecánica de suelos varía en secciones y ensayos basados en el campo o el laboratorio.



3.2.2.1. Muestreo de Suelos

Se realiza para obtener una muestra representativa del área de construcción. Existen dos tipos de muestreos, que son muestreo de suelo alterado y muestreo de suelo inalterado. (Rubio, do Nacimiento, & Villegas, 2022)

Pozo a cielo abierto: este método se refiere a la excavación de un pozo profundo ya sea con forma de una zanja cuadrada o redonda con las dimensiones adecuadas para examinar la estratigrafía del subsuelo. Este método se utiliza comúnmente para obtener muestras alteradas en suelos cohesivos. (Rubio, do Nacimiento, & Villegas, 2022)

Según Rubio, do Nacimiento, & Villegas (2022) sobre el Muestreo Alterado menciona que:

Este tipo de muestreo implica recoger suelo que ha sido removido y desagregado, lo que significa que no se conservan las características originales de su estructura y humedad. Por lo general, se realiza con herramientas simples mediante excavaciones a cielo abierto.

Muestreo Inalterado: Este muestreo se enfoca en extraer suelo manteniendo intactas su estructura y humedad originales, lo que permite un análisis más preciso de sus condiciones naturales. (Rubio, do Nacimiento, & Villegas, 2022)

Figura 14

Muestreo de material para Relleno de Geoestructuras



Nota: La imagen verifica el muestreo de la cantera para el relleno de geoestructuras

3.2.2.2. Contenido de humedad (ASTM D-2216)

Esta propiedad física del suelo es crucial en la construcción civil y de infraestructura, ya que la cantidad de agua que contiene el suelo influye directamente en su comportamiento y resistencia durante la construcción. (Rubio, do Nascimento, & Villegas, 2022)

El contenido de humedad de un suelo se refiere a la proporción entre el peso del agua que contiene y el peso de sus partículas sólidas, y se expresa como un porcentaje. (Rubio, do Nascimento, & Villegas, 2022)

El contenido de humedad (w), también llamado contenido de agua, se define como la proporción del peso del agua al peso de los sólidos en un determinado volumen de suelo. (M. DAS, 2015)



3.2.2.3. Gravedad específica (ASTM D 854-58)

Conforme a Rubio, do Nascimento, & Villegas (2022):

El peso específico de los granos (γ_g) representa la correlación entre el peso y el volumen de una única partícula de suelo, sin considerar las posibles áreas vacías presentes en el terreno.

3.2.2.4. Análisis granulométrico (ASTM D422)

Todos los suelos en su fase sólida están compuestos por partículas de diferentes tamaños. Determinar estos tamaños y sus porcentajes permite conocer cómo están distribuidas las partículas en la masa del suelo, lo que se conoce como distribución granulométrica. (Rubio, do Nascimento, & Villegas, 2022)

De acuerdo a Rubio, do Nascimento, & Villegas (2022):

Para materiales granulares como arenas y gravas, la distribución granulométrica se obtiene mediante tamizado de una muestra secada al horno. Cuando el suelo contiene tanto partículas gruesas como finas, es necesario realizar ambos tipos de análisis granulométrico de manera conjunta.



3.2.2.5. Ensayos de corte directo (ASTM D3080)

De acuerdo a M. DAS (2015):

Esta es la manera más antigua y simple de realizar el examen de corte. El equipo de prueba incluye una caja de metal en la que se sitúa la muestra de terreno, que puede presentar una forma cuadrada o circular.

La caja se segmenta de manera horizontal en dos partes equivalentes. La fuerza normal se ejerce desde el nivel más alto de la caja de corte, alcanzando hasta 1000 kN/m². La fuerza de corte se aplica al mover una de las mitades de la caja en relación a la otra, provocando así el fallo en la muestra de suelo.

3.2.3. Estudio Hidrológico

3.2.3.1. Delimitación de la Cuenca

Para definir los límites de una cuenca, se utiliza un mapa que muestra las curvas de nivel, siguiendo las líneas que separan las zonas de drenaje, conocidas como "divortium acuarum" o líneas de las altas cumbres. (Chereque Morán, 2000)

El parteaguas se compone de los puntos más elevados en el terreno y atraviesa los cursos de agua en los puntos donde estos fluyen hacia afuera, conocidos como estaciones de aforo. (Villón Béjar, 2002)



3.2.3.2. Características fisiográficas de la cuenca

3.2.3.2.1. Parámetros de forma

a) Área de la cuenca

El área de la cuenca es posiblemente una de las características más cruciales para el diseño. Se define como la extensión horizontal de toda el área de recolección de agua de un sistema de drenaje que fluye, ya sea directa o indirectamente, hacia un mismo cauce natural. (Vélez Otálvaro, 2000)

Para (Monsalve Sáenz, 1999) el área de drenaje se refiere al espacio plano (proyección horizontal) delimitado por la divisoria topográfica.

b) Perímetro de la Cuenca

El aspecto de la longitud de la línea que define el límite de la cuenca, también llamada línea de divorcio de la hoya, es esencial, dado que, junto con el área, ofrece datos acerca de la forma de la cuenca. Normalmente, este aspecto físico se representa con la letra mayúscula P. (Vélez Otálvaro, 2000)

c) Coeficiente de Compacidad o de Gravelius (Kc)

Se define como la relación entre el perímetro P de la cuenca y el perímetro de un círculo que tenga la misma área A que la cuenca hidrográfica. (Vélez Otálvaro, 2000)

Para hallar el coeficiente de compacidad se utilizará la siguiente ecuación:



$$Kc = \frac{0.28P}{\sqrt{A}} \quad (1)$$

Dónde:

P=Perímetro de la cuenca (km),

A=Área de la cuenca (Km²)

Conforme la cuenca sea más irregular, más elevado será su coeficiente de compacidad. Un coeficiente mínimo de una cuenca circular es uno, correspondiente a uno. Hay una tendencia a un aumento a medida que este número se acerca a la unidad. (Monsalve Sáenz, 1999)

d) Factor de Forma

Es la proporción entre el ancho promedio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca se determina siguiendo el curso de agua más largo, desde su desembocadura hasta la cabecera más alejada en la cuenca. (Monsalve Sáenz, 1999)

El factor de forma puede utilizando la ecuación siguiente.

$$Ff = \frac{A}{Lm^2} \quad (2)$$

Dónde:

A=Área (km²)

Lm = Longitud de cauce principal (km)



3.2.3.2.2. Parámetros de Red Hidrográfica

a) Perfil altimétrico y Pendiente Media del Río Principal

De acuerdo a (Vélez Otálvaro, 2000):

El perfil altimétrico muestra las variaciones de altitud a lo largo del curso principal del río, proporcionando información clave sobre el comportamiento hidrológico de la cuenca. A partir de la forma de este perfil, es posible inferir cómo cambia el caudal a lo largo del tiempo y evaluar factores como la respuesta hidrológica de la cuenca. Además, los perfiles altimétricos son útiles para analizar la viabilidad de proyectos hidroeléctricos, estimar la producción de sedimentos y detectar áreas propensas a deslizamientos o avalanchas, entre otros usos. En términos generales, las cuencas con pendientes pronunciadas en su curso principal tienden a generar hidrógrafas más agudas y de corta duración en comparación con aquellas con pendientes más suaves, que producen caudales más prolongados.

b) Tiempo de Concentración (T_c)

El periodo de concentración se refiere al tiempo que la lluvia necesita para desplazarse desde el punto más remoto de una cuenca hasta un segmento específico del río. Mide el tiempo necesario para que toda la cuenca contribuya al flujo superficial, y se expresa en minutos u horas. (Monsalve Sáenz, 1999)



Imaginemos que estamos en la cima de una montaña, observando cómo caen las gotas de lluvia. El tiempo que tarda una de esas gotas en recorrer todo el camino desde la cima hasta llegar al río más cercano, pasando por arroyos y pequeños cursos de agua, se conoce como tiempo de concentración de la cuenca. Este tiempo varía en cada cuenca y está influenciado por diversos factores, como la forma y el tamaño de la cuenca, la inclinación del terreno, la cantidad de vegetación presente, y las características del suelo y las rocas que la conforman. Además, el tiempo de concentración puede verse afectado por el clima y la intensidad de la lluvia. Comprender este tiempo es fundamental en hidrología, ya que permite predecir cuánta agua llegará al río en un momento dado. Este conocimiento es crucial para diseñar infraestructuras como presas y sistemas de drenaje que puedan gestionar el flujo de agua de manera segura y eficiente. El tiempo de concentración será hallado mediante la ecuación:

$$T_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (3)$$

Donde:

T_c = Intervalo de concentración.

L = Dimensiones de la cuenca

S = Proporción media del cauce.

3.2.3.3. Periodo de Retorno

El Periodo de Retorno es el tiempo promedio, en años, en que un evento específico (como un caudal) es igualado o superado al menos una vez. (Monsalve Sáenz, 1999)

Para el (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018):

El periodo de retorno se establece como el lapso de tiempo, en años, en el que se anticipa que el flujo máximo de una inundación determinada se iguale o exceda al menos una vez. Este periodo se conoce como "periodo de recuperación T". Dado que los sucesos anuales son autónomos, se puede determinar la posibilidad de que suceda una avería durante un lapso de "n" años.

El riesgo de falla permitido, en función del periodo de retorno y la vida útil de la estructura, se puede determinar utilizando la siguiente ecuación:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (4)$$

Tabla 1

Valores de Período de Retorno T (Años)

RIESGO ADMISIBLE	VIDA UTIL DE LAS OBRAS (n años)										
	R	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.01		100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02		50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05		20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.10		10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.20		5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25		4	7	11	18	35	70	87	174	348	695

RIESGO ADMISIBLE	VIDA UTIL DE LAS OBRAS (n años)										
	0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	16	37	73	144	
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44	

Nota: Periodo de retorno para riesgo admisible vs vida útil, Obtenido del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC, 2018.

El (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018) ha recomendado los valores de riesgo admisible para las siguientes obras de drenaje:

Figura 15

Riesgo admisible para diferentes tipos de obra

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (%)
Puentes	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

Nota: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje, en el caso de defensas ribereñas se ha considerado una vida útil de n=40años, Obtenido del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC, 2018.

3.2.3.4. Análisis estadístico de datos hidrológicos

3.2.3.4.1. Datos Hidrometeorológicos

Para (Chereque Morán, 2000):

Las mediciones de precipitación, realizadas con pluviómetros, pueden variar significativamente de un lugar a otro, e incluso en el mismo lugar a lo largo del tiempo. Estas mediciones generan una gran cantidad de datos que deben ser analizados y



sintetizados en unos pocos valores más manejables y fáciles de usar en proyectos hidráulicos. Para lograr esto, se recurre a la estadística, seleccionando un modelo matemático que represente el comportamiento de la lluvia en el área de estudio. Esta selección se basa en la experiencia acumulada sobre el comportamiento de las precipitaciones en ese lugar.

3.2.3.4.2. Estimación de datos faltantes

A menudo, nos encontramos con registros de lluvias incompletos. Esto suele ocurrir debido a la ausencia del operador o a fallos en los instrumentos de medición. (Chereque Morán, 2000)

En hidrología, es esencial trabajar con series de datos continuas, por lo que es necesario completar cualquier dato faltante en los registros. (Monsalve Sáenz, 1999)

Según Monsalve Sáenz (1999) podemos aplicar la ecuación siguiente para completar los datos ausentes, siempre que se tengan datos disponibles en otras estaciones durante el mismo periodo.

$$P_x = \frac{1}{n} \left[\frac{N_x}{N_1} P_1 + \frac{N_x}{N_2} P_2 + \dots + \frac{N_x}{N_n} P_n \right] \quad (5)$$

Donde:

n: Cantidad de estaciones de medición de lluvias

P_x: La precipitación de la estación x durante el lapso de tiempo requerido para completar



P_1 a P_n : Descenso de las estaciones n

N_x : Media anual de precipitaciones a escala mundial o multianual de la estación x

N_1 a N_n : Nivel medio de precipitación anual a escala mundial o multianual en las estaciones de referencia.

3.2.3.4.3. Análisis de Consistencia

3.2.3.4.3.1. Análisis de doble masa

Su objetivo es detectar si hubo alguna irregularidad en la estación durante algún periodo, como un cambio de ubicación, modificaciones en el equipo de medición. (Monsalve Sáenz, 1999)

Cualquier modificación en el lugar o en la configuración de un pluviómetro puede influir en la cantidad de precipitación que este cuantifica. A este tipo de registro se le llama inconsistente. (Chereque Morán, 2000)

Una manera de detectar estas inconsistencias es a través de las curvas de masa doble. Para construir una de estas curvas, se colocan los valores acumulados de la estación que se está estudiando en el eje vertical y los valores acumulados del promedio de varias estaciones de referencia en el eje horizontal. (Chereque Morán, 2000)

El método consiste en construir una curva doble acumulativa. En esta curva se relacionan los totales anuales acumulados de precipitación de un lugar específico con la media acumulada de los totales anuales de

todas las estaciones, considerada climatológicamente homogénea.
(Monsalve Sáenz, 1999)

3.2.3.4.3.2. Análisis estadístico

En una serie de datos estadísticos recopilados de una estación hidrológica, es esencial simplificar esta gran cantidad de cifras en elementos clave que resuman y caractericen la estación desde la perspectiva que se está estudiando. (Monsalve Sáenz, 1999)

Una vez que se ha creado el gráfico de doble masa para el período en el que se podrían corregir los datos, se analizan estadísticamente estos datos en términos de su media y desviación estándar.

a) Prueba de T-student

Para comprobar si la media de los períodos que generan dudas y los que son confiables son estadísticamente similares, utilizando un nivel de importancia de $\alpha=0.05$, se aplica la prueba estadística conocida como "T de Student". Para conseguir lo anterior se deben utilizar las siguientes ecuaciones.

$$\text{Si: } |T_c| \leq T_t(95\%) \rightarrow \bar{x}_1 = \bar{x}_2 \text{ (Estadísticamente)} \quad (6)$$

$$\text{Si: } |T_c| > T_t(95\%) \rightarrow \bar{x}_1 \neq \bar{x}_2 \text{ (Estadísticamente)} \quad (7)$$

$$T_c = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{S_{\bar{d}}} \quad (8)$$

$$S_{\bar{d}} = S_p \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$



$$S_p = \left(\frac{(n_1 - 1)S_1^2 + (n_2 - 1)S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

Donde:

\bar{x}_1, \bar{x}_2 : Medias del periodo 1 y 2 respectivamente

n_1, n_2 : Tamaño del periodo 1 y 2

n : Tamaño de la muestra ($n_1 + n_2$)

S_d : Desviación estándar de las diferencias de promedios

S_p : Desviación estándar ponderada

S_1 y S_2 : Desviación estándar del periodo 1 y 2

T_c : Valor T calculado

El valor de Tt se tabula mediante la Figura 16, siendo:

N.C: Con 95 % de probabilidades.

α : Nivel de significación (0.05)

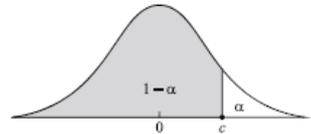
G.L: Grados de libertad $n_1 + n_2 - 2$

T_t : Valor T de tabla

Figura 16

Distribución T – Student

La tabla da áreas $1 - \alpha$ y valores $c = t_{1-\alpha, r}$, donde, $P[T \leq c] = 1 - \alpha$, y donde T tiene distribución t Student con r grados de libertad.



GL	1 - α							
	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	0.975	0.99	0.995
1	1.000	1.376	1.963	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657
2	0.816	1.061	1.386	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925
3	0.765	0.978	1.250	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	0.741	0.941	1.190	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	0.727	0.920	1.156	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032
6	0.718	0.906	1.134	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707
7	0.711	0.896	1.119	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	0.706	0.889	1.108	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355
9	0.703	0.883	1.100	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250
10	0.700	0.879	1.093	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
11	0.697	0.876	1.088	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106
12	0.695	0.873	1.083	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055
13	0.694	0.870	1.079	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012
14	0.692	0.868	1.076	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977
15	0.691	0.866	1.074	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
16	0.690	0.865	1.071	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921
17	0.689	0.863	1.069	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898
18	0.688	0.862	1.067	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878
19	0.688	0.861	1.066	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861
20	0.687	0.860	1.064	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
21	0.686	0.859	1.063	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831
22	0.686	0.858	1.061	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819
23	0.685	0.858	1.060	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807
24	0.685	0.857	1.059	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797
25	0.684	0.856	1.058	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787
26	0.684	0.856	1.058	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779
27	0.684	0.855	1.057	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771
28	0.683	0.855	1.056	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763
29	0.683	0.854	1.055	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756
30	0.683	0.854	1.055	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750
40	0.681	0.851	1.050	1.303	1.684	2.021	2.423	2.704
60	0.679	0.848	1.046	1.296	1.671	2.000	2.390	2.660
120	0.677	0.845	1.041	1.289	1.658	1.980	2.358	2.617
∞	0.674	0.842	1.036	1.282	1.645	1.960	2.326	2.576

Nota: Tabla de áreas $1 - \alpha$, Obtenido Tablas Estadísticas, Díaz B., P., 2001.

b) Prueba de F- Fisher

Para evaluar si la desviación estándar es consistente, se recurre a la prueba estadística llamada "F de Fisher". Para evaluar la prueba de Fisher se utilizarán las siguientes ecuaciones:



$$\text{Si: } |F_c| \leq F_t(95\%) \rightarrow S_1(x) = S_2(x) \text{ (Estadísticamente)} \quad (11)$$

$$\text{Si: } |F_c| > F_t(95\%) \rightarrow S_1(x) \neq S_2(x) \text{ (Estadísticamente)} \quad (12)$$

$$F_c = \frac{S_1^2(x)}{S_2^2(x)} \quad (13)$$

$$S_1^2(x) > S_2^2(x) \quad (14)$$

$$F_c = \frac{S_2^2(x)}{S_1^2(x)} \quad (15)$$

$$S_1^2(x) < S_2^2(x) \quad (16)$$

Donde:

$S_1(x)$ y $S_2(x)$: Desviación estándar del periodo 1 y 2

F_c : Valor de F calculado

c) Corrección de la información

Si se determina que la media y la desviación estándar de estos períodos son estadísticamente distintas, se ajusta el período a abordar empleando la ecuación siguiente.

$$x'_{(t)} = \frac{x_t - \bar{x}_1}{S_2(x)} \cdot S_1(x) + \bar{x}_1 \quad (17)$$

Donde:

$x'_{(t)}$: Valor ajustado de los datos.

$x_{(t)}$: Valor que necesita ser ajustado.

El periodo fiable es "1" y el periodo cuestionable "2".



3.2.3.5. Análisis de Precipitación

3.2.3.5.1. Determinación de máximas avenidas

De acuerdo a Terán A. (1998) se pueden encontrar los siguientes metodos:

- **Métodos Empíricos:** Las fórmulas empíricas, poco usadas hoy en día debido a otros métodos más avanzados, se emplean cuando hay escasez de datos para estimar rápidamente el caudal máximo esperado, comparándolo con datos de cuencas vecinas. (Terán Adriazola, 1998)
- **Métodos Históricos:** Recopilan datos de inundaciones pasadas para determinar la máxima avenida registrada en un periodo específico y estimar posibles avenidas mayores, aunque enfrentan problemas de insuficiencia y calidad de datos, y cálculos basados en niveles, no en caudales. (Terán Adriazola, 1998)
- **Métodos de Correlación Hidrológica:** Se utilizan en ausencia de datos hidrológicos y pluviométricos, correlacionando con los caudales máximos de una cuenca vecina con características similares. Esto facilita una gestión adecuada de la información y una estimación racional de las avenidas. (Terán Adriazola, 1998)
- **Métodos Directos o Hidráulicos:** Estos métodos, aunque no estrictamente hidrológicos, son valiosos para determinar el nivel máximo de agua en el pasado y el caudal instantáneo máximo



mediante la observación y medición de una sección estable del río, usando la fórmula de Manning-Strickler. (Terán Adriazola, 1998)

- **Métodos Estadísticos Probabilísticos:** Utilizan registros históricos de máximas avenidas para estimar futuras avenidas mediante extrapolación, considerando periodos de retorno. Con registros de 50 años, la extrapolación puede variar entre valores bajos y extraordinarios, con posibles errores en ambos extremos. (Terán Adriazola, 1998)
- **Métodos Hidrológicos:** Estos métodos representan matemáticamente la formación de avenidas, estimando precipitaciones y escurrimientos para dibujar hidrogramas probables. Reproducen bien el fenómeno con datos de lluvias máximas y características de la cuenca, pero pueden tener errores al extrapolar variables como infiltración y distribución irregular de lluvias. (Terán Adriazola, 1998)

3.2.3.5.1.1. Método de Distribución de Valores Extremos – Método de Gumbel

Este método se utiliza principalmente en proyectos de protección de riberas y es ampliamente aceptado. (Terán Adriazola, 1998)

Es una función de probabilidades comúnmente utilizada para valores máximos aleatorios extraídos de poblaciones lo suficientemente grandes. (Monsalve Sáenz, 1999)

Usando la fórmula de Gumbel para valores extremos independientes, se predicen magnitudes máximas de variables hidrológicas, calculando la distribución teórica anual y la función de los valores estadísticos de la serie empírica. (Terán Adriazola, 1998)

a) **Media y Desviación estándar**

Para hallar la media y desviación estándar se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \quad (18)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (19)$$

b) **Parámetros del Método de Momentos**

El método de momentos es una técnica utilizada para estimar los parámetros de la distribución de Gumbel, que son α (parámetro de escala) y u (parámetro de localización). Estos parámetros se obtienen a partir de la media y la desviación estándar de la serie de datos, siendo hallados con las ecuaciones:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S \quad (20)$$

$$u = \bar{x} - 0.5772 * \alpha \quad (21)$$

El parámetro α está relacionado con la dispersión de los valores máximos y depende de la desviación estándar. Un α mayor indica que los

eventos extremos (como las precipitaciones máximas) están más dispersos.

El parámetro u es el punto alrededor del cual se distribuyen los eventos extremos. Se ajusta en función de la media y un término que depende de α (y, por tanto, de la desviación estándar).

c) Estimación de la Precipitación Máxima Probable

Una vez que has obtenido los parámetros α y u , puedes utilizar la siguiente ecuación para calcular la precipitación máxima probable (PMP) para un periodo de retorno T años:

$$X_T = \mu + \alpha \left[-\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right] \quad (22)$$

Dónde:

X_T : es la precipitación máxima para un período de retorno T .

T : T es el periodo de retorno en años.

El valor de la precipitación máxima obtenido será multiplicado por 1.13 debido a la recomendación encontrada en los estudios hidráulicos de Huisa Humpiri. Este ajuste es utilizado para corregir una posible subestimación en los datos históricos de precipitación, lo cual es común en los estudios de modelación hidrológica. Al aplicar este factor de 1.13, se asegura que el diseño de infraestructuras hidráulicas, como defensas ribereñas o sistemas de drenaje, sea más conservador y seguro. Este enfoque empírico se justifica porque los valores originales podrían no captar adecuadamente los eventos extremos de precipitación, lo que podría

comprometer la seguridad de las estructuras proyectadas. (Huisa Humpiri A. G., 2014)

3.2.3.6. Precipitación media

3.2.3.6.1. Método aritmético

Este método proporciona una buena estimación si los pluviómetros están uniformemente distribuidos en una cuenca plana y las diferencias en las mediciones de lluvia entre ellos son pequeñas. (Monsalve Sáenz, 1999)

De acuerdo a Chereque M., (2000) si p_1, p_2, \dots, p_n representan las lluvias anuales registradas en distintos lugares de la cuenca, entonces la precipitación media anual en la cuenca es:

$$p = \frac{p_1 + p_2 + \dots + p_n}{n} \quad (23)$$

3.2.3.6.2. Método de polígonos de Thiessen

Utilizado para distribuciones no uniformes de pluviómetros, este método asigna un factor de peso a cada total de precipitación, proporcional al área de influencia de cada pluviómetro. No considera influencias orográficas. (Monsalve Sáenz, 1999)

Conforme a Chereque M., (2000) el método incluye los siguientes pasos:

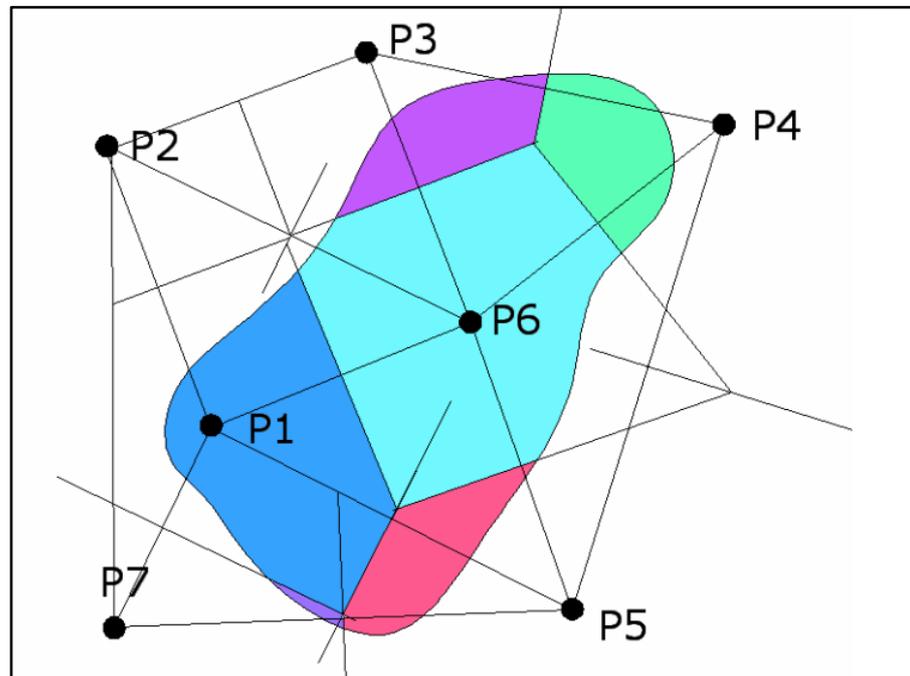
- Conectar las estaciones con líneas para formar triángulos.
- Elaborar polígonos mediante la representación de las mediatrices de los lados de los triángulos. Cada polígono representa el área de influencia de una estación.

- Calcular las áreas a_1, a_2, \dots, a_n de los polígonos.
- Si p_1, p_2, \dots, p_n son las precipitaciones anuales correspondientes, entonces:

$$p = \frac{p_1 a_1 + p_2 a_2 + \dots + p_n a_n}{a_1 + a_2 + \dots + a_n} \quad (24)$$

Figura 17

Polígonos de Thiessen



Nota: La figura presenta una representación genérica de los polígonos de Thiessen, Obtenido de Hidrología Básica Y Aplicada, por Bateman, A., 2007.

3.2.3.6.3. Método de Isoyetas

El método más exacto emplea curvas de precipitación parecidas a las curvas de nivel, en las que la cantidad de agua que se precipita sustituye la altura del suelo. (Monsalve Sáenz, 1999)

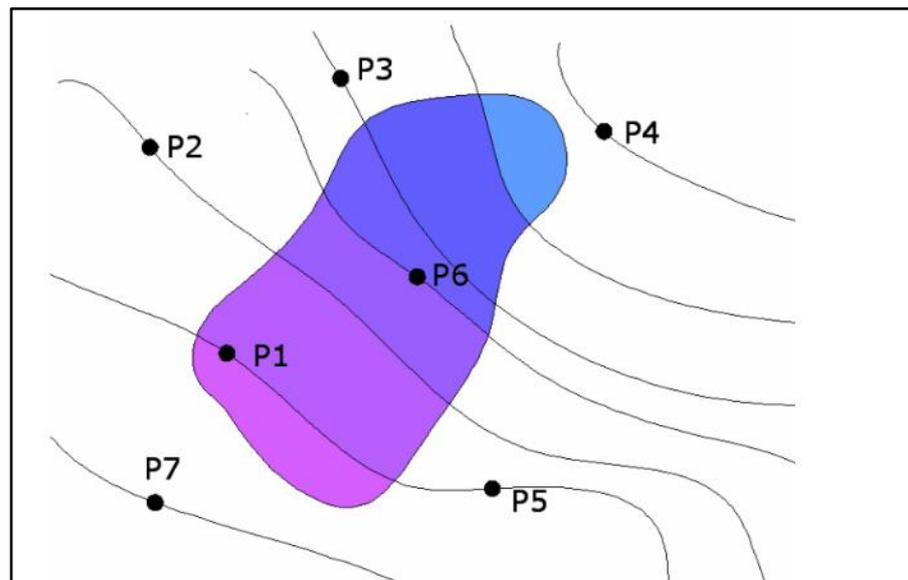
Conforme a Chereque M., (2000) Las isoyetas son líneas que unen lugares con precipitación parecida. El método se compone de:

- Delinear las isoyetas entre los periodos, de manera parecida a las curvas de nivel.
- Determinar las áreas a_1, a_2, \dots, a_n desde cada par de isoyetas correspondientes.
- Si las precipitaciones anuales representadas por las isoyetas son p_1, p_2, \dots, p_n , entonces:

$$p = \frac{\frac{p_0 + p_1}{2} a_1 + \dots + \frac{p_{n-1} + p_n}{2} a_n}{a_1 + \dots + a_n} \quad (25)$$

Figura 18

Isoyetas



Nota: La figura presenta una representación genérica de las Isoyetas, Obtenido de Hidrología Básica Y Aplicada, por Bateman, A., 2007.

3.2.3.7. Curvas Intensidad Duración Frecuencia

Una tormenta es un grupo de precipitaciones provocadas por la misma alteración climática, con rasgos claramente establecidos. Puede extenderse desde instantes hasta meses e impactar zonas pequeñas o áreas



amplias. Es crucial conocer sus curvas de intensidad, duración y frecuencia. (Chereque Morán, 2000)

- **Intensidad:** La fuerza de las precipitaciones se determina por la cantidad de lluvias producidas por unidad de tiempo (mm/h). (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018). Se mide en mm/h y cambia a lo largo de la tormenta. (Chereque Morán, 2000)
- **Duración:** Es el tiempo entre el inicio y el fin de la tormenta, medido en minutos u horas. (Chereque Morán, 2000)
- **Período de duración:** Intervalos específicos dentro de la tormenta, como 10, 30, 60, 120, o 240 minutos, para encontrar las intensidades máximas. (Chereque Morán, 2000)
- **Frecuencia:** La frecuencia 1/15 significa que una tormenta ocurre, en promedio, una vez cada 15 años, conocido como tiempo de retorno. (Chereque Morán, 2000)

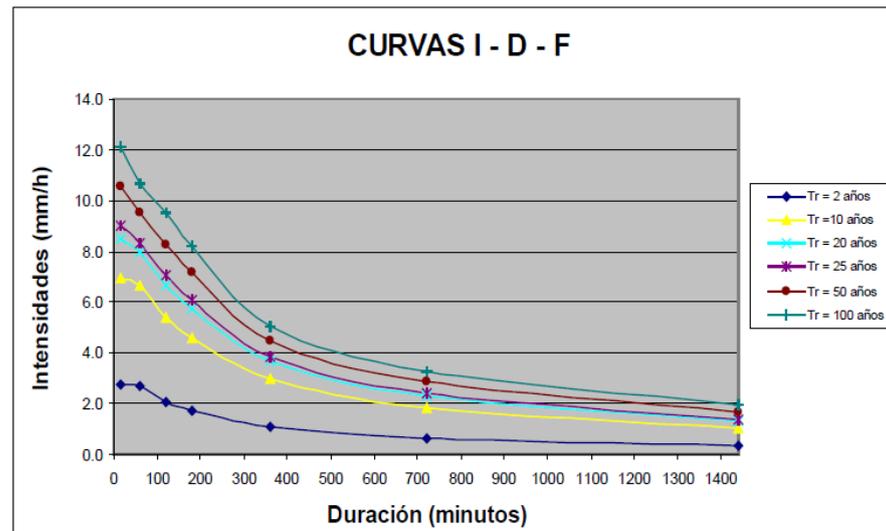
Para el [MTC]. (2018):

Para su creación, es imprescindible disponer de registros de precipitaciones de la región de análisis. En este procedimiento, se determina la lluvia más fuerte para diferentes periodos anuales y se realiza un estudio de frecuencia basado en dichos datos. Esto implica analizar los hietogramas de las tormentas anuales y elegir los valores de lluvia más elevados para periodos de tiempo determinados, como la hora de mayor precipitación, las dos horas de mayor precipitación, y así sucesivamente.

Basándonos en estos valores, se crean series anuales para cada periodo de tiempo, empleando el registro más reciente observado cada año para cada periodo de tiempo.

Figura 19

Curvas intensidad duración frecuencia



Nota: La figura ofrece una representación general de las Curvas intensidad duración frecuencia aplicada a una cuenca de ejemplo, Obtenido del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC, 2018.

En nuestro país, la escasez de datos pluviométricos complica la creación de curvas IDF. Usualmente, solo contamos con información de las precipitaciones máximas en 24 horas, por lo que se calcula la intensidad máxima al multiplicar estos datos por un coeficiente de duración. (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018)

Figura 20

Coefficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0,30	0,39	0,46	0,52	0,57	0,61	0,68	0,80	0,91	1,00

Nota: Coeficientes para obtener la intensidad de lluvia dependiendo a la duración, Obtenido D. F. Campos A., 1978



Los coeficientes propuestos por Campos son factores de ajuste que permiten transformar la precipitación máxima de 24 horas en precipitaciones de otras duraciones (por ejemplo, 6, 12, 18 horas, etc.).

La razón por la cual Campos propone estos coeficientes radica en que la precipitación máxima observada para un periodo de 24 horas no es linealmente proporcional a la precipitación de duraciones más cortas. Este método permite una mejor estimación del comportamiento de la lluvia en diferentes intervalos temporales, lo que ayuda a modelar de manera más precisa los eventos de lluvia extremos y su impacto en el diseño hidráulico.

El uso de estos coeficientes facilita la adaptación de la información obtenida de la precipitación de 24 horas a tiempos de duración más cortos, sin la necesidad de tener datos completos para cada intervalo. Esto es útil en regiones donde la información climática no es suficientemente detallada o está incompleta. Los coeficientes de Campos se han adoptado ampliamente en estudios hidrológicos debido a su eficacia en representar la variabilidad de las precipitaciones a través del tiempo.

Las curvas IDF se establecen de forma indirecta, empleando la ecuación siguiente:

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \quad (26)$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = elementos distintivos de la región estudiada

T = periodo de recuperación en años

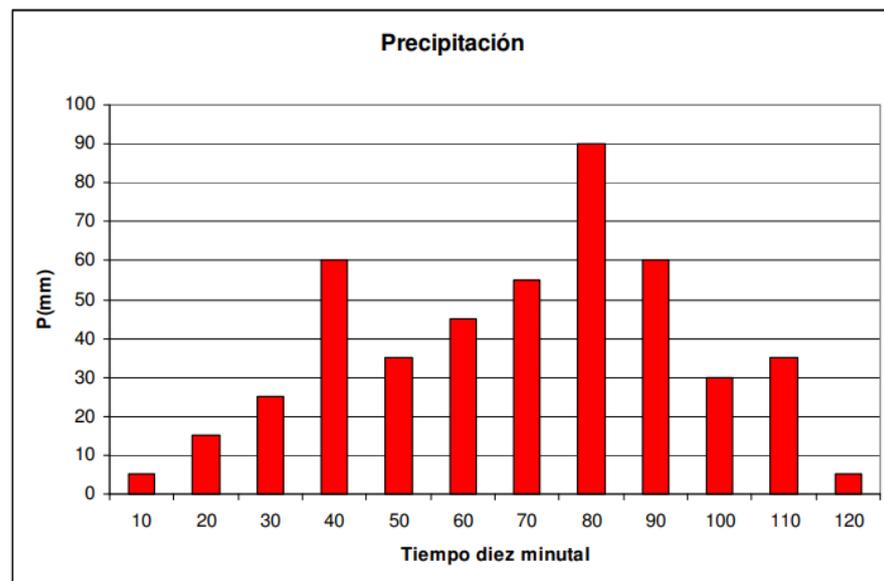
t = tiempo de la precipitación correspondiente al momento de concentración (min)

3.2.3.8. Hietogramas

Es como un gráfico escalonado, similar a un histograma, que muestra cómo cambia la intensidad de la lluvia (en mm/hora) a lo largo del tiempo (en minutos u horas). (Villón Béjar, 2002)

Figura 21

Hietograma



Nota: La figura presenta una representación genérica del Hietograma, Obtenido de Hidrología Básica Y Aplicada, por Bateman, A., 2007.

Con un hietograma, es sencillo determinar cuándo la lluvia alcanzó su máxima intensidad y cuál fue su valor (Villón Béjar, 2002)

Los enfoques hidrológicos contemporáneos no solo necesitan conocer la cantidad o intensidad de la lluvia esperada, sino también la

manera en que esta se distribuye en el tiempo, es decir, cómo las tormentas se desarrollan temporalmente según las observaciones. (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018)

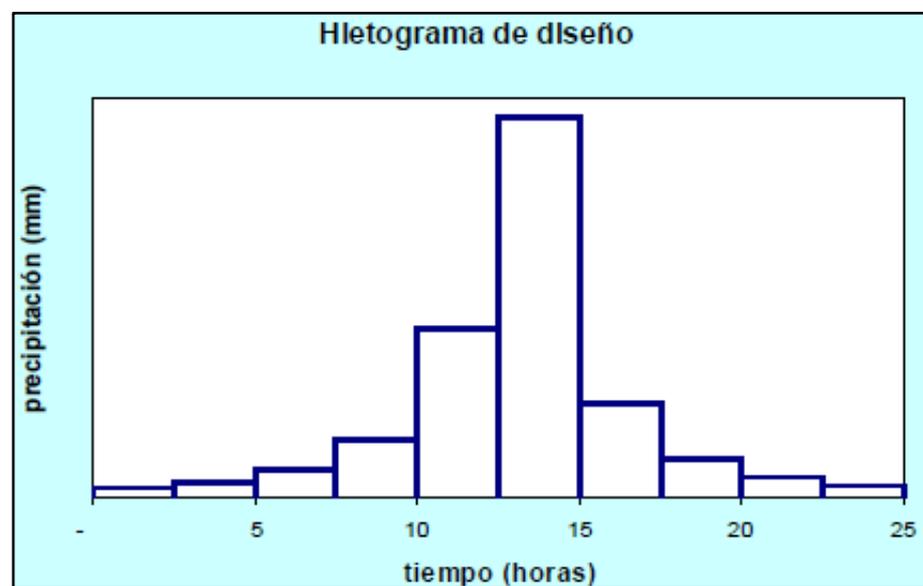
3.2.3.8.1. Método del Bloque alterno

Según el [MTC] (2018). El enfoque del bloque alternante es un procedimiento sencillo para crear un hietograma de diseño empleando una curva de duración-frecuencia. Este hietograma establece la cantidad de precipitación en periodos sucesivos de tiempo con duración Δt durante un lapso total de:

$$Td = n * \Delta t \quad (27)$$

Figura 22

Hietograma de diseño - método de bloques alternos



Nota: La figura presenta una representación genérica del Hietograma de diseño para el método de bloques alternos, Obtenido del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC, 2018.



3.2.3.9. Precipitación total y efectiva

La precipitación excesiva, también conocida como precipitación efectiva (Pe), es el volumen de agua que no se mantiene en la superficie ni se infiltra en el terreno. (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018)

3.2.3.9.1. Método SCS para abstracciones

El Soil Conservation Service (1972) inventó un procedimiento para determinar la cantidad de lluvia de una tormenta que no se transforma en escorrentía. Para toda la tormenta, el exceso de precipitación o escorrentía directa (Pe) siempre es menor o igual que la precipitación total (P). (CHOW, MAIDMENT, & MAYS, 1994)

De manera similar, una vez que comienza la escorrentía, la cantidad de agua adicional retenida en la cuenca (Fa) es menor o igual a una retención potencial máxima (S). (CHOW, MAIDMENT, & MAYS, 1994)

Para hallar el exceso de precipitación se utiliza la siguiente ecuación:

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (28)$$

Para usar esta metodología, es necesario determinar el valor del CN (número de curva), correspondiente al área específica en estudio. Este valor se obtiene a través de procesos de calibración. (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018)



Para (CHOW, MAIDMENT, & MAYS, 1994) “Se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$.”

Según (CHOW, MAIDMENT, & MAYS, 1994) el Soil Conservation Service ha elaborado tablas de números de curva basadas en el tipo de suelo y el uso de la tierra, definiendo cuatro grupos de suelos:

- Clase A: Suelos profundos arenosos, suelos que se desprendieron por el viento y limos añadidos.
- Agrupación B: Terrenos de poca profundidad que se depositan por el viento y orillales arenosos.
- Clase C: Margas arcillosas, margas poco profundas y arenosas, terrenos con escaso contenido orgánico y gran cantidad de arcilla.
- Clase D: Suelos que se expanden considerablemente al mojarse, arcillas bastante plásticas y algunos suelos salinos.

Figura 23*Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra*

Descripción del Uso de la Tierra	GRUPO HIDROLOGICO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada: sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
Tierra cultivada: con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
Pastizales: condiciones óptimas	39	61	74	80
Vega de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
Bosques: cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas: césped, parques, campos de golf, etc. (cubierta de pasto en el 75%)	39	61	74	80
Áreas abiertas: condiciones aceptables (cubierta de pasto del 50% al 75%)	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial: 1/8 acre o menos (65% impermeables)	77	85	90	92
Residencial: 1/4 acre (38% impermeables)	61	75	83	87
Residencial: 1/3 acre (30% impermeables)	57	70	80	85
Residencial: 1/2 acre (25% impermeables)	54	70	75	82
Residencial: 1 acre (20% impermeables)	51	68	73	80
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras: Pavimentados con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
Calles y carreteras: Grava	76	85	89	89
Calles y carreteras: Tierra	72	82	88	89

Nota: La figura presenta los números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana, Obtenido del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC, 2018.

3.2.3.10. Transformación de lluvia en escorrentía**3.2.3.10.1. Hidrograma Unitario Sintético de Snyder**

Para determinar el hidrograma unitario, se deben medir hidrogramas reales y separar el caudal base. Sin embargo, a menudo no se dispone de datos reales, por lo que se utilizan hidrogramas sintéticos. (Monsalve Sáenz, 1999)



El hidrograma unitario sintético de Snyder se aplica a cuencas de entre 30 y 30,000 km². (CHOW, MAIDMENT, & MAYS, 1994)

Snyder estableció que el hidrograma unitario estándar se produce por un exceso de lluvia de 1 cm (10 mm) con una duración efectiva o unitaria t_r , vinculada con el tiempo de demora t_L . (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018)

El tiempo pico será determinado por la siguiente ecuación:

$$t_p = 5.5t_r \quad (29)$$

Para el (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018). La duración de la cuenca t_L , que representa el intervalo entre el centro de masa del hidrograma de sobra y el máximo del hidrograma unitario, se establece mediante la ecuación siguiente:

$$t_p = 0.75C_t(L \cdot L_{cg})^{0.3} \quad (30)$$

Donde:

t_p : Tiempo de demora en horas

L : En kilómetros, longitud de la corriente principal desde el inicio de la cuenca.

L_{cg} : Línea paralela al cauce principal desde el inicio de la cuenca hasta un punto de la corriente que se encuentra más próximo al centro de gravedad de la zona de la cuenca.

C_t : Coeficiente de almacenamiento de 1.5 con un intervalo de 1.30 a 1.70, dependiendo de la capacidad de almacenaje de la cuenca.



El caudal Q_p generado por una lluvia de 1 cm se determina de la siguiente manera:

$$Q_p = \frac{2.75(C_p A)}{t_p} \quad (31)$$

Donde:

C_p : Coeficiente adimensional que oscila entre 0.4 y 0.75, aunque en zonas montañosas con altas pendientes este valor último puede ser excedido y en áreas llanos incluso pueden ajustarse con C_p inferiores a 0.4.

3.2.3.10.2. Modelamiento hidrológico con el software HEC - HMS

El Sistema de Modelado Hidrológico (HEC-HMS) es un programa informático desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica, que forma parte del Cuerpo de Ingenieros del Ejército estadounidense. (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018)

El HEC-HMS facilita la simulación de la reacción de la cuenca de un río ante la lluvia, modelando el flujo superficial como un sistema de elementos hidrológicos e hidráulicos vinculados entre sí. (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018)

3.2.4. Estudio de Hidráulica Fluvial

3.2.4.1. Sección estable

Se utilizan los siguientes métodos: Simons y Henderson, Pettis, Altunin-Manning, y Blench. Estos métodos están recomendados por la Autoridad Nacional del Agua.

- **Recomendación Práctica:** El método depende directamente del caudal y se basa en el siguiente esquema:

Figura 24

Ancho Estable

Recomendación Práctica	
Q (m ³ /s)	Ancho estable (B2)
3000	200
2400	190
1500	120
1000	100
500	70

Nota: Recomendación de Ancho Estable, Obtenido del Diseño de Defensas Ribereñas, ANA, 2016.

- **Método de Petits:** El ancho estable por el método de Petits será determinado por la siguiente ecuación:

$$B = 4.44 * Q^{0.5} \quad (32)$$

- **Método de Simons y Henderson:** El ancho estable por el método de Simons y Henderson será determinado por la siguiente ecuación:

$$B = K_1 Q^{\frac{1}{2}} \quad (33)$$

Figura 25

Valores K1 para condiciones de fondo

Condiciones de Fondo de río	K1
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 arena y orillas de material no cohesivo	2.8
Fondo y orillas de arena	5.7

Nota: Valores K1 para el Método de Simons y Henderson, Obtenido del diseño de defensas ribereñas, por ANA, 2016.

- **Método de Blench:** Blench investigó el comportamiento hidráulico de canales en la India, enfocados en riego, para identificar las condiciones en que un canal sin revestimiento podía transportar un caudal en equilibrio, sin causar erosión ni sedimentación. (Rocha Felices, Introducción a la Hidraulica Fluvial, 1998)

El ancho estable por el método de Blench será determinado por la siguiente ecuación:

$$B = 1.81 \left(\frac{Q F_b}{F_s} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (34)$$

Donde:

B: Ancho estable

Q: Caudal del río (m³/s)

F_b: Factor de fondo de cauce de río

F_s: Factor de orilla del cauce de río

Figura 26

Valores Fb para distintos factores de fondo

Factor de Fondo	Fb
Material Fino	0.80
Material Grueso	1.20

Nota: Valores Fb para el Método de Blench, Obtenido del diseño de defensas ribereñas, por ANA, 2016.

Figura 27

Valores Fs para distintos factores de fondo

Factor de Orilla	Fs
Materiales sueltos	0.10
Materiales ligeramente cohesivos	0.20
Materiales cohesivos	0.30

Nota: Valores Fs para el Método de Blench, Obtenido del diseño de defensas ribereñas, por ANA, 2016.

- **Método de Manning Strickler:** Será determinado por la siguiente ecuación:

$$B = \left(\frac{Q^{\frac{1}{2}}}{S^{\frac{1}{5}}} \right) \left(nK^{\frac{5}{3}} \right)^{\frac{3}{(3+5m)}} \quad (35)$$

Donde:

B: Ancho estable

Q: Caudal del río (m³/s)

S: Pendiente del tramo

n: Coeficiente de rugosidad

K: Coeficiente material del cauce

m: Coeficiente de tipo de río

Figura 28

Valores de rugosidad de Manning

Valores de rugosidad de Manning (n)	
Descripción	n
Cauce con fondo sólido sin irregularidades = 0.025	0.025
Cauces de río con acarreo irregular = 0.030 - 0.029	0.03
Cauces de Ríos con Vegetación = 0.033 - 0.029	0.029
Cauces naturales con derrubio e irregularidades = 0.033	0.033
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo = 0.035	0.035
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza = 0.040 - 0.036	0.04
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil = 0.045 - 0.050	0.05

Nota: Valores de rugosidad n para el Método de Manning Strickler, Obtenido del diseño de defensas ribereñas, por ANA, 2016.

Figura 29

Coficiente material del cauce

Coficiente Material del Cauce	
Descripción	K
Material de cauce muy resistente = 3 a 4	3
Material fácilmente erosionable = 16 a 20	16
Material aluvial = 8 a 12	12
Valor practico = 10	10

Nota: Valores del coeficiente de material de cauce K para el Método de Blench, Obtenido del diseño de defensas ribereñas, por ANA, 2016.

Figura 30

Coficiente Tipo de río

Coficiente de Tipo de Río	
Descripción	m
Para ríos de montaña	0.5
Para cauces arenosos	0.7
Para cauces aluviales	1

Nota: Valores del coeficiente de tipo de río para el Método de Blench, Obtenido del diseño de defensas ribereñas, por ANA, 2016.

3.2.4.2. Coeficiente de rugosidad de cauces naturales

Es crucial seleccionar el coeficiente de rugosidad de Manning correcto para estudiar las propiedades del flujo en un río. Este coeficiente se ve afectado por varios elementos.



Cowan determinó que el valor de n para los cálculos debe considerar factores como la alineación del canal, la vegetación, las irregularidades y el tirante del agua, según la siguiente ecuación: (Rocha Felices, 2007)

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad (36)$$

Donde:

n_0 : Es el valor básico que depende de la rugosidad (aspereza)

n_1 : Es un valor adicional para tomar en cuenta las irregularidades

n_2 : Es un valor adicional para tomar en cuenta las variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal

n_3 : Es para tomar en cuenta las obstrucciones

n_4 : Es para tomar en cuenta la vegetación

m_5 : Es un factor para tomar en cuenta los meandros

Figura 31

Factor Cowan “n”

Superficie del Canal	Tierra	n0	0.020
	Roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Irregularidad	Suave	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderada		0.010
	Severa		0.020
Variación de la Sección	Gradual	n2	0.000
	Ocasional		0.005
	Frecuente		0.010 - 0.015
Efecto de la Obstrucción	Despreciable	n3	0.000
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
Vegetación	Bajo	n4	0.005 - 0.010
	Medio		0.010 - 0.025
	Alto		0.025 - 0.050
	Muy alto		0.050 - 0.1
Intensidad de Meandros	Menor	m5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Nota: Valores utilizados para calcular la rugosidad en canales abiertos, Obtenido de Hidraulica de Canales Abiertos, Chow, V. T.,1959, McGRAW-HILL.

3.2.4.3. Tirante máximo y Altura de encausamiento

Considerando la avenida de diseño del proyecto, la pendiente promedio de la zona, el coeficiente de rugosidad de Manning y la sección estable del río, se calcula el tirante máximo. (Terán Adriazola, 1998)

$$Q = \left(\frac{AR^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) \quad (37)$$

Donde:

Q: caudal de avenida del proyecto (m3/seg.)



A: área de sección (m²)

R: radio hidráulico (m)

S: pendiente del río (%)

n: coeficiente de rugosidad

La altura del dique de encauzamiento se calcula sumando el tirante máximo y un bordo libre, que se aproxima a la altura de la energía de velocidad, ajustado por un coeficiente basado en la máxima descarga y la pendiente del río. (Terán Adriazola, 1998)

El borde libre será hallado mediante las siguientes ecuaciones:

$$B_L = \phi e \quad (38)$$

$$e = \frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (39)$$

Donde:

H: altura del dique (m)

h: altura de la avenida más alta (m)

B_L: borde desocupado (m)

V: velocidad promedio (metros por segundo)

g: gravedad (m/s²)

ϕ: coeficiente basado en la descarga máxima y la pendiente

e: energía de la velocidad

Figura 32

Coficiente recomendado para calcular el borde libre

Caudal Máximo m3/seg	Coficiente
3000 - 4000	2
2000 - 3000	1,7
1000 - 2000	1,4
500 - 1000	1,2
100 - 500	1,1

Nota: La tabla muestra a los coeficientes utilizados para obtener el borde libre, Obtenido de Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas, por Terán Adriazola, R., 1998.

3.2.4.4. Socavación

a) Metodo de L.L. List Van Lebediev

Para determinar la socavación, se considera que el método propuesto por L.L. List Van Lebediev es el más adecuado para los trabajos realizados en cauces naturales bien definidos. (Terán Adriazola, 1998)

El método supone que el caudal unitario de cada franja del cauce natural permanece constante durante la erosión. Con ajustes, es aplicable a cauces definidos o no, con fondos cohesivos o friccionantes, y con materiales homogéneos o heterogéneos. (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018)

- Suelos Granulares

La socavación para suelos granulares será determinada por la siguiente ecuación:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{\frac{5}{3}}}{0.68\beta D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (40)$$



Donde:

H_s-h : Valor de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

D_m : Características del diámetro del lecho (mm)

β : Calidad de la frecuencia.

- Suelos Cohesivos

La socavación para suelos cohesivos será determinada por la siguiente ecuación:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{\frac{5}{3}}}{0.68\beta\gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (41)$$

Donde:

H_s-h : Valor de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

γ_s : Peso específico del sedimento del lecho (T/m³)

β : Calidad de la frecuencia.

Figura 33

Coefficiente B para socavación

Probabilidad Anual de que se Presente el Caudal de Diseño (%)	Coefficiente B
0	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

Nota: Coeficiente B para hallar la socavación mediante el método propuesto por L.L. List Van Lebediev, Obtenido de Apuntes de Hidráulica marítima y fluvial, Picanted, P. E., & Kreimer, E. D., 1986.

Tabla 2

Valores de x y 1/(x+1)

Suelos Cohesivos			Suelos no Cohesivos		
Peso Específico (T/m ³)	x	1/(x+1)	D (mm)	x	1/(x+1)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.67	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79



Suelos Cohesivos			Suelos no Cohesivos		
Peso Específico (T/m ³)	x	1/(x+1)	D (mm)	x	1/(x+1)
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.83
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79	0.70		

Nota: Obtenido de Apuntes de Hidráulica marítima y fluvial, Picanted, P. E., & Kreimer, E. D., 1986.

b) Metodo de Blench – socavación general a largo plazo

La socavación general, o socavación normal, ocurre cuando se reduce de manera generalizada el nivel del lecho del río como resultado del incremento en el transporte de sedimentos, provocado por un aumento en la capacidad de flujo durante las crecidas. Este fenómeno se da por un desequilibrio entre la cantidad de sedimentos que el agua lleva a una sección y el material que es removido del fondo. (Toapaxi, Galiano, Castro, Hidalgo, & Valencia, 2015)

Blench (1969) Para arenas de $0,06\text{mm} < d_{50} < 2\text{mm}$

$$h_{ms} = 1.2 * \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \right) \quad (42)$$

Donde:

h_{ms} : socavación general a largo plazo

q: caudal unitario



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

El presente apartado describe el levantamiento topográfico realizado en la zona de estudio del proyecto de defensas ribereñas en el río Ramis. El objetivo principal de este levantamiento fue obtener información precisa sobre el terreno y el cauce del río, indispensable para el diseño de las defensas ribereñas. A través de este proceso, se generaron curvas de nivel, perfiles longitudinales y secciones transversales que se emplearán en el análisis y desarrollo del proyecto.

El levantamiento topográfico se ejecutó utilizando una estación total, un equipo altamente preciso para la medición de distancias y ángulos. Se definió un punto de referencia inicial o Benchmark (BM) para asegurar la consistencia y precisión en todas las mediciones realizadas dentro del área de estudio. Este BM, ubicado en el distrito de Achaya, sirvió como base para las nivelaciones y permitió establecer un control preciso de los puntos topográficos. Desde este punto de referencia, se realizó un seguimiento continuo que se extendió hasta el BM de arranque del proyecto, garantizando la coherencia en las mediciones y el análisis topográfico.

Cabe mencionar que, en la zona de estudio, no se identificaron proyectos cercanos con puntos geodésicos previamente establecidos que pudieran ser utilizados como referencia. Esto hizo necesario definir un Benchmark específico para garantizar la precisión y consistencia en las mediciones topográficas del proyecto.

Figura 34

BM utilizado para el levantamiento topográfico



Nota: Se muestra el BM trasladado del distrito de Achaya

Los puntos de levantamiento topográfico se obtuvieron mediante una malla de puntos distribuidos a lo largo de la ribera del río, cubriendo tanto la zona de intervención proyectada como las áreas aledañas. Se generó las curvas de nivel necesarias para entender el comportamiento del terreno, los datos obtenidos se encuentran en el Anexo 4 (Tabla 4 - 1).

- **Secciones transversales**

Uno de los elementos más importantes del levantamiento topográfico fueron las secciones transversales del río. Estas se generaron con una separación de 15 metros a lo largo del cauce, utilizando los puntos obtenidos con la estación total y nivelación.

El proceso de nivelación se realizó utilizando un cordel guía y banderines para asegurar la correcta alineación y ubicación de los puntos topográficos. Esto permitió identificar los cambios de elevación en el terreno de manera precisa, lo que fue crucial para obtener las secciones transversales adecuadas del cauce del

río. La nivelación se complementó con la información de las curvas de nivel generadas a partir del levantamiento topográfico, proporcionando una imagen clara y precisa del relieve de la zona de estudio, los datos de nivelación para las secciones transversales se encuentran en el Anexo 4 (Tabla 4 - 2).

Figura 35

Nivelación en las secciones transversales



Nota: Trabajos de nivelaciones para determinar las secciones transversales

- **Planos topográficos**

El procesamiento de los datos recolectados mediante el levantamiento permitió generar varios planos topográficos, los cuales incluyen:

Planos en planta que muestran el área total del estudio.

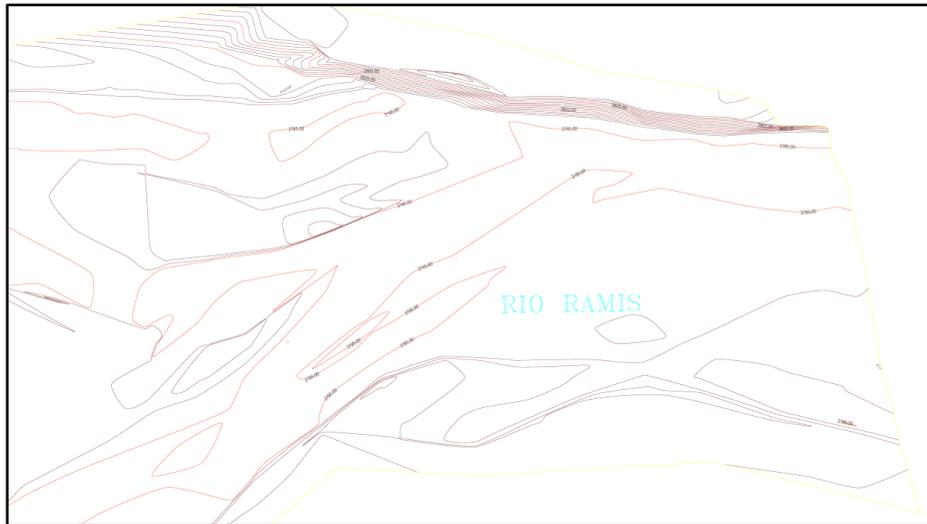
Perfil longitudinal del cauce.

Secciones transversales del río.

Los planos mencionados se encuentran anexados en el Anexo 7: Planos, donde se puede observar con detalle la información resultante del estudio topográfico.

Figura 36

Curvas de nivel de la zona de Proyecto



Nota: Se muestra las curvas de nivel procesadas en el software Civil-3D

- **Resultados obtenidos**

Como resultado del levantamiento topográfico, se obtuvieron los siguientes productos clave para el desarrollo del proyecto de defensas ribereñas:

- Curvas de nivel: Estas proporcionan una representación clara del relieve del terreno, permitiendo identificar las áreas con mayores pendientes y las zonas planas a lo largo de la ribera. Este análisis es fundamental para la planificación y diseño de las defensas ribereñas, ya que permite entender el comportamiento del agua y cómo interactuará con las estructuras proyectadas.
- Perfil longitudinal del cauce: Este perfil permite visualizar la variación en la elevación del lecho del río a lo largo del tramo estudiado, lo que es esencial para los cálculos de caudal y flujo del agua. El perfil longitudinal también ayuda a identificar posibles áreas de socavación o erosión que deben ser mitigadas mediante las defensas ribereñas.

- Secciones transversales: Las secciones transversales obtenidas cada 15 metros proporcionan una visión detallada del perfil del cauce en diferentes puntos. Estas secciones son clave para determinar el ancho y la profundidad del cauce, lo que ayudará a dimensionar correctamente las estructuras de defensa ribereña, como gaviones y geoestructuras.

4.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Los ensayos de mecánica de suelos los podemos encontrar en el Anexo 1, desde la Tabla 1 - 1 a la Tabla 1 - 26.

A continuación, en la Tabla 3 se muestra el resumen de los resultados de los ensayos de mecánica de suelos.

Tabla 3

Resumen de ensayos de mecánica de suelos

MUESTRA	SUCS	AASHTO	% Humedad	Peso Específico	LL	LP	IP	Cohesión	Ang. de Fricción
Calicata 1	SP	A-1-b	5.38	2.43	--	--	--	0.31	31.32
Calicata 2	SP	A-1-b	5.53	2.42	--	--	--	0.30	30.73
Talud	SP	A-1-b	2.83	2.57	--	--	--	0.30	27.31
Fondo río	SP	A-1-b	6.40	2.46	--	--	--	-	-
Cantera	SP	A-1-b	5.32	2.44	--	--	--	-	-

Nota: Se muestran los resultados finales de los ensayos de mecánica de suelos realizados para el estudio

4.2.1. Esfuerzos en la masa del suelo

Al apoyar una estructura sobre la tierra, los esfuerzos se transmiten al suelo donde está fundada. Estos esfuerzos generan deformaciones en el suelo. Sin embargo, el suelo, considerado como un medio continuo, disipa dichos esfuerzos a medida que estos profundizan o se alejan del punto de contacto.

Para este estudio, se consideró una carga rectangular uniformemente distribuida, la cual fue modelada mediante una hoja de cálculo en Excel utilizando el método de Boussinesq. Posteriormente, se realizó un análisis en el centro de la estructura rectangular, considerando este punto como crítico, y se calcularon los esfuerzos a distintas profundidades (0.1 m, 2 m y 5 m).

Datos previos al desarrollo:

Carga actuante (8.12) Tn/m², para hallar mencionado dato, se ha medido la carga actuante y distribuido por el área de la base de la estructura.

Largo de la superficie de análisis (5.00) m

Ancho de la superficie de análisis (6.50) m

Tabla 4

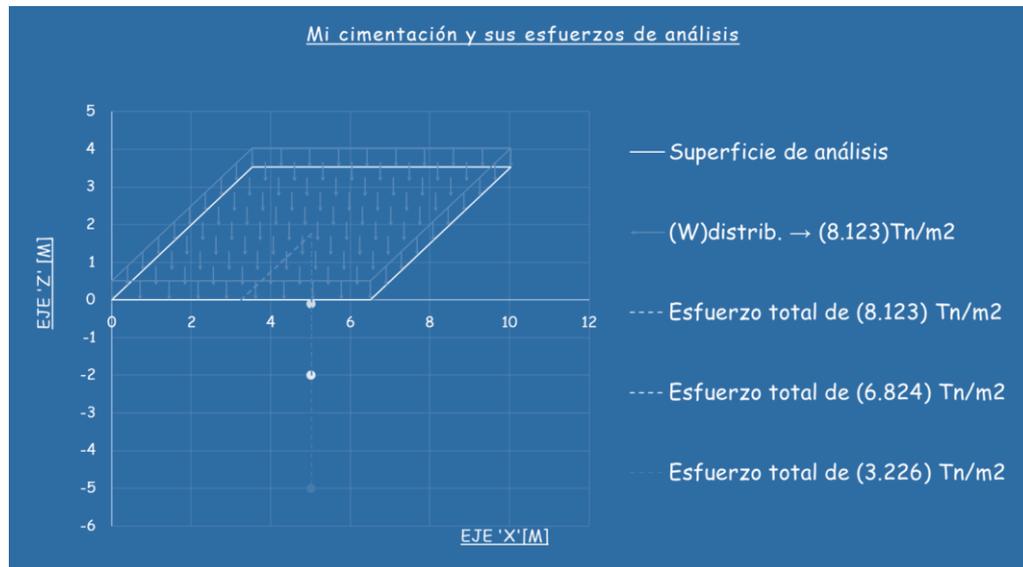
Calculo de esfuerzo total a profundidades de 0.1m, 2m y 5m

Punto	X	Y	Z	m	n	Wo	Esf.Parcial.	Esf.Total
A	3.25	2.50	0.1	32.50	25.00	0.25	2.03	8.12
A	3.25	2.50	0.1	32.50	25.00	0.25	2.03	
A	3.25	2.50	0.1	32.50	25.00	0.25	2.03	
A	3.25	2.50	0.1	32.50	25.00	0.25	2.03	
B	3.25	2.50	2	1.63	1.25	0.21	1.71	6.82
B	3.25	2.50	2	1.63	1.25	0.21	1.71	
B	3.25	2.50	2	1.63	1.25	0.21	1.71	
B	3.25	2.50	2	1.63	1.25	0.21	1.71	
C	3.25	2.50	5	0.65	0.50	0.10	0.81	3.23
C	3.25	2.50	5	0.65	0.50	0.10	0.81	
C	3.25	2.50	5	0.65	0.50	0.10	0.81	
C	3.25	2.50	5	0.65	0.50	0.10	0.81	

Nota: Esfuerzos de la estructura hallados por el método de Boussinesq

Figura 37

Gráfico de presiones a profundidades de 0.1m, 2m y 5m



Nota: Esfuerzo a profundidades de 0.1 m, 2 m y 5 m.

Los resultados de los esfuerzos totales obtenidos fueron:

A una profundidad de 0.1m se tiene un esfuerzo de: 8.12 tn/m^2 (0.812 kg/cm^2), a una profundidad de 2m se tiene un esfuerzo de: 6.82 tn/m^2 (0.682 kg/cm^2), a una profundidad de 5m se tiene un esfuerzo de: 3.23 tn/m^2 (0.323 kg/cm^2)

Estos resultados nos indican que una exploración mínima de 5 metros es suficiente para evaluar la capacidad admisible del suelo. A esta profundidad, los esfuerzos transmitidos por la estructura deberían disiparse de manera adecuada, garantizando la estabilidad del suelo y la estructura.

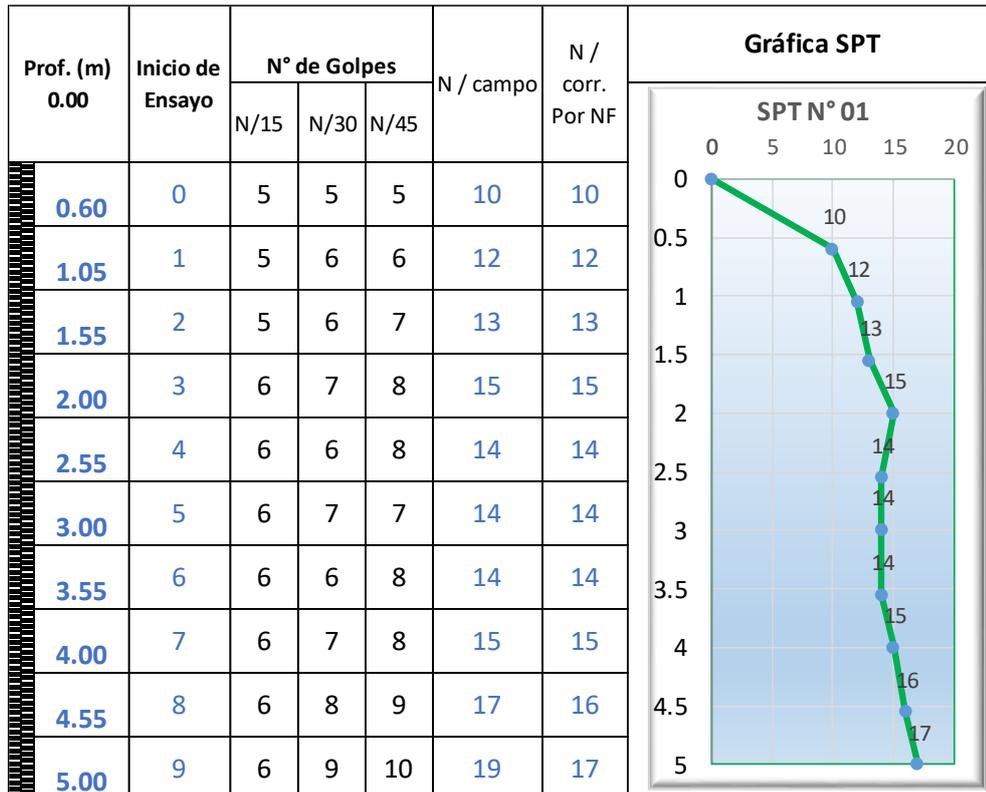
4.2.2. Exploración de suelos - prueba de penetración estándar (SPT)

El ensayo de penetración estándar (SPT) es una prueba de campo utilizada para evaluar la resistencia del suelo a partir del número de golpes requeridos para

penetrar una profundidad estándar con una herramienta de perforación. Este ensayo se ha realizado en la perforación N°01 a diferentes profundidades.

Figura 38

Registro de numero de golpes y corrección por nivel freático



Nota: Grafica de numero de golpes vs profundidad.

Se analizaron los resultados del SPT a diferentes profundidades, considerando la corrección por energía (70% de eficiencia). A continuación, en la Tabla 5 y Tabla 6 se muestran los resultados.

Tabla 5

Correlaciones con parámetros geotécnicos

Perforación N° 01	Prof. Inicial (m) 0.00	Prof. Final (m) 0.00	Esfuerzo (KPa)			Factores de corrección				Corrección por confinamiento		
			σ	u	σ'	n1	n2	n3	n4	Rs	K	C _N Liao y Whitman
SPT N° 01	0	0.6	9.6	0.0	9.6	1.0	0.75	1.0	1.0	0.09	1.41	2.00
	0.6	1.05	16.8	0.0	16.8	1.0	0.75	1.0	1.0	0.17	1.41	2.00
	1.05	1.55	25.1	4.9	20.2	1.0	0.75	1.0	1.0	0.20	1.41	1.99
	1.55	2	32.5	9.3	23.2	1.0	0.75	1.0	1.0	0.23	1.41	1.90
	2	2.55	41.6	14.7	26.9	1.0	0.75	1.0	1.0	0.27	1.41	1.81
	2.55	3	49.0	19.1	29.9	1.0	0.75	1.0	1.0	0.29	1.41	1.75
	3	3.55	58.1	24.5	33.6	1.0	0.75	1.0	1.0	0.33	1.41	1.68
	3.55	4	65.5	28.9	36.6	1.0	0.75	1.0	1.0	0.36	1.41	1.62
	4	4.55	74.6	34.3	40.2	1.0	0.85	1.0	1.0	0.40	1.41	1.57
	4.55	5	82.0	38.7	43.3	1.0	0.85	1.0	1.0	0.43	1.41	1.52

Nota: La tabla muestra los esfuerzos y los factores de corrección.

Tabla 6

Calculo de ángulo de fricción interna y carga admisible

Perforación N° 01	Prof. Inicial (m) 0.00	Prof. Final (m) 0.00	N70	Angulo de Fricción Interna					qadm (kg/cm ²) Terzaghi,
				70%	Meyerhof 1965	Peck, et al, 1974	Schmertman, 1975	Hatanaka & Uchida, 1996	
SPT N° 01	0	0.6	7	31.37	31.13	30.37	30.43	31	1.1
	0.6	1.05	8	32.89	31.92	31.94	32.00	32	1.3
	1.05	1.55	9	33.54	32.26	32.60	32.68	33	1.4
	1.55	2	10	34.10	32.55	33.48	33.63	33	1.6
	2	2.55	9	32.51	31.72	32.44	32.51	32	1.5
	2.55	3	8	31.89	31.39	32.11	32.18	32	1.5
	3	3.55	8	31.23	31.05	31.75	31.80	31	1.5
	3.55	4	8	31.27	31.07	32.08	32.14	32	1.6
	4	4.55	10	32.19	31.55	33.43	33.58	33	1.7
	4.55	5	10	32.22	31.56	33.72	33.89	33	1.9

Nota: La tabla muestra los cálculos de ángulo de fricción interna y qadm

Se indica que la estructura se cimentará a 1.00 metro de profundidad, partiendo desde el nivel donde se inició la exploración mediante el ensayo SPT.



A esta profundidad, los resultados indican que la capacidad admisible del suelo es de 1.4 kg/cm^2 . Es importante destacar que la capacidad admisible del suelo tiende a aumentar conforme se profundiza, lo que demuestra un comportamiento más resistente del suelo a mayores profundidades. Para determinar la capacidad admisible, se ha utilizado el método de Terzaghi, aplicando un factor de seguridad de 2. Este factor de seguridad asegura que la capacidad admisible calculada sea conservadora y segura para la cimentación.

Adicionalmente, sabemos que el esfuerzo total generado por la estructura, a una altura de 0.1 metros, es de 0.812 kg/cm^2 . Este valor corresponde al esfuerzo aplicado sobre el suelo debido a la carga estructural.

Comparando los valores obtenidos, se observa que la capacidad admisible a 1.05 metros de profundidad (1.4 kg/cm^2) es superior al esfuerzo máximo aplicado por la estructura (0.812 kg/cm^2). Esto confirma que el suelo tiene la capacidad necesaria para soportar la carga de la estructura sin exceder su capacidad límite, garantizando así la estabilidad y seguridad de la cimentación.

En resumen, dado que la capacidad admisible (1.4 kg/cm^2) es mayor que el esfuerzo máximo aplicado (0.812 kg/cm^2), se concluye que el diseño de la cimentación es adecuado y el suelo puede soportar de manera segura la carga estructural prevista.

4.3. CANTERAS

4.3.1. Canteras para Gaviones

En el marco de la presente tesis, se realizó un estudio de canteras con el objetivo de determinar la viabilidad de utilizar la roca extraída para la

construcción de gaviones. La cantera seleccionada, denominada Sinchi Roca, ha sido evaluada exhaustivamente para asegurar que cumpla con los requisitos de calidad necesarios.

Figura 39

Cantera Sinchi Roca



Nota: La imagen muestra la visita a la cantera para Gaviones

La cantera Sinchi Roca se encuentra en la zona denominada Mucra, en las coordenadas E374952.094, N8296775.798, a una altitud de 3830 msnm. Las vías de acceso hacia la cantera son favorables, comenzando desde la ciudad de Juliaca, con un trayecto inicial de 15 km por carretera asfaltada hasta el desvío a Mucra. Desde allí, se accede a la cantera mediante un camino de trocha que se extiende por 3 km.

4.3.1.1. Requerimientos de calidad

Para garantizar la idoneidad del material extraído de la cantera Sinchi Roca, se realizaron una serie de investigaciones tanto en campo como en laboratorio. Estas investigaciones fueron diseñadas para evaluar las características de las rocas desde la perspectiva de su utilización en la construcción de gaviones. El proceso comenzó con la toma de muestras

del material, lo que permitió analizar su calidad en diversas etapas. Cabe destacar que esta cantera se encuentra en operación continua, lo que asegura un suministro constante de material. Las pruebas realizadas han demostrado que la roca cumple con los estándares necesarios para la aplicación en estructuras de gaviones, que requieren de una resistencia particular debido a su exposición constante a corrientes de agua.

Figura 40

Muestreo de rocas en cantera



Nota: La figura muestra los tamaños de rocas existentes en cantera

4.3.1.1.1. Clasificación de la roca

Para validar la calidad de la roca, se llevó a cabo un ensayo de clasificación en el laboratorio de la Escuela Profesional de Geología (ver Anexo 10). Los resultados indicaron que la roca presente en la cantera es de origen ígneo, específicamente basalto, lo cual es muy favorable para su uso en la construcción de gaviones, dado que este tipo de roca presenta una excelente resistencia y durabilidad, incluso en condiciones de inmersión prolongada en agua. Esta característica es clave, ya que los gaviones estarán sometidos a un ambiente húmedo, y es fundamental que la roca mantenga su integridad estructural en dichas condiciones.

4.3.1.1.2. Durabilidad de la roca

Con el propósito de evaluar la durabilidad de la roca, se realizó el ensayo de durabilidad siguiendo la norma MTC E 209, que simula condiciones adversas a través de ciclos de exposición a sulfato de magnesio.

Figura 41

Ensayo de durabilidad MTC E 209



Nota: La figura muestra los materiales utilizados en el ensayo de durabilidad

Tabla 7

Resultados del ensayo de durabilidad MTC E209

DURABILIDAD DEL AGREGADO GRUESO EN SOLUCION DE SULFATO DE MAGNESIO							
Tamaño de mallas	% Retenido Original	Peso de Fracciones Originales	Peso de Fracciones Después del Ensayo	Perdidas de Fracciones Después del Ensayo	Sumas Parciales de Perdidas	% de Perdidas después del Ensayo	% Perdidas después del Ensayo Referida al total de la muestra
37.5mm (1 1/2")	0.00%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00%	0.00%
19.0 mm (3/4")	61.26%	1537.00	1496.00	41.00	41.00	2.67%	1.63%
12.5mm (1/2")	26.70%	670.00	656.00	14.00	55.00	2.09%	0.56%
9.5mm (3/8")	12.04%	302.00	296.00	6.00	61.00	1.99%	0.24%
TOTAL		2509.00	2448.00	61.00			2.43%

Nota: La tabla muestra los resultados del ensayo de durabilidad



El estudio arrojó resultados altamente favorables, con una pérdida de solo 2.43% de la masa total de la muestra después de 5 ciclos de exposición. Este valor es significativamente inferior al límite máximo de 18% permitido por la normativa del MTC. Estos resultados confirman que la roca extraída de la cantera Sinchi Roca posee una alta durabilidad, lo que la hace adecuada para soportar condiciones climáticas adversas y ambientes agresivos, como los que enfrentan los gaviones durante su vida útil.

4.3.1.2. Potencial de la cantera

El análisis del potencial de la cantera muestra que esta área es una fuente continua de material y tiene las siguientes características:

- Área de explotación: 1.3 hectáreas
- Potencia de explotación: 20 metros
- Volumen bruto de extracción: 260,000 m³
- Volumen útil de material disponible: 200,000 m³

La cantera ha sido utilizada de manera continua, lo que garantiza que la extracción de material para el proyecto no interrumpirá las actividades de explotación regulares que ya se llevan a cabo. Con estos volúmenes de extracción, se asegura la disponibilidad de material suficiente para el desarrollo de los trabajos proyectados sin comprometer la sostenibilidad de la explotación.



4.3.1.3. Plan de cierre de canteras

a) Nivelación y terraplenes

La explotación se acompaña de nivelación progresiva. El terreno será explanado al finalizar la extracción, dejándolo apto para la venta de terrenos.

Se crearán terrazas en áreas con pendiente para evitar problemas de erosión.

b) Control del polvo

Continuar con el riego regular para evitar la dispersión de polvo durante la explotación y el cierre.

c) Gestión del material

Todo el material extraído (rocas grandes, medianas, over, lastre) es aprovechado y vendido, sin residuos significativos.

d) Reutilización del terreno

Una vez finalizada la explotación, el terreno será vendido como lotes para viviendas, ya que se trata de un cerro rocoso que será nivelado.

e) Monitoreo post-cierre

Se garantizará la estabilidad del suelo y el control del polvo en la fase de urbanización posterior a la explotación.



4.3.2. Cantera para Geoestructuras

La cantera destinada al uso de geoestructuras se encuentra en la misma ubicación proyectada para la construcción de las defensas ribereñas, en las coordenadas E375612.12, N8308601.12. Esta ubicación estratégica permite que el material necesario para las geoestructuras sea extraído directamente del lecho del río, aprovechando los recursos locales, razón por la cual se denominan "estructuras con materiales de sitio". Actualmente, esta cantera es utilizada principalmente para la extracción de arena, la cual se emplea en el asentado de muros y otras construcciones. Según los registros, la cantera tiene una capacidad de extracción anual superior a 100,000 m³, lo que asegura que existe suficiente material para llevar a cabo la ejecución del proyecto de defensas ribereñas sin afectar negativamente la explotación continua de arena que ya se realiza. Además, se garantiza que la extracción no afectará los niveles del río, manteniendo el equilibrio ambiental de la zona.

4.3.2.1. Potencial de la cantera

El análisis del potencial de la cantera arroja los siguientes resultados:

- Área de explotación: 3.44 hectáreas
- Potencia de explotación: 3 metros
- Volumen bruto de extracción: 103,260 m³
- Volumen útil de material disponible: 90,000 m³

Estos datos confirman que la cantera tiene una capacidad considerable para soportar el desarrollo del proyecto, proporcionando

suficiente material de calidad sin comprometer las actividades extractivas actuales.

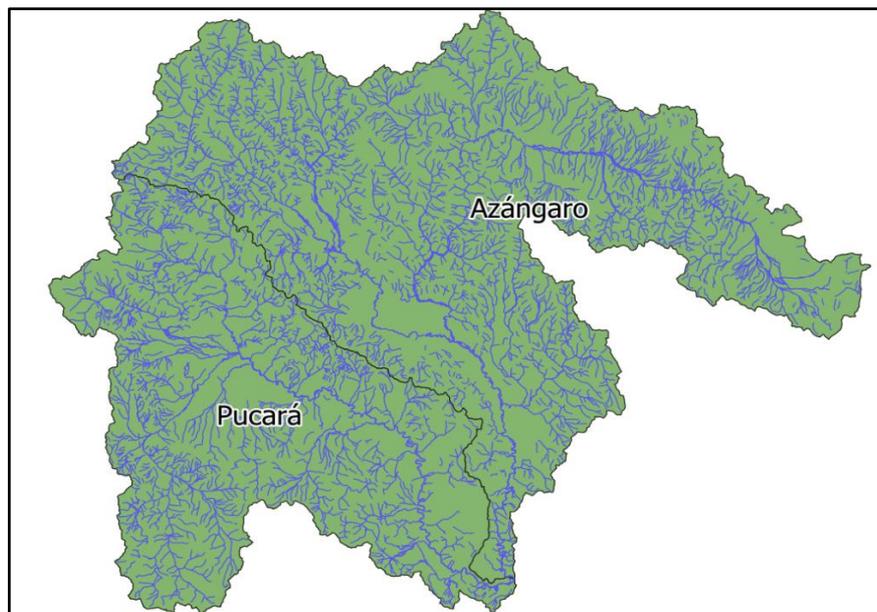
4.4. ESTUDIO DE HIDROLOGÍA

4.4.1. Delimitación y descripción de la cuenca

El procedimiento se realizó con el software QGIS el cual implicó la delimitación de las áreas de drenaje de los afluentes dentro de la cuenca que está siendo subdividida. Se generaron polígonos que representaban las cuencas hidrográficas. Estos polígonos se integraron en una capa de información.

Figura 42

Cuenca Hidrográfica del Río en Estudio



Nota: La figura muestra las cuencas de Pucara y Azángaro (el inicio del río Ramis)

Utilizando los datos disponibles, se ha delineado la cuenca del río, la cual se compone de dos afluentes principales.

La Tabla 8 exhibe la superficie de las cuencas. En su totalidad, estas dos unidades hidrográficas conforman la cuenca completa del río.

Tabla 8

Unidades Hidrográficas de la cuenca en estudio

Nº	Unidad Hidrográfica	Río principal	Superficie		Numero de Orden de Río
			(km)	(%)	
1	Cuenca Pucará	Tramo Río Pucará	5565.78	38.76%	6
2	Cuenca Azángaro	Tramo Río Azángaro	8792.53	61.24%	6

Nota: La tabla muestra las superficies y numero de orden de río de las UH

4.4.2. Características fisiográficas de la cuenca

Se han definido varios criterios que, mediante modelos matemáticos, se utilizan como estándares para clasificar y contrastar cuencas. Para una investigación más detallada, se han establecido los siguientes parámetros:

4.4.2.1. Parámetros de forma

a) Área de la Cuenca

La cuenca en estudio tiene un área de 14358.31 Km², la subcuenca Pucará tiene una superficie de 5565.78 km² equivalente al 38.76% del total del área de la cuenca de estudio; asimismo la subcuenca Azángaro tiene una superficie de 8792.53 km² equivalente del 61.24%.

b) Perímetro de la cuenca

La cuenca de estudio tiene un perímetro de 1172.92 km², mientras que las sub cuencas pucará y Azángaro tienen un perímetro de 496.48 km² y 755.67km² respectivamente.

c) Coeficiente de Compacidad o de Gravelius (Kc)

Los valores registrados en la cuenca analizada con un valor de 2.04 y en las subcuencas Pucará y Azángaro con valores de 1.86 y 2.26



respectivamente, indican una tendencia notable hacia sucesos de crecimiento.

d) Factor de Forma (Ff)

El resultado es de 0.16, indicando que la cuenca tiene una forma cuadrada con una salida en una esquina.

4.4.2.2. Parámetros de Red Hidrográfica

a) Pendiente Media del Río Principal

Se ha determinado el valor de la pendiente longitudinal utilizando el método de áreas compensadas para el flujo principal de cada subcuenca. El 0.27% se alcanzó para el río principal de la cuenca estudiada.

b) Tiempo de Concentración (Tc)

Se ha empleado la fórmula de Kirpich. Se ha obtenido un tiempo de concentración de 51.46 hrs para la cuenca de estudio.

Tabla 9

Parámetros fisiográficos de la cuenca del Río en Estudio

PARAMETRO	UND	CUENCA DE ESTUDIO	UNIDAD HIDROGRAFICA	
			Cuenca Pucará	Cuenca Azángaro
Superficie Total de Cuenca	Km ²	14358.31	5565.78	8792.53
Perímetro de la Cuenca	Km	1172.92	496.48	755.67
Coefficiente de Compacidad		2.04	1.86	2.26
Longitud más larga de un cauce	Km	295.03	225.8	295.03
Factor de Forma		0.16	0.11	0.10
Cota máxima de la Cuenca	msnm	5,400.00	5,400.00	5,300.00
Cota mínima de la Cuenca	msnm	3,836.00	3,836.00	3,836.00
Desnivel Total de la cuenca	Km	1.56	1.56	1.46
Cota máxima del río principal	msnm	4,638.00	4,365.00	4,638.00
Cota mínima del río principal	msnm	3,836.00	3,836.00	3,836.00



PARAMETRO	UND	CUENCA DE ESTUDIO	UNIDAD HIDROGRAFICA	
			Cuenca Pucará	Cuenca Azángaro
Pendiente Media de cauce principal	%	0.27	0.23	0.27
Tiempo de Concentración (Tc)	hr	51.46	44.35	51.46

Nota: En la tabla se registran los parámetros fisiográficos, así como de las unidades hidrográficas

4.4.3. Selección del periodo de retorno

Según (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC], 2018), señala que para la construcción de Defensas Ribereñas, el riesgo máximo permitido es del 25 %, con una durabilidad de 40 años.

Según él (Ministerio de Agricultura y Riego, 2016) recomienda un periodo de retorno de 50 años en terrenos agrícolas y 100 años en áreas urbanas.

La zona de estudio se encuentra en una región agrícola, y en línea con la sugerencia previa, se establece un intervalo de tiempo de 50 años antes de que ocurra un evento extremo y un tiempo operativo estimado de 40 años.

$$Tr = 50 \text{ años}; n = 40 \text{ años}$$

4.4.4. Análisis estadístico de datos hidrológicos

4.4.4.1. Datos hidrometereológicos

Para el estudio se tomaron datos pluviométricos entre los años de 1964 al 2012 de las estaciones de Pucara, Santa Rosa, Ayaviri, Chuquibambilla, Azángaro, Progreso, Crucero y Ananea pertenecientes a Senamhi, las cuales se pueden ver en el Anexo 2, Tabla 2 - 1 a Tabla 2- 8.



Como se observan en mencionadas tablas se tienen datos faltantes los cuales deberán ser completados.

4.4.4.2. Estimación de datos faltantes

Antes de realizar un análisis de consistencia, es necesario completar datos faltantes, se van a completar los datos de información de precipitación máxima mensual en el periodo 1964 al 2012 usando el método de ponderación.

De esta manera se completó los datos que se muestran en el Anexo 2, Tabla 2 - 9 a Tabla 2 - 16.

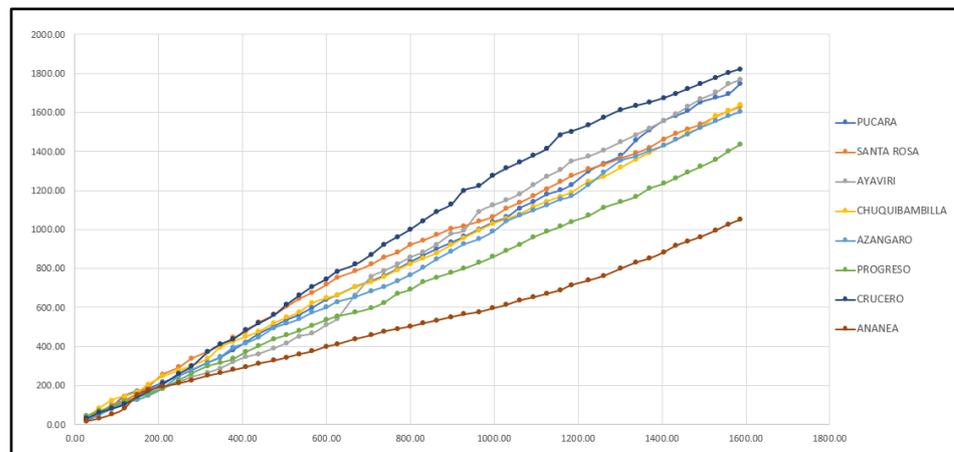
4.4.4.3. Análisis de Consistencia

4.4.4.3.1. Análisis de doble masa

Se ha elaborado el análisis de doble masa de las estaciones Pucara, Santa Rosa, Ayaviri, Chuquibambilla, Azángaro, Progreso, Crucero y Ananea.

Figura 43

Análisis de doble masa



Nota: La figura muestra el análisis de doble masa realizado con los datos de las estaciones de Pucara, Santa Rosa, Ayaviri, Chuquibambilla, Azángaro, Progreso, Crucero, Ananea.

De la Figura 43 deducimos que las estaciones Crucero, Ayaviri y Ananea se encuentran desfasadas y tienen quiebres y cambios de pendientes por lo que deberán ser corregidas. Asimismo, no observamos ningún quiebre en las estaciones de Pucara, Santa Rosa, Chuquibambilla, Azángaro y Progreso por lo que queda aceptada los valores de la estación.

4.4.4.3.2. Análisis Estadístico

Los análisis estadísticos de las estaciones de Pucara, Santa Rosa, Ayaviri, Chuquibambilla, Azángaro, Progreso, Crucero y Ananea fueron realizados mediante el método de T-student y Fisher los cuales se encuentran en el Anexo 2; Tabla 2 - 17, Tabla 2 - 19, Tabla 2 - 21, Tabla 2 - 23, Tabla 2 - 25, Tabla 2 - 27, Tabla 2 - 29, Tabla 2 - 31.

De los resultados de la prueba de T-student y F-fisher podemos concluir que los datos de precipitación máxima de 24 horas de las estaciones Pucara, Ayaviri, Azángaro y crucero necesitan ser corregidas.



En efecto se corrigieron y se muestran en el Anexo 2, Tabla 2 - 18, Tabla 2 - 20, Tabla 2 - 22, Tabla 2 - 24, Tabla 2 - 26, Tabla 2 - 28, Tabla 2 - 30, Tabla 2 - 32 y Figura 2 - 1 a Figura 2 - 8.

4.4.5. Análisis de la Precipitación

4.4.5.1. Precipitaciones Diarias Máximas Probables

Para hallar las precipitaciones diarias máximas probables se tomó en cuenta la distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel. Utilizando los parámetros del método de momentos que son α (parámetro de escala) y u (parámetro de localización). Estos parámetros se obtienen a partir de la media y la desviación estándar de la serie de datos, el desarrollo para hallar la precipitación diaria máxima probable se encuentra en el apartado 3.2.3.5.1.1.

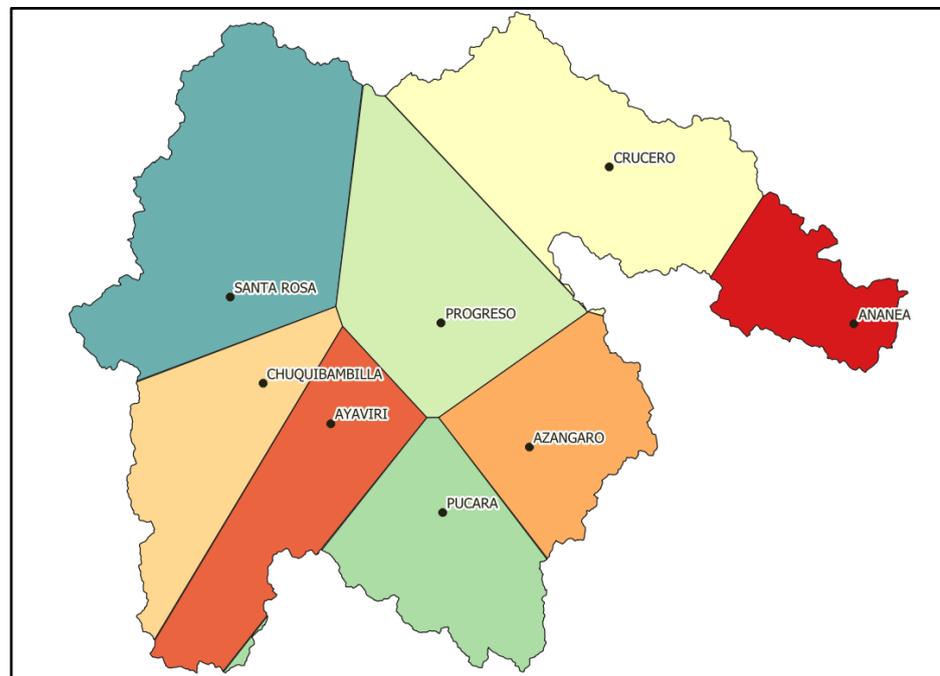
Con ello, se calculó las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno en las estaciones de Pucara, Santa Rosa, Ayaviri, Chuquibambilla, Azángaro, Progreso, Crucero y Ananea. Asimismo, se ha determinado la precipitación máxima diaria para un periodo de tiempo específico (que servirá de base para las curvas IDF). Para ajustar esta precipitación a diferentes duraciones de lluvia, se empleó el coeficiente propuesto por D.F. Campos en 1978, diseñado específicamente para relacionar la precipitación de diferentes duraciones con la lluvia de 24 horas. Ver Anexo 2, Tabla 2 - 33 a Tabla 2 - 48.

4.4.5.2. Polígonos de Thiessen

La representación de la Figura 44 ilustra que cada subcuenca experimenta influencia de una o más estaciones, lo que implica la necesidad de aplicar el método de las áreas ponderadas para estimar la precipitación promedio.

Figura 44

Polígonos de Thiessen para la cuenca de estudio



Nota: La figura muestra el Polígono de Thiessen realizado con las estaciones de Pucara, Santa Rosa, Ayaviri, Chuquibambilla, Azángaro, Progreso, Crucero, Ananea.

Figura 45

Coordenadas x, y de las estaciones

Estacion	X	Y
1 ANANEA	442520.4	8377411
2 AYAVIRI	328766.8	8355579
3 AZANGARO	371958.2	8350490
4 CHUQUIBAMBL...	313967.6	8364416
5 CRUCERO	389381.9	8411749
6 PROGRESO	352716.5	8377540
7 PUCARA	353095.2	8336168
8 SANTA ROSA	306897.2	8383183

Nota: coordenadas x, y de las estaciones, obtenidas de QGIS

4.4.5.3. Precipitación Máxima Diaria

Se calculó la precipitación promedio en cada subcuenca utilizando el método de ponderación por área.

Tabla 10

Precipitación Máxima Diaria

DISTRIBUCIÓN DE ÁREA POR ESTACIONES							
PUCARA / 115046	SANTA ROSA / 114047	AYAVIRI / 114038	CHUQUIBAMBILLA / 114035	AZANGARO / 114041	PROGRESO / 114040	CRUCERO / 114058	ANANEA / 114050
1543.23	2947.67	1566.02	1489.35	1343.27	2102.93	2511.67	870.06
Precipitación Máxima Diaria por Duración de lluvia y Frecuencia de la misma Distribuida por polígonos de Thiessen							
Tiempo de Duración	Precipitación máxima Pd (mm)						
	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	35.1455	45.1113	51.7096	60.0465	66.2313	72.3704	86.5570
18 hr	31.9824	41.0513	47.0557	54.6423	60.2705	65.8571	78.7668
12 hr	28.1164	36.0891	41.3677	48.0372	52.9850	57.8963	69.2456
8 hr	23.8989	30.6757	35.1625	40.8316	45.0373	49.2119	58.8587
6 hr	21.4388	27.5179	31.5428	36.6284	40.4011	44.1459	52.7997
5 hr	20.0329	25.7135	29.4745	34.2265	37.7518	41.2511	49.3375
4 hr	18.2757	23.4579	26.8890	31.2242	34.4403	37.6326	45.0096
3 hr	16.1669	20.7512	23.7864	27.6214	30.4664	33.2904	39.8162
2 hr	13.7067	17.5934	20.1667	23.4181	25.8302	28.2245	33.7572
1 hr	10.5436	13.5334	15.5129	18.0139	19.8694	21.7111	25.9671

Nota: Precipitación Máxima Diaria por Duración de lluvia y Frecuencia de la misma Distribuida por polígonos de Thiessen

4.4.6. Curva Intensidad duración frecuencia

Una vez se determinaron las precipitaciones diarias máximas para diferentes duraciones de lluvia, se procedió a calcular la intensidad de la lluvia, que se define como la precipitación máxima dividida entre el tiempo correspondiente. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 11.

Tabla 11

Intensidad de precipitación para diferentes duraciones de lluvia

Intensidad de precipitación por Duración de lluvia y Frecuencia de la misma distribuida por polígonos de Thiessen								
Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) por Periodo de Retorno						
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	1440	1.4644	1.8796	2.1546	2.5019	2.7596	3.0154	3.6065
18 hr	1080	1.7768	2.2806	2.6142	3.0357	3.3484	3.6587	4.3759
12 hr	720	2.3430	3.0074	3.4473	4.0031	4.4154	4.8247	5.7705
8 hr	480	2.9874	3.8345	4.3953	5.1040	5.6297	6.1515	7.3573
6 hr	360	3.5731	4.5863	5.2571	6.1047	6.7335	7.3577	8.8000
5 hr	300	4.0066	5.1427	5.8949	6.8453	7.5504	8.2502	9.8675
4 hr	240	4.5689	5.8645	6.7222	7.8060	8.6101	9.4082	11.2524
3 hr	180	5.3890	6.9171	7.9288	9.2071	10.1555	11.0968	13.2721
2 hr	120	6.8534	8.7967	10.0834	11.7091	12.9151	14.1122	16.8786
1 hr	60	10.5436	13.5334	15.5129	18.0139	19.8694	21.7111	25.9671

Nota: Intensidades de precipitación calculadas

Las curvas IDF se crearon mediante regresiones utilizando los datos de intensidad por duración de tiempo, los cálculos de las regresiones se encuentran en el Anexo 2, Tabla 2 - 51 a Tabla 2 - 58 y Figura 2 - 9 a Figura 2 - 16.

Una vez realizado mencionado procedimiento se identificó la ecuación de intensidad validada para la cuenca de estudio.

Figura 46

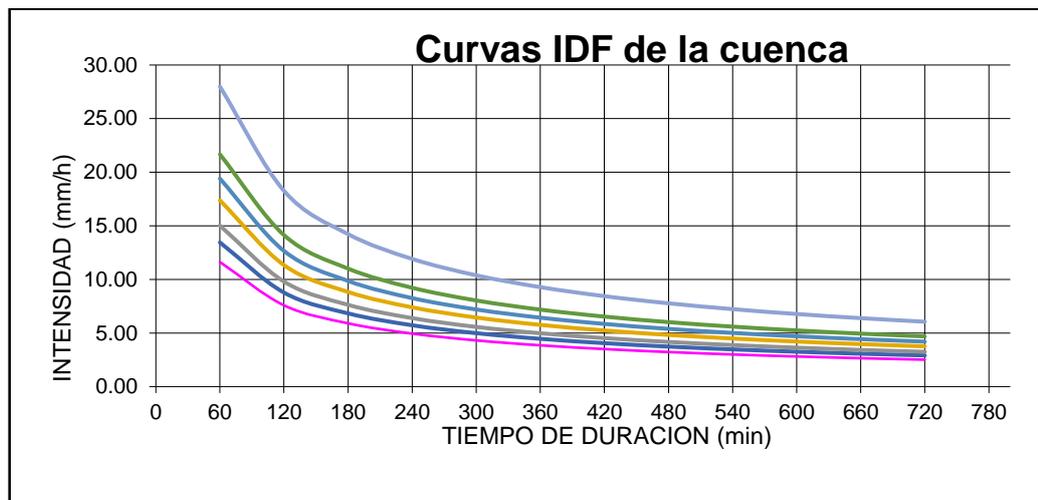
Ecuación de intensidad valida solo para la cuenca de estudio

$I = \frac{129.8124 * T^{0.159229}}{t^{0.61639}}$	Donde: I = intensidad de precipitación (mm/hr) T = Periodo de Retorno (años) t = Tiempo de duración de precipitación (min)
---	---

Nota: La imagen muestra la ecuación IDF calculada

Figura 47

Curvas IDF válidas para la cuenca de estudio



Nota: Curvas IDF calculadas

Se ha verificado que las propuestas de ecuaciones como las de Bernard, Talbot y Sherman, desarrolladas en el contexto de la hidrología de tormentas, son aplicables a la región de estudio tras ser validadas con análisis estadísticos de datos históricos de precipitación. Los parámetros empíricos y utilizados en estas ecuaciones varían según la ubicación y se ajustan con base en datos históricos específicos de la región.

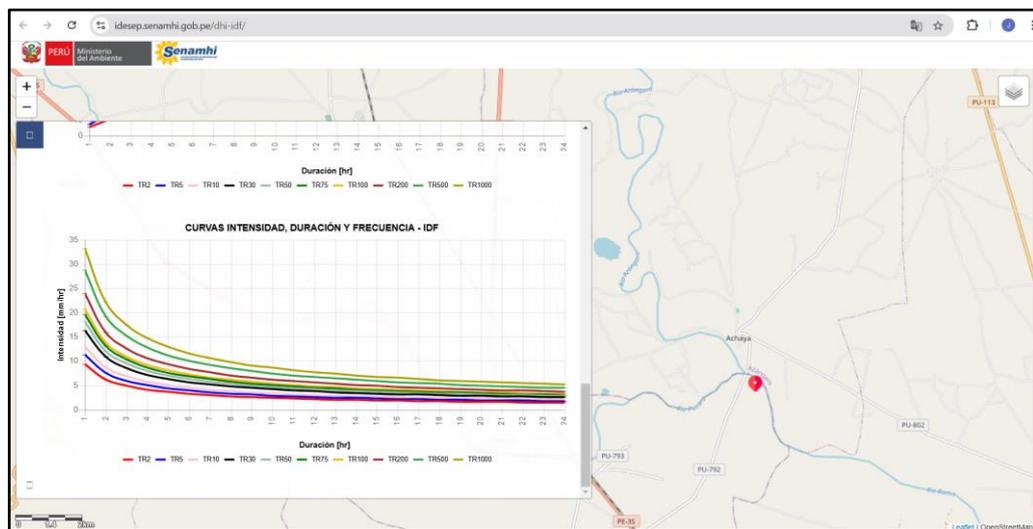
El SENAMHI proporciona una guía detallada de curvas IDF formuladas a partir de datos recopilados en estaciones pluviométricas distribuidas por el país, incluyendo la región de Puno y sus cuencas. Los análisis realizados muestran que

los datos obtenidos mediante métodos de regresión estadística coinciden de forma significativa con las curvas IDF propuestas por el SENAMHI.

Esta congruencia entre los datos calculados a través de análisis de regresión y las curvas IDF del SENAMHI valida el uso de estas curvas para la cuenca en estudio, lo que permite afirmar que las curvas IDF disponibles son representativas y precisas para los diferentes periodos de retorno. La Figura 48 ilustra las curvas IDF propuestas por el SENAMHI para la cuenca de estudio, evidenciando la similitud con los resultados obtenidos mediante análisis propios. Esta validación asegura que los diseños y cálculos hídricos basados en estas curvas IDF sean confiables y aplicables para proyectos de infraestructura y manejo de recursos hídricos en la región.

Figura 48

Curvas IDF proporcionadas por Senamhi para la cuenca de estudio



Nota: Curvas IDF del Senamhi para contrastar los datos calculados

Figura 49

Valores de intensidad para las curvas IDF (Senamhi)

Intensidades de precipitación, para diferentes duraciones y periodos de retorno.										
Duración	TR2	TR5	TR10	TR30	TR50	TR75	TR100	TR200	TR500	TR1000
1-hr	9.4 (8.7-10.2)	11.3 (10.4-12.4)	13.0 (11.9-14.3)	16.3 (14.7-18.1)	18.0 (16.3-20.2)	19.6 (17.6-22.1)	20.8 (18.6-23.5)	23.9 (21.3-27.2)	28.8 (25.5-33.1)	33.2 (29.2-38.4)
2-hr	6.2 (5.8-6.8)	7.5 (6.9-8.2)	8.7 (7.9-9.5)	10.8 (9.8-12.1)	12.0 (10.8-13.5)	13.1 (11.7-14.7)	13.8 (12.4-15.6)	15.9 (14.2-18.1)	19.2 (17.0-22.1)	22.1 (19.4-25.6)
3-hr	4.9 (4.6-5.3)	5.9 (5.4-6.5)	6.8 (6.2-7.5)	8.5 (7.7-9.5)	9.5 (8.5-10.6)	10.3 (9.2-11.6)	10.9 (9.8-12.3)	12.6 (11.2-14.3)	15.1 (13.4-17.4)	17.4 (15.3-20.2)
4-hr	4.2 (3.8-4.5)	5.0 (4.6-5.5)	5.8 (5.3-6.4)	7.2 (6.5-8.0)	8.0 (7.2-9.0)	8.7 (7.8-9.8)	9.2 (8.3-10.4)	10.6 (9.5-12.1)	12.8 (11.3-14.7)	14.7 (13.0-17.1)
5-hr	3.6 (3.4-4.0)	4.4 (4.0-4.8)	5.1 (4.6-5.6)	6.3 (5.7-7.1)	7.0 (6.3-7.9)	7.6 (6.9-8.6)	8.1 (7.2-9.1)	9.3 (8.3-10.6)	11.2 (9.9-12.9)	12.9 (11.4-15.0)
6-hr	3.3 (3.0-3.6)	4.0 (3.6-4.3)	4.6 (4.2-5.0)	5.7 (5.1-6.3)	6.3 (5.7-7.1)	6.9 (6.2-7.7)	7.3 (6.5-8.2)	8.4 (7.5-9.5)	10.1 (8.9-11.6)	11.6 (10.2-13.5)
7-hr	3.0 (2.8-3.2)	3.6 (3.3-4.0)	4.2 (3.8-4.6)	5.2 (4.7-5.8)	5.8 (5.2-6.5)	6.3 (5.6-7.1)	6.6 (6.0-7.5)	7.6 (6.8-8.7)	9.2 (8.2-10.6)	10.6 (9.3-12.3)
8-hr	2.8 (2.6-3.0)	3.3 (3.1-3.7)	3.8 (3.5-4.2)	4.8 (4.3-5.4)	5.3 (4.8-6.0)	5.8 (5.2-6.5)	6.1 (5.5-6.9)	7.1 (6.3-8.1)	8.5 (7.5-9.8)	9.8 (8.6-11.4)
9-hr	2.6 (2.4-2.8)	3.1 (2.9-3.4)	3.6 (3.3-4.0)	4.5 (4.1-5.0)	5.0 (4.5-5.6)	5.4 (4.9-6.1)	5.7 (5.1-6.5)	6.6 (5.9-7.5)	8.0 (7.0-9.1)	9.2 (8.1-10.6)
10-hr	2.4 (2.2-2.6)	2.9 (2.7-3.2)	3.4 (3.1-3.7)	4.2 (3.8-4.7)	4.7 (4.2-5.3)	5.1 (4.6-5.7)	5.4 (4.8-6.1)	6.2 (5.5-7.1)	7.5 (6.6-8.6)	8.6 (7.6-10.0)
11-hr	2.3 (2.1-2.5)	2.8 (2.5-3.0)	3.2 (2.9-3.5)	4.0 (3.6-4.5)	4.4 (4.0-5.0)	4.8 (4.3-5.4)	5.1 (4.6-5.8)	5.9 (5.2-6.7)	7.1 (6.3-8.1)	8.1 (7.2-9.4)
12-hr	2.2 (2.0-2.4)	2.6 (2.4-2.9)	3.0 (2.8-3.3)	3.8 (3.4-4.2)	4.2 (3.8-4.7)	4.6 (4.1-5.1)	4.8 (4.3-5.5)	5.6 (5.0-6.3)	6.7 (5.9-7.7)	7.7 (6.8-9.0)
13-hr	2.1 (1.9-2.3)	2.5 (2.3-2.7)	2.9 (2.6-3.2)	3.6 (3.3-4.0)	4.0 (3.6-4.5)	4.4 (3.9-4.9)	4.6 (4.1-5.2)	5.3 (4.7-6.1)	6.4 (5.7-7.4)	7.4 (6.5-8.6)
14-hr	2.0 (1.8-2.2)	2.4 (2.2-2.6)	2.8 (2.5-3.1)	3.5 (3.1-3.9)	3.8 (3.5-4.3)	4.2 (3.7-4.7)	4.4 (4.0-5.0)	5.1 (4.5-5.8)	6.1 (5.4-7.1)	7.1 (6.2-8.2)
15-hr	1.9 (1.8-2.1)	2.3 (2.1-2.5)	2.7 (2.4-2.9)	3.3 (3.0-3.7)	3.7 (3.3-4.1)	4.0 (3.6-4.5)	4.3 (3.8-4.8)	4.9 (4.4-5.6)	5.9 (5.2-6.8)	6.8 (6.0-7.9)
16-hr	1.8 (1.7-2.0)	2.2 (2.0-2.4)	2.6 (2.3-2.8)	3.2 (2.9-3.6)	3.6 (3.2-4.0)	3.9 (3.5-4.3)	4.1 (3.7-4.6)	4.7 (4.2-5.4)	5.7 (5.0-6.5)	6.5 (5.8-7.6)
17-hr	1.8 (1.6-1.9)	2.1 (2.0-2.3)	2.5 (2.3-2.7)	3.1 (2.8-3.4)	3.4 (3.1-3.8)	3.7 (3.3-4.2)	4.0 (3.5-4.5)	4.5 (4.1-5.2)	5.5 (4.8-6.3)	6.3 (5.5-7.3)
18-hr	1.7 (1.6-1.9)	2.1 (1.9-2.3)	2.4 (2.2-2.6)	3.0 (2.7-3.3)	3.3 (3.0-3.7)	3.6 (3.2-4.1)	3.8 (3.4-4.3)	4.4 (3.9-5.0)	5.3 (4.7-6.1)	6.1 (5.4-7.1)
19-hr	1.7 (1.5-1.8)	2.0 (1.8-2.2)	2.3 (2.1-2.6)	2.9 (2.6-3.2)	3.2 (2.9-3.6)	3.5 (3.1-3.9)	3.7 (3.3-4.2)	4.3 (3.8-4.9)	5.1 (4.5-5.9)	5.9 (5.2-6.8)
20-hr	1.6 (1.5-1.8)	2.0 (1.8-2.1)	2.2 (2.1-2.5)	2.8 (2.5-3.1)	3.1 (2.8-3.5)	3.4 (3.0-3.8)	3.6 (3.2-4.1)	4.1 (3.7-4.7)	5.0 (4.4-5.7)	5.7 (5.0-6.6)

Nota: Intensidades de precipitación obtenidas del Senamhi, para contrastar los datos calculados

4.4.7. Hietogramas

Una vez se han elaborado las curvas IDF para la cuenca evaluada, se hallaron los hietogramas de precipitación, los resultados se exhiben en el Anexo 2, Tabla 2 - 61 a Tabla 2 - 66; y Figura 2 - 19 a Figura 2 - 25.

4.4.8. Condición hidrológica de los suelos

Tabla 12

Numero de curva de la cuenca (CN)

Cuenca	CN
Encuentro del río Azángaro y río Pucara	71.24

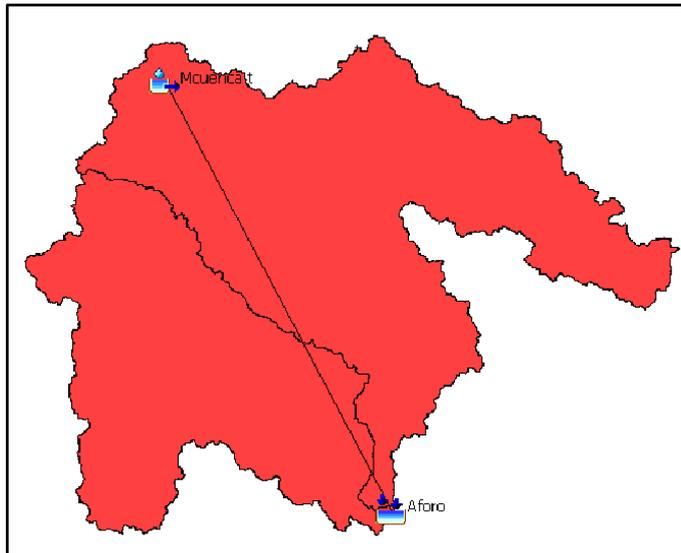
Nota: Obtenido de Efectos de los embalses en el control de avenidas en la cuenca del río Ramis, por Huisa Humpiri, A. G., 2014.

4.4.9. Modelamiento hidrológico con el software HEC – HMS (Qmax)

a) Ubicación de la cuenca, estación y aforo

Figura 50

Modelo Hidrológico HEC – HMS



Nota: Modelo Hidrológico realizado en HEC- HMS para hallar el caudal máximo.

b) Características de la Cuenca

Figura 51

Información inicial HEC-HMS

Basin Name: Mcuencia de estudio Element Name: Mcuencia t	Met Name: Met 1
Description:	Subbasin Name
Downstream: Aforo	Gage
*Area (KM2) 14358.31	Mcuencia t
Latitude Degrees:	Pluviografo
Longitude Degrees:	
Discretization Method: --None--	Basin Name: Mcuencia de estudio
Canopy Method: --None--	Element Name: Mcuencia t
Snow Method: --None--	Initial Abstraction (MM)
Surface Method: --None--	*Curve Number: 71.24
Loss Method: SCS Curve Number	*Impervious (%): 0.0
Transform Method: SCS Unit Hydrograph	
Baseflow Method: --None--	

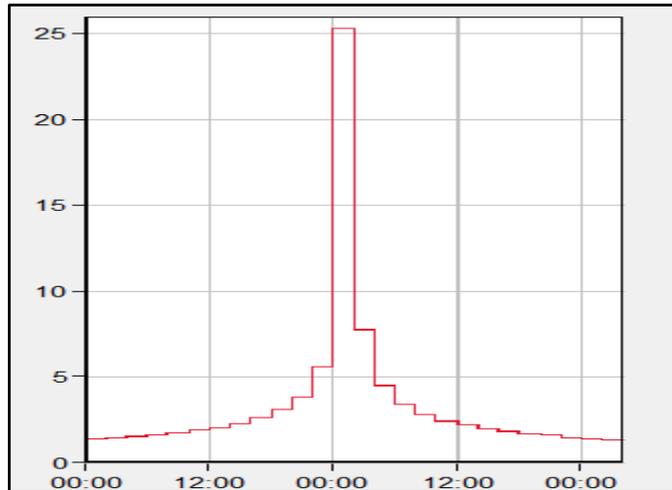
Nota: Ingreso de información HEC – HMS

c) Hietograma para T=50

Se ingresaron los datos del hietograma con un T=50

Figura 52

Hietograma T=50



Nota: Elaboración de hietograma para un periodo de retorno de T=50años hallado en HEC-HMS

d) Resultados según el modelo HEC – HMS

Tras introducir los datos pertinentes y emplear el método del hidrograma unitario sintético de Snyder, se lograron obtener los siguientes resultados para un periodo de retorno de T=50:

Figura 53

Caudal de la cuenca para el tiempo de retorno T=50

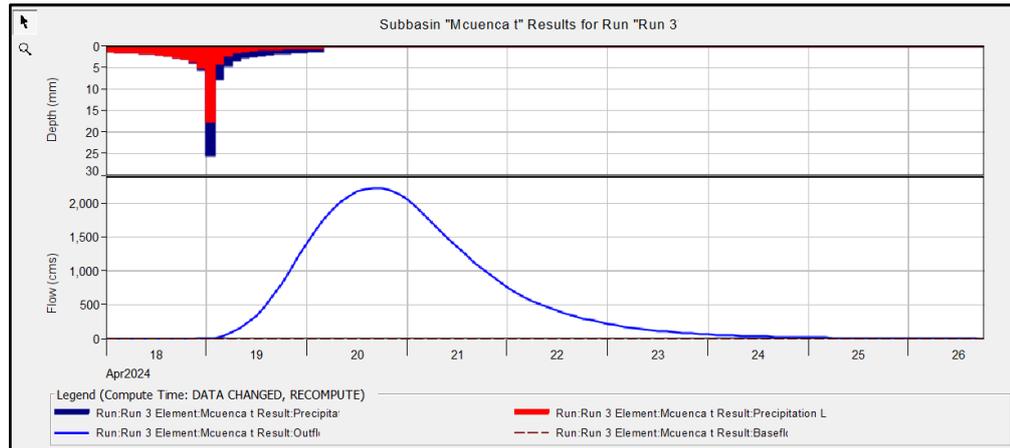
Project: Caudal maximo para T50 Simulation Run: Run 3				
Start of Run: 18abr.2024, 00:00		Basin Model: Mcuena de estudio		
End of Run: 26abr.2024, 18:00		Meteorologic Model: Met 1		
Compute Time:DATA CHANGED, RECOMPUTE		Control Specifications:Control 1		
Show Elements:	Initial Selection	Volume Units:	<input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	Sorting: Watershed Explorer
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Aforo	14358.3	2225.3	20 April 2024, 16:00	27.02

Nota: Resultados de obtenidos para un periodo de retorno de T=50 años hallado en HEC-HMS

Para un periodo de recuperación (Tr) de 50 años, se muestra el siguiente esquema que ilustra la transformación de la precipitación en escorrentía empleando el método del hidrograma unitario sintético de Snyder.

Figura 54

Modelo Hidrológico HEC – HMS



Nota: Transformación lluvia – escorrentía para un $Tr = 50$ años de la Cuenca en estudio.

El caudal de diseño para un $Tr = 50$ años es de 2225.3 m³/s.

4.5. ESTUDIO DE HIDRÁULICA FLUVIAL

4.5.1. Calculo de Sección Estable

a) **Recomendación practica** = 178.02

b) **Método de Petits**

$$\text{Ancho estable } B = 209.45$$

c) **Método de Simons y Henderson**

$$\text{Ancho estable } B = 268.89$$

Se utilizó la condición de Fondo y orillas de arena $K_1=5.7$



d) Método de Blench

Ancho estable $B = 241.50$

Se utilizó la condición de Factor de fondo $F_b = 0.8$ (Material Fino) y Factor de Orilla $F_s = 0.1$ (Materiales sueltos)

e) Método de Manning Strickler

Ancho estable $B = 169.99$

Se utilizó la condición de rugosidad de Manning (n) $n=0.029$ (Cauces de Ríos con Vegetación), Coeficiente Material del Cauce $K=16$ (Material fácilmente erosionable) y Coeficiente de Tipo de Río $m=0.7$ (Para cauces arenosos).

Resumen:

Recomendación practica	:178.02 m
Método de Petits	:209.45 m
Método de Simons y Henderson	:268.89 m
Método de Blench	:241.50 m
Método de Manning Strickler	:271.62 m
PROMEDIO	:233.90 m

Para el tema de estudio tomaremos el valor de 250 m.

4.5.2. Calculo de Coeficiente de rugosidad de cauces naturales

El coeficiente de rugosidad para la zona de estudio es $n=0.032$. Se utilizó las siguientes condiciones; superficie de canal $n_0=0.024$ (grava fina), irregularidad $n_1=0.005$ (menor), variación de la sección $n_2=0.000$ (gradual),



efecto de la obstrucción $n_3=0.000$ (despreciable), vegetación $n_4=0.003$ (bajo) e intensidad de los meandros $m_4=1.000$ (menor).

4.5.3. Tirante Máximo

Los resultados obtenidos del modelado del tirante con el software HEC-RAS, se muestran en la Tabla 13.

Tabla 13

Tirante máximo para el tramo de estudio

Progresiva	Caudal (m ³ /seg)	Tirante Máximo y_c (m)	Tirante Normal y (m)	Velocidad Total (m/s)	Cota rasante (m)	# Froude
360	2225.30	4.52	3.15	2.64	3794.41	0.46
345	2225.30	4.50	3.21	2.75	3794.38	0.48
330	2225.30	4.46	3.30	2.89	3794.35	0.51
315	2225.30	4.42	3.37	3.00	3794.32	0.54
300	2225.30	4.39	3.43	3.09	3794.29	0.57
285	2225.30	4.37	3.45	3.15	3794.26	0.58
270	2225.30	4.37	3.45	3.13	3794.23	0.58
255	2225.30	4.36	3.47	3.14	3794.20	0.58
240	2225.30	4.32	3.43	3.11	3794.21	0.58
225	2225.30	4.26	3.34	3.08	3794.23	0.57
210	2225.30	4.21	3.26	3.06	3794.26	0.56
195	2225.30	4.15	3.20	3.07	3794.28	0.56
180	2225.30	4.12	3.12	3.07	3794.28	0.56
165	2225.30	4.10	3.05	3.01	3794.29	0.54
150	2225.30	4.05	3.02	3.03	3794.29	0.55
135	2225.30	4.00	3.01	3.10	3794.29	0.56
120	2225.30	3.96	2.97	3.12	3794.29	0.57
105	2225.30	3.90	2.98	3.16	3794.29	0.58
90	2225.30	3.87	2.97	3.17	3794.29	0.59
75	2225.30	3.82	3.32	3.19	3794.30	0.60
60	2225.30	3.79	2.97	3.15	3794.30	0.60
45	2225.30	3.79	3.11	3.00	3794.29	0.57
30	2225.30	3.80	2.80	2.87	3794.28	0.54
15	2225.30	3.85	2.92	2.83	3794.20	0.54
0	2225.30	3.67	2.78	2.89	3794.33	0.57

Nota: Resultados obtenidos del modelamiento realizado en HEC-RAS

Ya que se calcularon los tirantes máximos para las progresivas como se muestra en la Tabla 13, tomaremos como tirante de diseño $y_c=5.00$ m

4.5.4. Calculo de socavación

a) Método de L.L. List Van Lebediev

De acuerdo a nuestro estudio de mecánica de suelos la clasificación del material de fondo es clasificada como arena mal gradada SP. Tratándose de una arena por lo que se utilizara la fórmula para suelos granulares.

Tabla 14

Profundidad de socavación según el método L.L. List Van Lebediev

Prog.	Caudal (m3/seg)	Tirante Máximo y_c (m)	Área hidráulica (m ²)	Ancho estable (m)	Tirante medio de la sección (m)	Coef. de sección (α)	(β)	(dm)	$1/(x+1)$	Profundidad de Socavación + Tirante (H_s) (m)	Profundidad de Socavación (H_s-y) (m)
360	2225.30	4.52	841.73	250.00	3.15	1.18	0.97	2.33	0.72	5.07	0.55
345	2225.30	4.50	808.80	250.00	3.21	1.26	0.97	2.33	0.72	5.44	0.94
330	2225.30	4.46	770.67	250.00	3.30	1.36	0.97	2.33	0.72	5.96	1.50
315	2225.30	4.42	741.11	250.00	3.37	1.46	0.97	2.33	0.72	6.40	1.98
300	2225.30	4.39	720.25	250.00	3.43	1.53	0.97	2.33	0.72	6.77	2.38
285	2225.30	4.37	706.84	250.00	3.45	1.57	0.97	2.33	0.72	6.97	2.60
270	2225.30	4.37	709.95	250.00	3.45	1.56	0.97	2.33	0.72	6.94	2.57
255	2225.30	4.36	709.64	250.00	3.47	1.56	0.97	2.33	0.72	6.99	2.63
240	2225.30	4.32	715.70	250.00	3.43	1.54	0.97	2.33	0.72	6.82	2.50
225	2225.30	4.26	721.46	250.00	3.34	1.52	0.97	2.33	0.72	6.54	2.28
210	2225.30	4.21	726.92	250.00	3.26	1.50	0.97	2.33	0.72	6.30	2.09
195	2225.30	4.15	725.98	250.00	3.20	1.51	0.97	2.33	0.72	6.17	2.02
180	2225.30	4.12	724.77	250.00	3.12	1.51	0.97	2.33	0.72	6.00	1.88
165	2225.30	4.10	739.95	250.00	3.05	1.46	0.97	2.33	0.72	5.69	1.59
150	2225.30	4.05	734.49	250.00	3.02	1.48	0.97	2.33	0.72	5.68	1.63
135	2225.30	4.00	718.43	250.00	3.01	1.53	0.97	2.33	0.72	5.81	1.81
120	2225.30	3.96	713.77	250.00	2.97	1.55	0.97	2.33	0.72	5.76	1.80
105	2225.30	3.90	703.55	250.00	2.98	1.59	0.97	2.33	0.72	5.88	1.98
90	2225.30	3.87	702.33	250.00	2.97	1.59	0.97	2.33	0.72	5.87	2.00
75	2225.30	3.82	697.42	250.00	3.32	1.61	0.97	2.33	0.72	6.77	2.95
60	2225.30	3.79	705.70	250.00	2.97	1.58	0.97	2.33	0.72	5.84	2.05
45	2225.30	3.79	740.62	250.00	3.11	1.46	0.97	2.33	0.72	5.82	2.03



Prog.	Caudal (m3/seg)	Tirante Máximo y_c (m)	Área hidráulica (m2)	Ancho estable (m)	Tirante medio de la sección (m)	Coef. de sección (α)	(β)	(dm)	1/(x+1)	Profundidad de Socavación + Tirante (H_s) (m)	Profundidad de Socavación (H_s-y) (m)
30	2225.30	3.80	776.46	250.00	2.80	1.35	0.97	2.33	0.72	4.85	1.05
15	2225.30	3.85	787.55	250.00	2.92	1.31	0.97	2.33	0.72	5.01	1.16
0	2225.30	3.67	770.45	250.00	2.78	1.36	0.97	2.33	0.72	4.85	1.18

Nota: Resultados de Profundidad de socavación

Se considera como la profundidad de socavación por el método de L.L.

List Van Lebediev el valor más alto = 2.95m

b) Socavación general a largo plazo método de Blench

Nuestro estudio cuenta con un $d_{50} = 1.429$, por lo que se utilizara la ecuación para arenas de río de $0.06\text{mm} < d_{50} < 2\text{mm}$. Ecuación que se encuentra en el apartado 3.2.4.4 con un caudal unitario $q = 8.90 \text{ m}^3/\text{s.m}$

Dándonos como resultados la socavación general por el método de Blench

$h_{ms} = 2.87 \text{ m}$

Habiendo calculado las profundidades de socavación por ambos métodos se tomará como profundidad de socavación = 3.00m

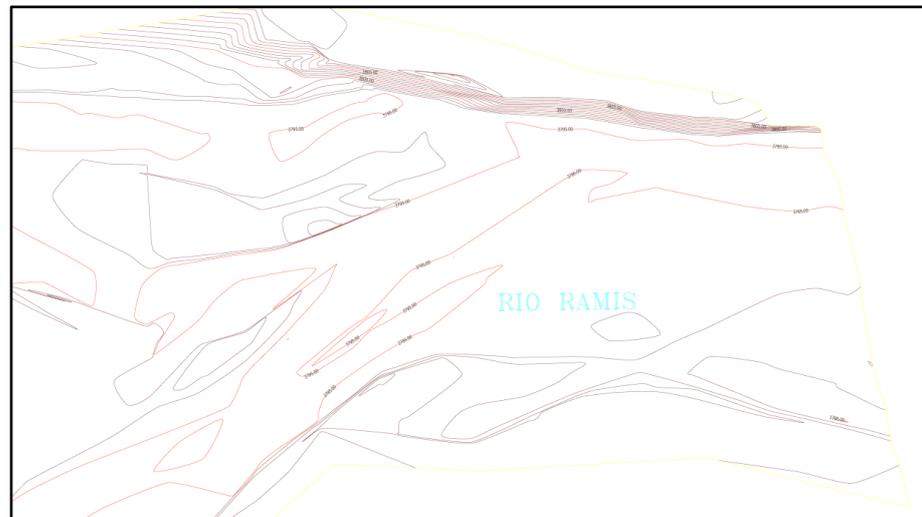
4.5.5. Modelamiento hidráulico con HEC – RAS

4.5.5.1. Modelamiento

Se ha generado las curvas de nivel con el levantamiento topográfico realizado en campo.

Figura 55

Curvas de nivel de la zona de estudio

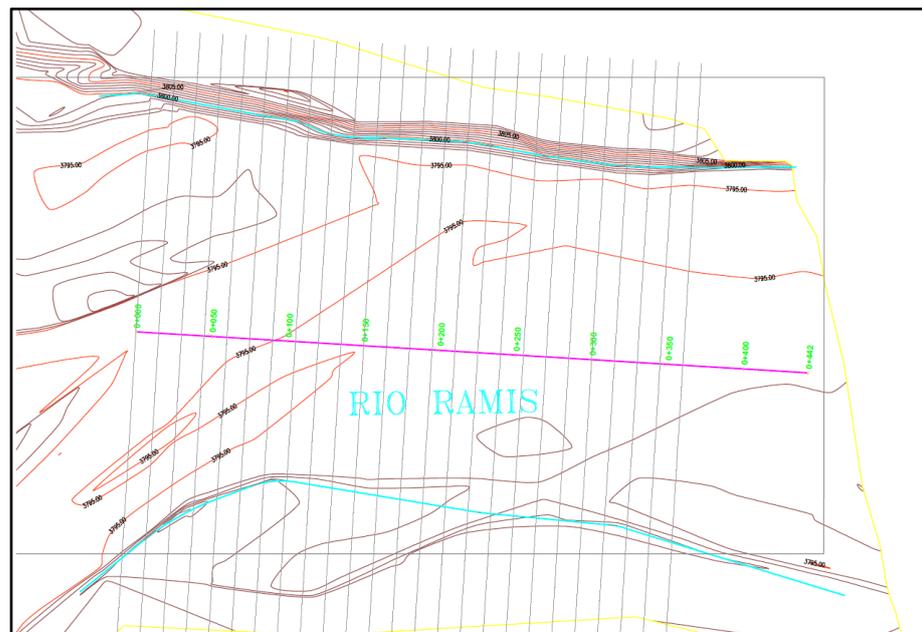


Nota: Curvas de nivel realizado en el tramo 0+000 – 0+442

Luego se ha generado las líneas simples para muestreo (secciones transversales).

Figura 56

Ubicación en planta de las secciones transversales



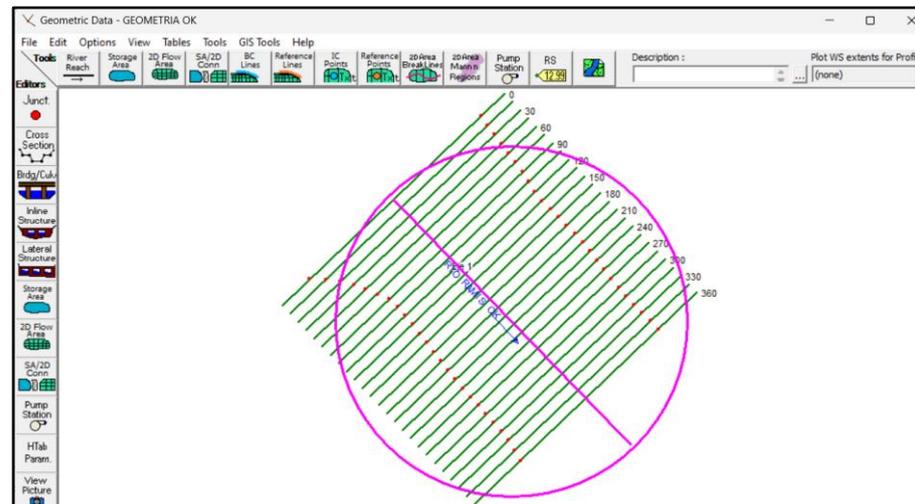
Nota: Localización de las secciones transversales realizado en el tramo 0+000 – 0+442

Para después importar al software HEC – RAS:

Geometría de importada en HEC – RAS.

Figura 57

Geometría de importada en HEC – RAS.



Nota: Secciones importadas en HEC-RAS

Ingreso de valores de Manning

Figura 58

Valores de manning

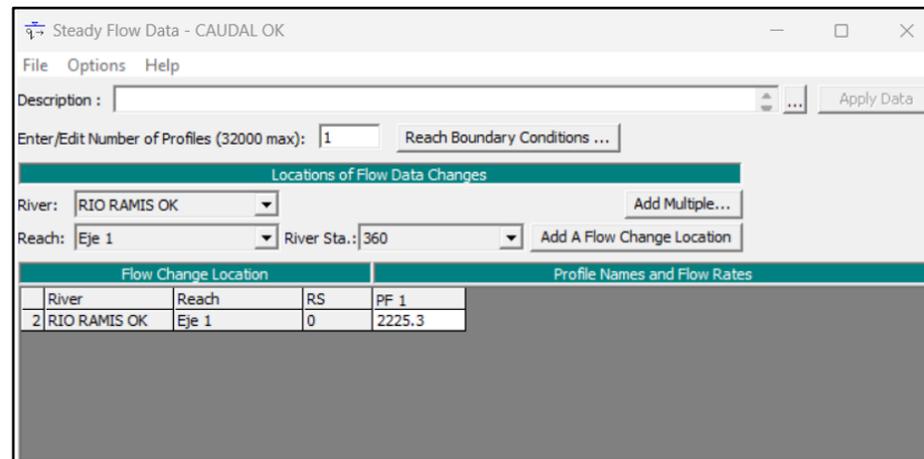
River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1 360	n	0.032	0.032	0.032
2 345	n	0.032	0.032	0.032
3 330	n	0.032	0.032	0.032
4 315	n	0.032	0.032	0.032
5 300	n	0.032	0.032	0.032
6 285	n	0.032	0.032	0.032
7 270	n	0.032	0.032	0.032
8 255	n	0.032	0.032	0.032
9 240	n	0.032	0.032	0.032
10 225	n	0.032	0.032	0.032
11 210	n	0.032	0.032	0.032
12 195	n	0.032	0.032	0.032
13 180	n	0.032	0.032	0.032
14 165	n	0.032	0.032	0.032
15 150	n	0.032	0.032	0.032
16 135	n	0.032	0.032	0.032
17 120	n	0.032	0.032	0.032
18 105	n	0.032	0.032	0.032
19 90	n	0.032	0.032	0.032
20 75	n	0.032	0.032	0.032
21 60	n	0.032	0.032	0.032
22 45	n	0.032	0.032	0.032
23 30	n	0.032	0.032	0.032
24 15	n	0.032	0.032	0.032

Nota: Se muestra en la figura los valores de manning en los extremos del río y zona central en HEC-RAS

Ingreso de caudal de diseño para un periodo de retorno de $T=50$.

Figura 59

Caudal para un periodo de retorno $T=50$ años en HEC-RAS

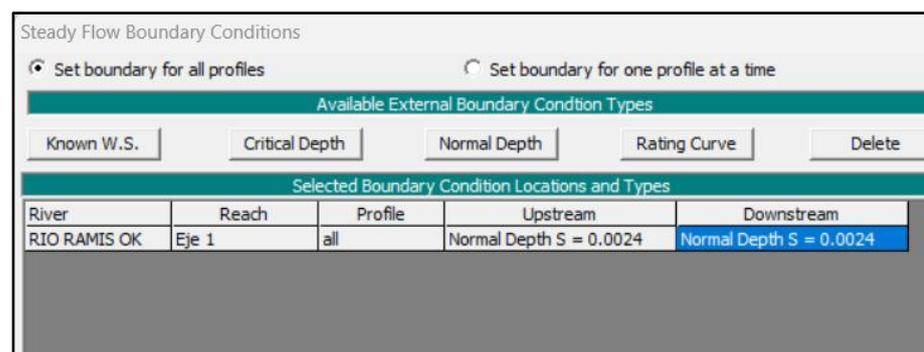


Nota: Se muestra en la figura los caudales hallados en HEC-HMS $Q=2225.3$ m³/s

Se pusieron las condiciones de Normal Depth Upstream Downstream, de acuerdo a la pendiente aguas abajo y aguas arriba.

Figura 60

Pendientes del río en HEC-RAS



Nota: Se muestra en la figura las pendientes río arriba y río abajo

Para poder realizar el modelamiento y ver la inundación primero se modelará el río con un caudal para un periodo de retorno de $T=50$ en condiciones naturales, nuevamente se modelará con “levees” que simulará la estructura del dique.

Figura 61

Posibles alturas de diques en REC-RAS

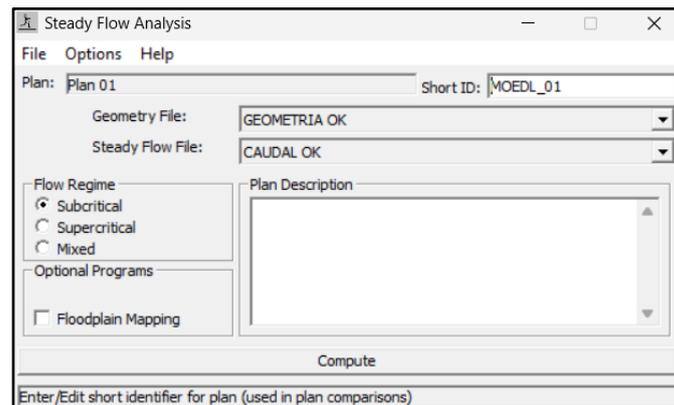
	River Station	Left Sta	Left Elev	Right Sta	Right Elev
1	360			318.15	3801.15
2	345			315.95	3800.55
3	330			311.55	3800.81
4	315			309.35	3800.21
5	300			308.03	3800.21
6	285			308.03	3799.96
7	270			308.47	3800.04
8	255			308.47	3800.72
9	240			308.47	3799.62
10	225			306.71	3799.87
11	210			304.95	3799.53
12	195			302.75	3799.45
13	180			297.03	3799.45
14	165			302.31	3799.87
15	150			300.55	3799.45
16	135			298.79	3799.87
17	120			296.59	3799.79
18	105			294.83	3799.02
19	90			296.59	3800.04
20	75			298.79	3799.7
21	60			303.19	3800.04
22	45			309.79	3799.7
23	30			319.91	3799.96
24	15			333.11	3799.62

Nota: Se muestra en la figura el ingreso de posibles alturas para solución de desbordes en REC-RAS

Finalmente se ingresó el tipo de régimen suscritico y se ha procesado.

Figura 62

Simulación de inundación en HEC-RAS



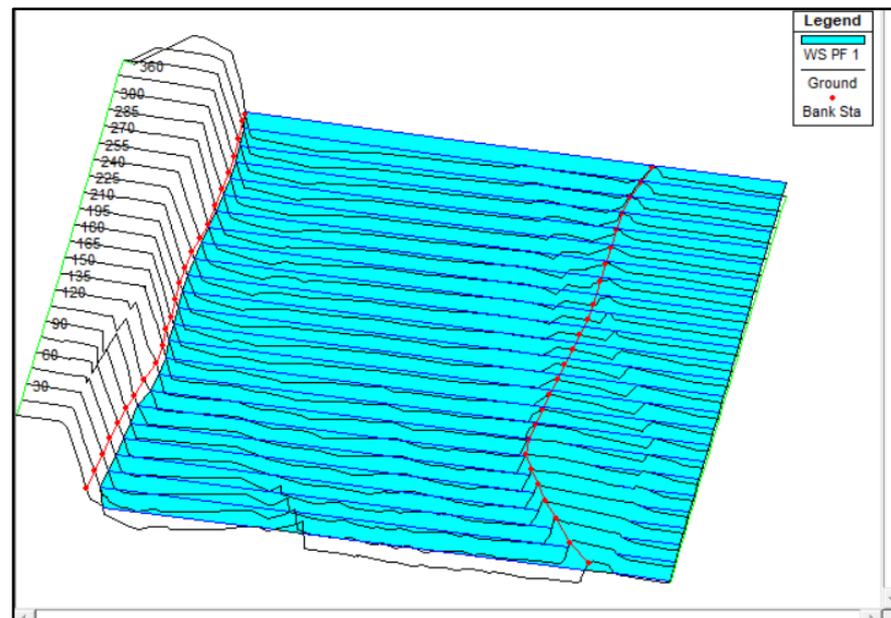
Nota: Análisis de máxima avenida con flujo subcritico

4.5.5.2. Análisis de datos obtenidos

En el caso de una avenida máxima proyectada ($Q = 2225.3 \text{ m}^3/\text{s}$), el río se desbordaría, como se muestra en la Figura 63.

Figura 63

Resultados de inundación en HEC-RAS



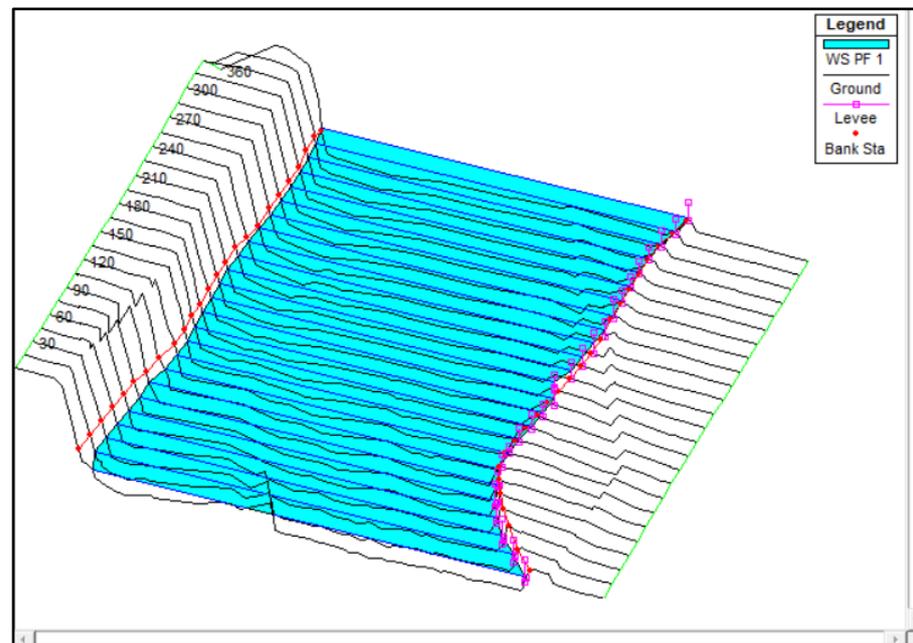
Nota: Simulación de inundación en el tramo de estudio (río Ramis) con un caudal de 2225.3 m³/s para un periodo de retorno de T=50años

Como se observa en la Figura 63 existe desborde del río en el margen derecho, mas no en el margen izquierdo; lo que concuerda con la topografía vista en campo.

En el segundo caso, se proyectan los diques, representados por los LEVEES, y se observa su comportamiento frente a la avenida máxima ($Q = 2225.3 \text{ m}^3/\text{s}$), manteniendo un ancho estable de 250 m, como se muestra en la Figura 64.

Figura 64

Resultados de simulación del río con riverbanks



Nota: Simulación del río en el tramo de estudio (río Ramis) con un caudal de 2225.3 m³/s para un periodo de retorno de T=50 años con riverbanks (diques)

4.6. DISEÑO DE DIQUES

4.6.1. Predimensionamiento de soluciones de defensas ribereñas

Se llevó a cabo el pre-dimensionamiento del proyecto siguiendo estas directrices:

La longitud de protección del dique en la margen derecha, será de 442m.

En la margen izquierda, no habrá protección debido a que no existe desborde del río.

Las dimensiones de las secciones serán parecidas, tanto en la solución con gaviones como en la de geoestructuras. Esto permitirá realizar un análisis económico que se ajuste mejor a la realidad.



4.6.1.1. Altura del dique

Habiéndose calculado el tirante máximo $y_c = 5.00$ mts, se le añadió la altura de borde libre la cual se calculó en la Tabla 15.

Tabla 15

Borde libre

Progresiva	Caudal (m ³ /seg)	Tirante Máximo y_c (m)	Vel. Total (m/s)	φ	Borde Libre (BL) (m)
360	2225.30	4.52	2.64	1.70	0.60
345	2225.30	4.50	2.75	1.70	0.66
330	2225.30	4.46	2.89	1.70	0.72
315	2225.30	4.42	3.00	1.70	0.78
300	2225.30	4.39	3.09	1.70	0.83
285	2225.30	4.37	3.15	1.70	0.86
270	2225.30	4.37	3.13	1.70	0.85
255	2225.30	4.36	3.14	1.70	0.85
240	2225.30	4.32	3.11	1.70	0.84
225	2225.30	4.26	3.08	1.70	0.82
210	2225.30	4.21	3.06	1.70	0.81
195	2225.30	4.15	3.07	1.70	0.82
180	2225.30	4.12	3.07	1.70	0.82
165	2225.30	4.10	3.01	1.70	0.79
150	2225.30	4.05	3.03	1.70	0.80
135	2225.30	4.00	3.10	1.70	0.83
120	2225.30	3.96	3.12	1.70	0.84
105	2225.30	3.90	3.16	1.70	0.87
90	2225.30	3.87	3.17	1.70	0.87
75	2225.30	3.82	3.19	1.70	0.88
60	2225.30	3.79	3.15	1.70	0.86
45	2225.30	3.79	3.00	1.70	0.78
30	2225.30	3.80	2.87	1.70	0.71
15	2225.30	3.85	2.83	1.70	0.69
0	2225.30	3.67	2.89	1.70	0.72

Nota: Calculo del borde libre del dique para ambas soluciones de defensa ribereña

El borde libre esta entre los valores de 0.60 a 0.88, para fines prácticos se tomó el valor de 1.00 mts.



De esta forma se calculó la altura de dique que no será mínima a $H=y_c+B_L= 6.00$ mts para ambas propuestas de solución.

4.6.1.2. Predimensionamiento de Defensa Ribereña con Gaviones

- **Ancho mínimo de la base**

El ancho se calcula utilizando la expresión correspondiente. Primero se determina el valor de H, y luego se obtiene el ancho mediante la siguiente ecuación:

$$B \geq \frac{H}{2} \quad (43)$$

Dónde:

H: Altura del dique

B: Ancho mínimo de la base

De esta manera se obtuvo que el ancho mínimo de la base del dique será $B \geq 3.00$ mts

- **Longitud del colchón antisocavante**

El valor de L se basa en la profundidad de socavación y las dimensiones comerciales de los gaviones tipo colchón. Para calcularlo, se utilizará la siguiente expresión.

$$L \geq 1.5 a 2e \quad (43)$$

Donde e: profundidad de socavación

Entonces la longitud del colchón antisocavante estará entre los valores de 4.5 a 6mts. Para el diseño se tomará 5 mts como valor de longitud de colchón antisocavamiento

- **Espesor de colchón antisocavamiento**

Para el cálculo del espesor del colchón antisocavamiento se utilizara la velocidad máxima igual a 3.19 m/s y la Tabla 16.

Tabla 16

Espesor del colchón reno

Tipo	Espesor [m]	Piedras de relleno		Velocidad crítica [m/s]	Velocidad límite [m/s]
		Dimensiones [mm]	d50 [m]		
Colchón Reno	0.17	70 a 100	0.085	3.5	4.2
		70 a 150	0.11	3.8	4.5
	0.23	70 a 100	0.085	3.7	4.5
		70 a 150	0.11	4.1	4.9
	0.3	70 a 120	0.1	4	4.7
		100 a 150	0.125	4.3	5
Gavión caja	0.5	100 a 200	0.15	4.9	5.8
		120 a 250	0.19	5.5	6.4

Nota: Calculo de espesor de colchón anti socavamiento de acuerdo a la velocidad crítica, obtenido de Revestimiento de canales y cursos de agua, por Manual Técnico de Maccaferri, 2000.

Por lo tanto, el espesor del colchón anti socavamiento es: $S = 0.17$ mts.

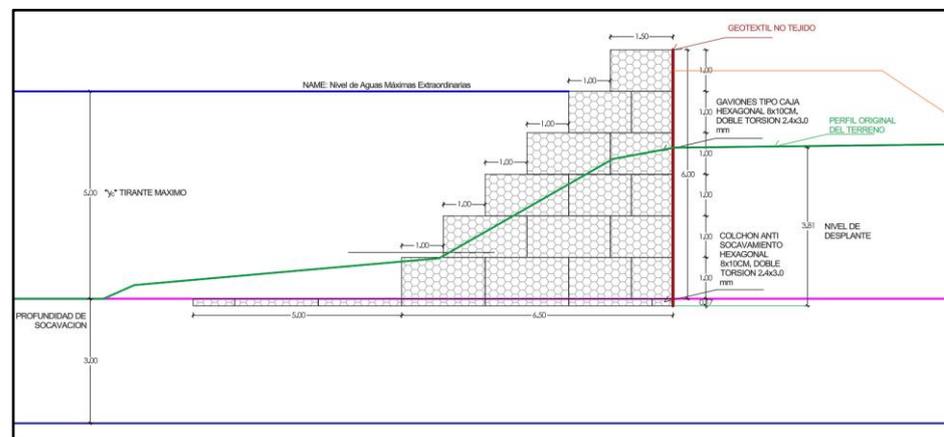
a) Alternativa 01 con Gaviones

En la Figura 65 se aprecia la estructura de protección con gaviones que está diseñada con seis niveles de gaviones tipo caja, cada uno de un metro de altura, alcanzando una altura total de seis metros. Esta configuración garantizará la protección de los taludes a lo largo de la ribera del río.

Para evitar que la base de la estructura se erosione, se colocará un colchón reno de 17 centímetros de espesor bajo los gaviones. Este colchón, gracias a su flexibilidad, podrá ajustarse a los asentamientos diferenciales y adaptarse de manera efectiva al terreno existente. Así mismo se tendrá una longitud de 5 mts del colchón reno delante de la estructura dedicado a preveer el problema de la socavación.

Figura 65

Sección Transversal con Gaviones – Alternativa 01



Nota: Pre dimensionamiento de Sección Transversal Típica de la Defensa Ribereña con Gaviones - Alternativa 01

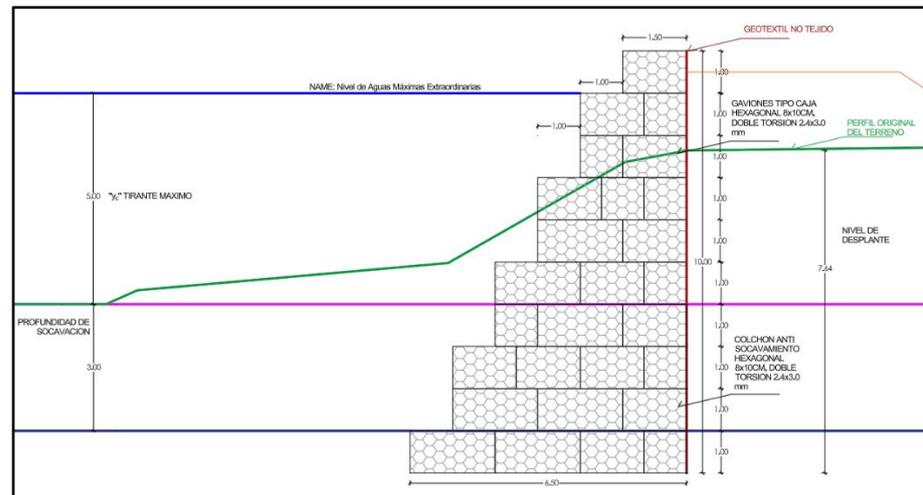
b) Alternativa 02 con Gaviones

En la Figura 66 se muestra una estructura de protección con gaviones diseñada con una configuración alternativa de diez niveles de gaviones tipo caja, cada uno de un metro de altura, alcanzando una altura total de diez metros. Esta alternativa se implementa sin el uso de un colchón antisocavamiento, ya que el desplante de la estructura se encuentra por debajo del nivel de socavación máximo calculado, eliminando la necesidad de protección adicional contra la socavación en la

base. Esta configuración asegura la estabilidad de la estructura y garantiza una protección adecuada de los taludes a lo largo de la ribera del río.

Figura 66

Sección Transversal con Gaviones – Alternativa 02



Nota: Pre dimensionamiento de Sección Transversal Típica de la Defensa Ribereña con Gaviones – Alternativa 02

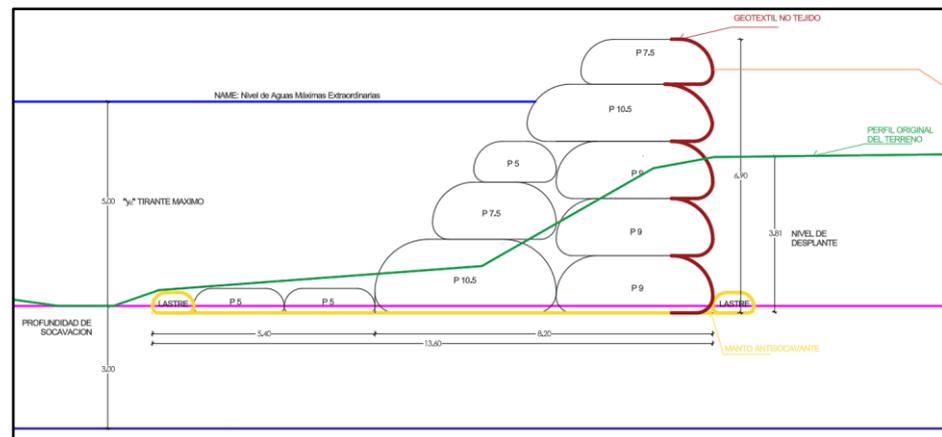
4.6.1.3. Predimensionamiento de Defensa Ribereña con Geoestructuras

a) Alternativa 03 con Geoestructuras

Para proteger las riberas con geoestructuras, se propone una sección constante, como se detalla en Figura 67.

Figura 67

Sección Transversal con Geoestructuras – Alternativa 03



Nota: Pre dimensionamiento de Sección Transversal Típica de la Defensa Ribereña con Geoestructuras – alternativa 03.

La defensa con geoestructuras se compone de cinco estratos de geotubos de variados tamaños, logrando una altura total de 6.90 metros. Esta estructura asegurará la estabilidad de los taludes a lo largo de la ribera del río.

Para prevenir la erosión de la base de la estructura, se instalará un manto antisocavación que respaldará las geoestructuras. Al igual que el colchón reno, este manto flexible permitirá asentamientos diferenciales y se adaptará perfectamente al terreno existente.

b) Alternativa 04 con Geoestructuras

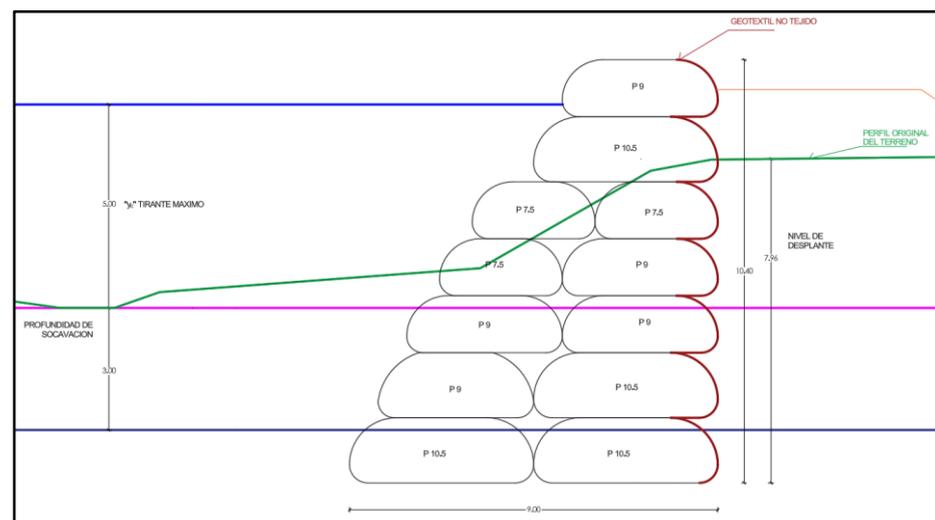
En la Figura 68 se presenta la configuración de la alternativa 04 para la protección de riberas con geoestructuras. Esta alternativa cuenta con siete niveles de geotubos, cada uno diseñado para alcanzar una altura total de 10.40 metros. La base de esta estructura se extiende a lo largo de

nueve metros, lo que brinda una mayor estabilidad y soporte en la ribera del río.

Dado que el nivel de desplante de esta estructura se sitúa por debajo del nivel de socavación máximo calculado, no es necesario implementar un manto antisocavación, a diferencia de la alternativa 03. Esta configuración asegura la estabilidad de los taludes y permite una adaptación eficiente al terreno sin requerir protección adicional contra la erosión en la base.

Figura 68

Sección Transversal con Geoestructuras – Alternativa 04



Nota: Pre dimensionamiento de Sección Transversal Típica de la Defensa Ribereña con Geoestructuras – alternativa 04.

4.6.2. Análisis de estabilidad de los diques de protección

4.6.2.1. Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Gaviones

El análisis realizado para esta situación incluye la protección de los taludes de la ribera del río, en el área de estudio, mediante un sistema de

gaviones. Para ello, se ha tenido en cuenta el predimensionamiento de la sección descrita en el apartado 4.6.1.2.

Se ha llevado a cabo el análisis de estabilidad para las alternativas 01 y 02. Los cálculos detallados de estabilidad se encuentran en el Anexo 9. Los resultados obtenidos de este análisis se presentan en la Tabla 17, proporcionando una comparación clara de la estabilidad de cada alternativa.

Tabla 17

Resumen de estabilidad para Defensas ribereñas con Gaviones

SOLUCION	ESTABILIDAD	COND.
ALTERNATIVA 01	Volteo : 7.44	OK
	Deslizamiento : 1.67	OK
ALTERNATIVA 02	Volteo : 2.97	OK
	Deslizamiento : 1.94	OK

Nota: Estabilidad al volteo y deslizamiento halladas para sistema de gaviones

4.6.2.2. Análisis de Estabilidad del Talud con Sistema de Geoestructuras

El análisis realizado para este caso contempla la protección de los taludes de la ribera del río, en el área de estudio, utilizando un sistema de geotubos. Para esto, se ha considerado el predimensionamiento de la sección especificada en el apartado 4.6.1.3.

El análisis de estabilidad de las alternativas 03 y 04 ha sido realizado. Los cálculos completos de estabilidad se incluyen en el Anexo 9. A continuación, en la Tabla 18 se presentan los resultados de este análisis.

Tabla 18

Resumen de estabilidad para Defensas ribereñas con Geoestructuras

SOLUCION	ESTABILIDAD	COND.
ALTERNATIVA 03	Volteo : 8.57	OK
	Deslizamiento : 1.78	OK
ALTERNATIVA 04	Volteo : 4.79	OK
	Deslizamiento : 2.18	OK

Nota: Estabilidad al volteo y deslizamiento halladas para sistema de geoestructuras

4.7. ANÁLISIS ECONÓMICO DE DEFENSAS RIBEREÑAS

De acuerdo a nuestros objetivos deberemos elegir una solución que demuestre ser económica. Por lo tanto, explorar diferentes opciones para solucionar los problemas expuestos en esta tesis nos facilitará la toma de la decisión más acertada. A continuación, se expondrá un estudio económico de las dos alternativas para la protección de la ribera en el río Ramis.

Para elaborar el presupuesto base de cada una de estas alternativas, se han establecido las siguientes premisas:

- Las secciones y longitudes de cada una de las soluciones sugeridas se usarán como puntos de referencia, las cuales se han establecido en el apartado 4.6, en relación con el predimensionamiento de posibles sistemas de defensa ribereña.
- Únicamente se realizará una evaluación de los diques de defensa ribereña en el margen derecho del río Ramis.
- Los componentes de obras provisionales, obras preliminares y movimiento de tierras tienen la misma estructura y análisis económico para ambas soluciones (gaviones o geoestructuras).
- Se utilizó los precios cotizados, con fecha base en junio de 2024.



- Los cálculos de las partidas más relevantes se respaldarán con planillas detalladas, basadas en el primer supuesto mencionado.
- Los montos parciales de cada partida serán el resultado de multiplicar las cantidades calculadas por los precios unitarios correspondientes.
- La evaluación comparativa de las dos soluciones se llevará a cabo en términos de costo directo.

Este enfoque nos permitirá evaluar de manera precisa y objetiva las opciones disponibles, considerando los aspectos económicos, para tomar la decisión más beneficiosa y sostenible para la defensa ribereña en la zona de la comunidad de Licas.

4.7.1. Análisis Económico del Sistema de Defensa Ribereña con Gaviones

4.7.1.1. Metrados de defensa ribereña con Muro de Gaviones

Para proceder a calcular el costo de la protección ribereña con Gaviones, se deberá calcular primero el metrado en base al predimensionamiento realizado en el apartado 4.6

La planilla de metrados para las soluciones 01 y 02 se detallada en el Anexo 5, Tabla 5 – 5, Tabla 5 – 6, Tabla 5 – 9, Tabla 5 – 10.

4.7.1.2. Presupuesto de defensa ribereña con Muro de Gaviones

El costo de implementar el sistema de gaviones como defensa ribereña en el río Ramis se presenta como la suma de los costos parciales de cada una de las actividades incluidas en esta solución. Cada uno de estos costos parciales se calcula multiplicando las cantidades de obra necesarias por los precios unitarios.



En cuanto al análisis de costos directos, se han evaluado las alternativas de protección con gaviones. La Alternativa 01, que emplea gaviones, tiene un costo directo total de S/. 3,551,984.52, mientras que la Alternativa 02, también basada en gaviones, presenta un costo directo total de S/. 5,295,578.79. Las tablas detalladas de los presupuestos correspondientes a cada alternativa se encuentran en el Anexo 5, Tabla 5 – 1, Tabla 5 - 2, donde se desglosan los costos de materiales, mano de obra y otros recursos necesarios para cada opción.

4.7.2. Análisis Económico del Sistema de Defensa Ribereña con Geoestructuras

4.7.2.1. Metrados de defensa ribereña con Geoestructuras

Para realizar el cálculo del costo de la protección de la ribera mediante Geoestructuras, se deberá calcular primero el metrado en base al predimensionamiento realizado en el apartado 4.6

La planilla de metrados de las alternativas 03 y 04 se detallada en el Anexo 5, Tabla 5 – 7, Tabla 5 – 8, Tabla 5 – 11, Tabla 5 – 12.

4.7.2.2. Presupuesto de defensa ribereña con Geoestructuras

La inversión para poner en marcha el sistema de geoestructuras como protección ribereña en el río Ramis se muestra como la suma de los costos parciales de cada una de las acciones contempladas en esta solución. Cada uno de estos costos parciales se calcula multiplicando las cantidades de obra necesarias por los precios unitarios.



En el análisis de costos directos, también se han evaluado las alternativas de protección con geoestructuras. La Alternativa 03, que utiliza geoestructuras, presenta un costo directo total de S/. 2,410,207.38, mientras que la Alternativa 04, también basada en geoestructuras, tiene un costo directo total de S/. 3,139,258.36. Los presupuestos detallados de estas alternativas, que incluyen los costos de materiales, mano de obra y otros recursos específicos, están documentados en el Anexo 5, Tabla 5 – 3, Tabla 5 – 4. Este anexo proporciona una visión completa de los costos directos asociados a cada opción de protección ribereña con geoestructuras.

4.8. EVALUACIÓN IMPACTO AMBIENTAL

4.8.1. Evaluación Impacto Ambiental de Defensa Ribereña con Gaviones

Se llevó a cabo la identificación de los impactos ambientales analizando cuidadosamente las actividades clave del proyecto que podrían afectar el entorno.

Tabla 19

Identificación de impactos - Gaviones

Actividades	Impactos
Trabajos provisionales	Ruido
	Emisión de polvo
	Emisión de CO2
Trabajos preliminares	Alteración del paisaje
	Emisión de polvo
Movimiento de tierras	Ruido
	Residuo Solido
	Alteración del paisaje
	Emisión de polvo
	Emisión de CO2
	Efluentes de agua residual
Alteración del curso del agua	

Actividades	Impactos
Transporte de materiales y agregados	Ruido
	Residuo Solido
	Alteración del paisaje
	Emisión de polvo
Obras estructurales	Emisión de CO2
	Residuo Solido
	Alteración del paisaje
	Alteración del curso del agua

Nota: Identificación de impactos para defensas ribereñas con gaviones

De acuerdo a la Tabla 19, se pueden identificar los siguientes factores ambientales.

Figura 69

Factores ambientales – Gaviones

Factores ambientales afectados	
Aire	Alteración de calidad de aire Alteración de la calidad del ruido
Agua	Calidad de agua superficial
Suelo	Contaminación por residuos solidos Contaminación por residuos tóxicos
Flora	Cobertura vegetal
Fauna	Especies aéreas Especies terrestres
Paisaje	Calidad
Población	Generación de empleo

Nota: Factores ambientales identificados

En el Anexo 6, Tabla 6 - 1 se llevó a cabo una evaluación de los impactos utilizando la matriz de Leopold para defensas ribereñas con muros de gaviones. En este análisis, se identificaron los factores ambientales más importantes que se ven afectados por las diferentes etapas de la construcción y sus respectivas actividades.

Los resultados muestran que el aire es el elemento más perjudicado, con un impacto negativo de 128 puntos. Le siguen la fauna, el suelo, el paisaje, y la

flora, con impactos negativos de 16, 16, 13 y 6 puntos, respectivamente. Estos datos subrayan la vulnerabilidad de estos elementos y sus factores ante la ejecución del proyecto. Por otro lado, el elemento más beneficiado es la generación de empleo, que presenta un impacto positivo de 96 puntos.

4.8.2. Evaluación Impacto Ambiental de Defensa Ribereña con Geoestructuras

Se realizó un análisis detallado de las actividades principales del proyecto para identificar cómo podrían impactar en el medio ambiente.

Tabla 20

Identificación de impactos - Geoestructuras

Actividades	Impactos
Trabajos provisionales	Ruido Emisión de polvo Emisión de CO2
Trabajos preliminares	Alteración del paisaje Emisión de polvo
Movimiento de tierras	Ruido Residuo Solido Alteración del paisaje Emisión de polvo Emisión de CO2 Efluentes de agua residual Alteración del curso del agua
Transporte de materiales y agregados	Ruido Residuo Solido Alteración del paisaje Emisión de polvo Emisión de CO2
Obras estructurales	Ruido Residuo Solido Alteración del paisaje Alteración del curso del agua Emisión de CO2

Nota: Identificación de impactos para defensas ribereñas con geoestructuras

De acuerdo a la Tabla 20, se pueden identificar los siguientes factores ambientales.

Figura 70

Factores ambientales – Geoestructuras

Factores ambientales afectados	
Aire	Alteración de calidad de aire Alteración de la calidad del ruido
Agua	Calidad de agua superficial
Suelo	Contaminación por residuos sólidos Contaminación por residuos tóxicos
Flora	Cobertura vegetal
Fauna	Especies aéreas Especies terrestres
Paisaje	Calidad
Población	Generación de empleo

Nota: Factores ambientales identificados

En el Anexo 6, Tabla 6 – 2 se llevó a cabo una evaluación de los impactos utilizando la matriz de Leopold para defensas ribereñas con geoestructuras. En este análisis, se identificaron los factores ambientales más importantes que se ven afectados por las diferentes etapas de la construcción y sus respectivas actividades.

Los resultados muestran que el aire es el elemento más perjudicado, con un impacto negativo de 104 puntos. Le siguen la fauna, el paisaje, el suelo y la flora, con impactos negativos de 14, 10, 10 y 4 puntos, respectivamente. Estos datos subrayan la vulnerabilidad de estos elementos y sus factores ante la ejecución del proyecto. Por otro lado, el elemento más beneficiado es la generación de empleo, que presenta un impacto positivo de 94 puntos.



4.9. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

La hipótesis general enuncia: *Las defensas ribereñas con geoestructuras presentan un mejor desempeño técnico-económico en comparación con las defensas ribereñas con gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.* Se ha conseguido prueba de que esta hipótesis es válida para esta muestra y sus circunstancias específicas. Dado que se trata de una única muestra, no resulta lógico realizar una prueba de hipótesis estadísticas como la correlación de Pearson o la prueba "t"; no obstante, basándose en los resultados logrados, se deduce que, para la muestra específica estudiada, las geoestructuras representan una opción más ventajosa que los gaviones en cuanto a desempeño técnico-económico. Se acepta, por lo tanto, esta hipótesis general.

La hipótesis específica H3.1 enuncia: *La defensa ribereña con geoestructuras será técnicamente más adecuada que las defensas ribereñas con gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.* Los factores de seguridad obtenidos respaldan esta hipótesis, mostrando que las geoestructuras alcanzan mayores niveles de estabilidad, con valores de 8.57 y 4.79 al volteo, y 1.78 y 2.18 al deslizamiento, frente a los valores obtenidos con los gaviones. Dado que se trata de una única muestra, no resulta lógico realizar un análisis de hipótesis estadísticas como la correlación de Pearson o la prueba "t"; no obstante, basándose en los resultados logrados, se deduce que, para la muestra específica estudiada, las geoestructuras exhiben una estabilidad técnica superior a la de los gaviones, permitiendo aceptar esta hipótesis de investigación planteada.



La hipótesis específica H3.2 enuncia: *La defensa ribereña con geoestructuras será más económica que las defensas ribereñas con gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.* El análisis de costos revela que las alternativas con geoestructuras son más económicas. El análisis de costos muestra que las alternativas con geoestructuras ofrecen una reducción de costos del 32.13% y 40.38% en comparación con los gaviones. Dado que se trata de una única muestra, no resulta lógico emplear una prueba de hipótesis estadística como la correlación de Pearson o la prueba "t"; no obstante, basándose en los resultados obtenidos, se deduce que, para la muestra específica estudiada, las geoestructuras muestran un costo directo inferior al de los gaviones. Consecuentemente, se acepta esta hipótesis de investigación planteada.

La hipótesis específica H3.3 enuncia: *La defensa ribereña con geoestructuras tendrá un impacto ambiental menor que las defensas ribereñas con gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.* La matriz de Leopold muestra que las geoestructuras generan un menor impacto ambiental al utilizar materiales locales, reduciendo las emisiones de CO₂ en comparación con los gaviones. Dado que se utiliza una única muestra, no es lógico utilizar una prueba de hipótesis estadística como la correlación de Pearson o la prueba "t"; no obstante, basándose en los resultados logrados, se deduce que, para la muestra específica estudiada, las geoestructuras producen un impacto ambiental más reducido, permitiendo aceptar esta hipótesis de investigación planteada.

4.10. DISCUSIÓN

Se realizó la discusión de los resultados obtenidos en esta investigación, comenzando con una comparación de los hallazgos con los antecedentes del capítulo II, siguiendo cada objetivo planteado en el estudio.



OE1: Identificar los valores de los parámetros geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos para el diseño de una defensa ribereña en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.

En cuanto a los parámetros hidrológicos y geotécnicos de la cuenca del río Ramis, los resultados de esta investigación muestran un área de 14,358.31 km² y un perímetro de 1,172.92 km. Estos valores son consistentes con lo reportado por Zapana Arpasi (2019), quien encontró un área total de 14,569.05 km² y un perímetro de 1,392.58 km. Las ligeras diferencias pueden atribuirse a variaciones en los puntos de estudio. La pendiente media del cauce obtenida (0.27%) también está en línea con estudios previos, como el de Quispe Torres & Sullca Otazu (2015), quien reporta una pendiente de 0.17% para la cuenca del río Ramis, lo cual es razonable dado que la pendiente puede variar según el tramo específico considerado y los métodos de medición.

En relación con los caudales de diseño, los valores obtenidos en esta investigación mediante el modelo HEC-HMS para un periodo de retorno de 50 años indican un caudal máximo de 2225.3 m³/s. Este caudal es coherente con los hallazgos de Quispe Torres & Sullca Otazu (2015), quienes, empleando el método de Gumbel, obtuvieron caudales de 1633.52 m³/s y 1689.37 m³/s para periodos de retorno de 50 y 100 años, respectivamente. La diferencia puede explicarse por la variabilidad en los métodos de cálculo hidrológico o en el enfoque de modelación utilizado, ya que el HEC-HMS permite una simulación detallada y ajustada a condiciones locales específicas, lo que podría justificar el aumento en los valores de caudal obtenidos.

OE2: Realizar el diseño hidráulico y estructural de las defensas ribereñas con geoestructuras y gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.



El análisis estructural y de factores de seguridad confirma la estabilidad de las defensas ribereñas tanto con gaviones como con geoestructuras. En el caso de los gaviones, la Alternativa 01 alcanza un factor de seguridad al volteo de 7.44 y de 1.67 al deslizamiento, mientras que la Alternativa 02 presenta valores de 2.97 para el volteo y 1.94 para el deslizamiento, todos dentro de los niveles requeridos de estabilidad. Para las geoestructuras, la Alternativa 03 muestra un factor de seguridad de 8.57 al volteo y de 1.78 al deslizamiento, en tanto que la Alternativa 04 alcanza 4.79 y 2.18, respectivamente. Estos factores de seguridad son comparables a los reportados en la tesis de Urteaga Huamán (2019), quien obtuvo un factor de seguridad al deslizamiento de 2.448 para las geoestructuras en un proyecto de defensa ribereña similar en el puente Tahuamanu. Las diferencias observadas en los factores de seguridad pueden deberse a variaciones en la carga y los parámetros geotécnicos locales, como el tipo de suelo y las condiciones específicas del río Ramis, las cuales influyen en la estabilidad estructural y justifican la preferencia de un sistema sobre otro en términos de estabilidad.

OE3: Determinar la mejor alternativa respecto a cualidades técnicas, bajo costo y nivel de contaminación entre defensas ribereñas con geoestructuras y gaviones en el río Ramis de la comunidad de Licas, Achaya, Azángaro, Puno - 2024.

Desde la perspectiva económica, se ha encontrado que las soluciones con geoestructuras son significativamente más económicas en comparación con las de gaviones. Para las opciones de gaviones, la Alternativa 01 tiene un costo directo de S/. 3,551,984.52, mientras que la Alternativa 02 asciende a S/. 5,295,578.79. En contraste, las alternativas con geoestructuras muestran costos más bajos, con S/. 2,410,207.38 para la Alternativa 03 y S/. 3,139,258.36 para la Alternativa 04. Esto implica una reducción de costos de 32.13% para la Alternativa 01 y de 40.38% para la Alternativa 02, lo cual resalta la ventaja económica de las geoestructuras frente a los gaviones en términos de



costos directos. Estos resultados están en línea con el estudio de Urteaga Huamán (2019), donde se identificó un ahorro del 13.7% a favor de las geoestructuras frente a los gaviones. Asimismo, en el estudio de Garavito Calle (2016), se reporta una reducción de hasta el 70% en los costos al optar por geoestructuras en lugar de sistemas de gaviones, lo que confirma la viabilidad económica de las geoestructuras en diversos contextos y refuerza su atractivo como alternativa de bajo costo en este caso de estudio.

En cuanto al impacto ambiental, la matriz de Leopold aplicada en esta investigación muestra que el sistema de gaviones genera un impacto negativo mayor en comparación con las geoestructuras, especialmente en las emisiones de CO₂ relacionadas con el transporte y la extracción de materiales. Este hallazgo es respaldado por los estudios de Chavez Ocaña (2022) y Garavito Calle (2016), quienes también observaron un menor impacto ambiental en el uso de geoestructuras debido a la reducción en el transporte de materiales. En el presente estudio, el uso de material de relleno local en las geoestructuras disminuye las emisiones de CO₂, lo cual es consistente con los resultados previos que recomiendan las geoestructuras como una alternativa más sostenible en términos de contaminación y uso de recursos locales.



V. CONCLUSIONES

- Los parámetros obtenidos para el diseño de la defensa ribereña en el río Ramis de la comunidad de Licas revelan las condiciones geotécnicas, hidrológicas e hidráulicas esenciales para su implementación. Geotécnicamente, el suelo de cimentación corresponde a un material de tipo SP (arena mal gradada) con un ángulo de fricción promedio de 32° y una capacidad admisible de 1.1 kg/cm^2 . Hidrológicamente, la cuenca cuenta con un área de $14,358.31 \text{ km}^2$, un perímetro de $1,172.92 \text{ km}$, y la longitud más extensa del río mide 295.03 km , con una pendiente media del cauce de 0.27% . Los cálculos hidrológicos, realizados con HEC-HMS para un periodo de retorno de 50 años, arrojaron un caudal máximo de diseño de $2225.3 \text{ m}^3/\text{s}$. En términos hidráulicos, el tirante máximo calculado con HEC-RAS es de 4.52 m , mientras que la socavación máxima esperada es de 2.95 m .
- En el diseño de defensas ribereñas para el río Ramis en la comunidad de Licas, se evaluaron cuatro alternativas: la Alternativa 01 con gaviones, que obtuvo factores de seguridad de 7.44 al volteo y 1.67 al deslizamiento; la Alternativa 02 también con gaviones, con factores de 2.97 al volteo y 1.94 al deslizamiento; la Alternativa 03 con geoestructuras, que logró factores de 8.57 al volteo y 1.78 al deslizamiento; y la Alternativa 04 con geoestructuras, que alcanzó factores de 4.79 al volteo y 2.18 al deslizamiento. Estos resultados muestran que las defensas con geoestructuras, además de cumplir con los requisitos de estabilidad, presentan una mayor resistencia al volteo y al deslizamiento en comparación con las alternativas de gaviones, destacándose como las opciones más estables entre las evaluadas.
- Se determinó que, en términos técnicos, las defensas ribereñas con geoestructuras (Alternativas 03 y 04) son más estables que las defensas con gaviones (Alternativas



01 y 02). Además, las alternativas con geoestructuras resultan más económicas, con una reducción de costos de 32.13% frente a la Alternativa 01 y de 40.38% frente a la Alternativa 02, con costos directos de S/. 2,410,207.38 y S/. 3,139,258.36, respectivamente, frente a los S/. 3,551,984.52 y S/. 5,295,578.79 de los gaviones. Respecto al impacto ambiental, la matriz de Leopold muestra que el sistema de gaviones genera un mayor impacto negativo, especialmente por las emisiones de CO₂ asociadas al transporte y explotación de rocas, mientras que las geoestructuras minimizan este efecto al utilizar material de la propia zona para el relleno, reduciendo significativamente la contaminación atmosférica.

- El análisis comparativo de las defensas ribereñas en el río Ramis, comunidad de Licas, muestra que las geoestructuras (Alternativas 03 y 04) son más estables estructuralmente que los gaviones (Alternativas 01 y 02) y presentan una clara ventaja económica, con un ahorro del 32.13% y 40.38% en costos directos frente a las alternativas de gaviones. Además, las geoestructuras ofrecen un menor impacto ambiental, al utilizar materiales locales que reducen las emisiones de CO₂ en comparación con el uso de roca en los gaviones. En general, las geoestructuras destacan como la opción más viable en términos de estabilidad, costo y sostenibilidad ambiental.



VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda a las entidades públicas optar por el uso de geoestructuras como medida de protección ribereña, debido a sus ventajas en sostenibilidad, menor impacto ambiental y mayor eficiencia en costos en comparación con los sistemas tradicionales. Las geoestructuras, además de ser adaptables, son especialmente eficaces en áreas con altas precipitaciones o donde el acceso a materiales de construcción tradicionales es limitado. Estas entidades deben establecer normativas y lineamientos específicos que faciliten y formalicen su uso, asegurando un enfoque estandarizado y efectivo en la protección de las riberas.
- Las universidades y centros de investigación hidrológica deberían priorizar el uso de datos estadísticos confiables provenientes de institutos gubernamentales o empresas privadas que garanticen su precisión. Esto fortalecerá la calidad de los estudios realizados, proporcionará resultados más alineados con las condiciones locales. Además, es fundamental que estas instituciones integren herramientas de modelación y análisis especializado, contribuyendo a la solidez y relevancia de sus investigaciones.
- Se recomienda a las entidades dedicadas a la ingeniería ambiental y sostenibilidad promover la investigación y adaptación de tecnologías en defensa ribereña que minimicen el impacto ambiental. El uso de materiales propios del sitio reduce significativamente las emisiones de CO₂ en comparación con la extracción y transporte de materiales externos.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Autoridad Nacional del Agua. (2016). *Diseño de Defensas Ribereñas*. Lima: Ministerio de Agricultura.
- Autoridad Nacional del Agua. (2019). *Estudio Hidrológico de la Unidad Hidrográfica del Río Ramis*. Lima.
- Bateman, A. (2007). *HIDROLOGIA BASICA Y APLICADA*. Grupo de Investigacion en Transporte de Sedimentos .
- Cárdenas Ospina, O. E. (2012). *ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN DE ORILLAS EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL RÍO CAUCA EN EL SECTOR CANDELARIA EN EL DISTRITO DE RIEGO ROLDANILLO – LA UNIÓN - TORO*. Cali, Colombia: Tesis de Pregrado, Universidad del Valle.
- Chavez Ocaña, L. H. (2022). *ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE PROTECCIÓN HÍDRICA PARA PREVENIR INUNDACIONES EN LA PARROQUIA EL LAUREL DEL CANTÓN DAULE*. Guayaquil: Tesis de maestria, Universidad de Guayaquil.
- Chereque Morán, W. (2000). *Hidrologia Para Estudiantes de Ingeniería Civil*. Lima: CONCYTEC.
- Chow, V. T. (1959). *Hidraulica de Canales Abiertos*. MCGRAW-HILL.
- CHOW, V. T., MAIDMENT, D., & MAYS, L. (1994). *Hidrologia Aplicada*. Santafé de Bogotá: MCGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Diaz B., P. (2001). *Tablas Estadísticas*.
- Espinosa, C., & Torres, O. (2016). *Tubos geotextil, características, conceptos, materiales y aspectos del análisis*. Bogota: Instituto de Investigación en Geosintéticos.
- Flores Apaza, O. O. (2016). *Propuesta y analisis de diseño de defensas rebereñas en el rio llave Zona rural C:P Santa Rosa de Huayllata - llave*. Puno: Universidad Nacional del Altiplano.



- Garavito Calle, J. A. (2016). *PLANEAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PUENTE TAHUAMANU UTILIZANDO GEOESTRUCTURAS - MADRE DE DIOS*. Lima: Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Geoandes. (s.f.). *Ingenieria Innovadora con Geosinteticos*. Obtenido de Tubos Geotextil: <https://geoandes.co/catalogo/tubos-geotextil/>
- Geomatrix. (2021). *Geotextile Tubes for Hydraulic Structures*.
- Gomez, F., & Cahuana, J. (2018). *Propuesta de diseño de defensas ribereñas en el rio locumba, anexo de Oconchay, zona rural del distrito Ilabaya, provincia de Jorge Basadre Grohmann - Tacna*. Tacna: Universidad Privada de Tacna. Obtenido de http://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/UPT/548/1/Gomez_Choque-Cahuana_Alave.pdf
- Huisa Humpiri, A. (2014). *Efectos de los embalses en el control de avenidas en la cuenca del río Ramis*. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa: Facultad de Ingeniería Civil.
- Huisa Humpiri, A. G. (2014). *Efectos de los embalses en el control de avenidas en la cuenca del Rio Ramis (Tesis de Pregrado)*. Universidad Nacional del Altiplano - Puno, Puno, Perú.
- INDECI. (22 de Febrero de 2024). *REPORTE COMPLEMENTARIO N.º 1781 - 22/2/2024 / COEN-INDECI*. Obtenido de INUNDACIÓN POR DESBORDE DE RÍO EN EL DISTRITO DE ACHAYA - PUNO: <https://portal.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2024/02/REPORTE-COMPLEMENTARIO-N.%C2%BA-1781-22FEB2024-INUNDACI%C3%93N-POR-DESBORDE-DE-R%C3%8DO-EN-EL-DISTRITO-DE-ACHAYA-PUNO-1.pdf>
- Jauregui, L. (s.f.). *Introducción a la topografía*. Obtenido de http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/iluis/publicaciones/Topograf%EDa/TEMA_1.pdf
- Lipa Cusi, R., & Aguilar Lago, G. (2023). *Determinación de zonas de inundación mediante el análisis de dinámica fluvial del río Ramis en un tramo de 5km aguas*



- arriba desde el puente Ramis en el distrito de Taraco*. Lima: Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Lujan , J. (2017). *Uso de gaviones para mejorar la defensa ribereña del Rio Huaycoloro, zona de Huachipa distrito de Lurigancho, Lima 2017*. Lima: Universidad Cesar Vallejo. Obtenido de https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/12598/Luj%C3%A1n_LJL.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- M. DAS, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Mexico, D. F.: Cengage Learning Editores, S.A.
- Manual Técnico de Maccaferri. (2000). *Revestimiento de canales y cursos de agua*.
- MINISTERIO DE AGRICULTURA. (Diciembre de 2003). *INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES*. Obtenido de ESTUDIO INTEGRAL DE LOS RECURSOS HIDRICOS DE LA CUENCA DEL RIO RAMIS: https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normatividad/files/fuentes_agua_superficial_ramis_0_0.pdf
- Ministerio de Agricultura y Riego. (2016). *REGLAMENTO PARA LA DELIMITACION Y MANTENIMIENTO DE FAJAS MARGINALES*. Obtenido de https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normatividad/files/r.j._332-2016-ana.pdf
- Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones [MTC]. (2018). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Lima. Obtenido de <https://spij.minjus.gob.pe/Graficos/Peru/2011/Octubre/10/RD-20-2011-MTC-14.pdf>
- Monsalve Sáenz, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería*. Mexico: ALFAOMEGA GRUPO EDITOR, S.A. de C.V.
- Natural Resources Conservation Service. (2012). *Streambank and Shoreline Protection Manual*. Chicago: U.S. Army Corps of Engineers.
- PAVCO S.A. (2009). *Manual de Diseño con Geosintéticos* (8ª ed. ed.). Bogotá, Colombia: Mexichem.



- Picanted, P. E., & Kreimer, E. D. (1986). *Apuntes de Hidráulica marítima y fluvial*. La Plata: Universidad Nacional de La Plata. Facultad de Ingenierías.
- Quispe Torres, J. A., & Sulca Otazu, R. F. (2015). *Aplicacion del modelo matematico HEC RAS para el calculo de perfil hidraulico del río Ramis*. Juliaca: Tesis de pregrado, Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez.
- Rocha Felices, A. (1998). *Introducción a la Hidraulica Fluvial*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rocha Felices, A. (2007). *Hidraulica de Tuberia y Canales*. Lima: Universidad Nacional de Ingenieria.
- Rubio Romero, J. P., do Nascimento Niculau, C. F., & Villegas Flores, N. (2022). *Manual de Prácticas de Laboratorio de Mecánica de Suelos I*. EDUNILA.
- Ruiz Córdova, J. W. (2019). *Aplicación del geotubo para reducir la socavación hídrica en el río Rímac tramo Puente Av. Morales Duarez - Puente Rímac, Lima 2019*. Lima: Universidad César Vallejo.
- Ruiz Córdova, J. W. (2019). *Aplicación del geotubo para reducir la socavación hídrica en el río Rímac, tramo Puente Av. Morales Duarez - Puente Rímac*. Lima: Tesis de licenciatura, Universidad César Vallejo.
- SENAMHI. (11 de Febrero de 2022). *Ministerio del Ambiente*. Obtenido de SITUACIÓN ACTUAL DEL RÍO RAMIS - ESTACIÓN PUENTE CARRETERA: <https://www.senamhi.gob.pe/?p=aviso-hidrologico-detalle&a=2022&b=0351&c=026&d=SENA>
- Terán Adriazola, R. (1998). *Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas* (Nº 1-1998 ed.).
- Ticona, R. (2018). *Estudio hidrológico para la prueba de construcción de una defensa ribereña ante amenazas de derrumbes por la crecida del río Patambuco en el sector de Puna Ayllu del distrito de Patambuco, provincia de Sandia - Puno*. Juliaca: Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez.



- Toapaxi, J., Galiano, L., Castro, M., Hidalgo, X., & Valencia, N. (2015). Análisis de la Socavación en Cauces Naturales. *Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos*, Vol. 35(No. 3).
- Urteaga Huamán, C. A. (2019). *Analisis comparativo de soluciones de defensa ribereña para el puente Tahuamanu - Madre de Dios: sistema de gaviones y geo estructuras*. Lima: Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Catolica del Peru.
- Vélez Otálvaro, M. V. (2000). *Hidrologia para Ingenieros*. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Villón Béjar, M. (2002). *Hidrología*. Cartago: Taller de Publicaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- WMO. (2009). *Integrated Flood Management: Concept Paper*. Geneva: World Meteorological Organization.
- Zapana Arpasi, J. A. (2019). *ESTIMACION DE CAUDALES MEDIANTE LA APLICACIÓN DE MODELOS HIDROLOGICOS SEMIDISTRIBUIDOS CON LA PLATAFORMA RS MINERVE EN LA CUENCA DEL RÍO RAMIS*. Puno: Tesis de Pregrado, Universidad Nacional del Altiplano.



ANEXOS

ANEXO 01: Mecánica de Suelos

ANEXO 2: Hidrología

ANEXO 3: Hidráulica fluvial

ANEXO 4: Registro topográfico

ANEXO 5: Costos y presupuestos

ANEXO 6: Evaluación impacto ambiental

ANEXO 7: Planos

ANEXO 8: Panel fotográfico

ANEXO 9: Diseños

ANEXO 10: Constancias y certificados



DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo JULBER HANCCO MAMANI
identificado con DNI 48494433 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERÍA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

" ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE DEFENSAS
RIBERÑAS CON GEOSTRUCTURAS Y GAVIONES EN EL RÍO RAMIS
DE LA COMUNIDAD LICAS, ACHAYA, AZÁNGARO, PUNO - 2024 "

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 21 de NOVIEMBRE del 2024

FIRMA (obligatoria)



Huella



AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo JULBER HANCCO MAMANI,
identificado con DNI 48494433 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado
INGENIERÍA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

" ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE DEFENSAS
RIBEREÑAS CON GEOSTRUCTURAS Y GAVIONES EN EL RÍO RAMIS DE LA
COMUNIDAD LICAS, ACHAYA, AZÁNGARO, PUNO - 2024 "

para la obtención de Grado, Título Profesional o Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los "Contenidos") que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 21 de NOVIEMBRE del 20 24

FIRMA (obligatoria)



Huella