

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO
ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE
SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN
EL RÍO SUPTTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE
SHAPAJILLA – 2021”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR: Pablo Garay, Josué Alex

ASESOR: Menacho Mallqui, Tomas Aquino

HUÁNUCO – PERÚ

2022

U

TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional ()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Gestión de riesgos y desastres

AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2020)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, Tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería civil

D

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título

Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 70259785

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 22975037

Grado/Título: Doctor en ciencias de la educación

Código ORCID: 0000-0001-5657-2604

DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Gomez Valles, Jhon Elio	Maestro en diseño y construcción de obras viales	45623860	0000-0001-6424-6032
2	Guarniz Flores, Joel Luis	Maestro en ingeniería, con mención en: gestión ambiental y desarrollo sostenible	46064394	0000-0003-1651-8683
3	Cardenas Vega, José Antonio	Maestro en ciencias económicas, mención: gestión publica	42878755	0000-0003-2365-566X

H

**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO(A) CIVIL**

En la ciudad de Tingo María, siendo las **10:30** horas del día **viernes 09 de setiembre de 2022**, mediante la plataforma Google Meet, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los **Jurados Calificadores** integrado por los docentes:


- | | |
|----------------------------------|------------|
| • MG. JHON ELIO GOMEZ VALLES | PRESIDENTE |
| • MG. JOEL LUIS GUARNIZ FLORES | SECRETARIO |
| • MG. JOSÉ ANTONIO CARDENAS VEGA | VOCAL |

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN N° 1760-2022-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: "SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTO DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021", presentado por el Bachiller. **Josue Alex PABLO GARAY**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas, procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo **APROBADO** por **UNANIMIDAD** con el calificativo cuantitativo de **14** y cualitativo de **SUFICIENTE** (Art. 47).

Siendo las 11:33 horas del día viernes 09 del mes de setiembre del año 2022, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.



Presidente



Secretario



Vocal

DEDICATORIA

A dios por darme fuerzas, sabiduría e inteligencia en todo momento de mi vida y más en estos tiempos donde necesitaba que ilumine mi camino para poder alcanzar mis metas.

A mi padre, le dedico este logro por ser el sostén emocional inspirándome a seguir y no darme por vencido hasta alcanzar las metas y sueños anhelados.

A mi madre, que desde el cielo me ilumina le agradezco infinitamente por los valores y enseñanzas que desde niño me fueron inculcados, lo que me permitió alcanzar este objetivo en mi vida personal.

A mis hermanos, les dedico este logro por sus consejos y sabias palabras que me impulsaban a culminar esta investigación.

AGRADECIMIENTO

A mi familia les agradezco infinitamente por ser el pilar de mi vida que, con su apoyo incondicional, consejos y valores me ayudaron a alcanzar este sueño anhelado.

A los docentes de la E.A.P de Ingeniería Civil por impartirme sus conocimientos y experiencias que ayudaron a desarrollarme en mi carrera profesional.

A mi asesor Dr. Tomas Aquino Menacho Mallqui le agradezco por su asesoramiento, guiándome con las técnicas y metodologías que me permitió desarrollar y culminar esta investigación.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURA	IX
ÍNDICE DE FOTOS	XI
RESUMEN	XII
ABSTRACT.....	XIII
INTRODUCCION	XIV
CAPÍTULO I:.....	15
1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	15
1.1. Descripción del problema	15
1.2. Formulación del problema	16
1.3. Objetivo general	16
1.4. Objetivos específicos.....	16
1.5. Justificación de la investigación	17
1.6. Limitaciones de la investigación	18
1.6.1. Limitación temporal y espacial.....	18
1.6.2. Limitación de información.....	18
1.6.3. Limitación de costos.....	18
1.7. Viabilidad de la investigación	19
CAPÍTULO II.....	20
2. MARCO TEÓRICO	20
2.1. Antecedentes de la investigación	20
2.1.1. Antecedentes internacionales.....	20
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	21
2.1.3. Antecedentes locales.....	23
2.2. Bases teóricas.....	24
2.2.1. Defensa ribereña	24

2.2.2.	Aspectos de diseño para el gavión y enrocado.....	31
2.2.3.	Análisis de estabilidad de muro.	42
2.2.4.	Análisis de resistencia a la erosión.	48
2.2.5.	Evaluación costo beneficio de proyectos.	49
2.3.	Definiciones conceptuales.....	50
2.4.	Hipótesis.....	52
2.5.	Variables	52
2.5.1.	Variable dependiente: Defensa ribereña.....	52
2.5.2.	Variable Independiente: Sistema de gaviones y de enrocado ...	52
2.6.	Operacionalización de variables.....	53
CAPÍTULO III.....		54
3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		54
3.1.	Tipo de investigación.....	54
3.1.1.	Enfoque	54
3.1.2.	Alcance o nivel.....	54
3.1.3.	Diseño.....	54
3.2.	Población y muestra	55
3.3.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	55
3.3.1.	Para la recolección de datos.....	55
3.3.2.	Para la presentación de datos:	57
3.3.3.	Para el análisis e interpretación de datos:	57
CAPÍTULO IV.....		59
4. RESULTADOS		59
4.1.	Estudios preliminares para el diseño de defensa ribereña con gaviones y enrocado.....	59
4.1.1.	Levantamiento topográfico.....	59
4.1.2.	Mecánica de suelos:	61
4.1.3.	Hidrología.	66

4.1.4. Hidráulica fluvial.....	77
4.2. Diseño de sistemas de defensa ribereña	83
4.2.1. Diseño de sistema de defensa ribereña con gaviones.....	84
4.2.2. Diseño de sistema de defensa ribereña con enrocado.	88
4.3. Análisis de estabilidad y resistencia a la erosión entre los sistemas de defensa ribereña de tipo gaviones y enrocado.	92
4.3.1. Análisis de estabilidad y resistencia a la erosión de muro de gaviones.	92
4.3.2. Análisis de estabilidad y resistencia a la erosión de muro de enrocado.....	102
4.4. Evaluación del costo beneficio entre los sistemas de defensa ribereña de tipo gaviones y enrocado.	112
4.4.1. Costo para el sistema de defensa ribereña con gaviones.	113
4.4.2. Costo para el sistema de defensa ribereña con enrocado.....	117
4.4.3. Beneficio de los sistemas de defensa ribereña (gaviones y enrocado):.....	120
4.4.4. Evaluación del costo beneficio:.....	120
CAPÍTULO V.....	122
5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	122
5.1. Presentación de la contrastación de los resultados del trabajo de investigación	122
5.2. Comparación de resultado de estabilidad y erosión entre los sistemas de defensa ribereña de gaviones y enrocado:	124
5.3. Comparación de resultado de costo beneficio entre los sistemas de defensa ribereña de gaviones y enrocado:	124
CONCLUSIONES	126
RECOMENDACIONES.....	127
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	128
ANEXOS.....	131

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores típicos pesos específicos de piedras.....	33
Tabla 2. Valores típicos de peso específicos de suelos.....	33
Tabla 3. Valores típicos de ángulo de fricción de suelos no cohesivos.....	34
Tabla 4. Valores de período de retorno según el riesgo admisible y vida útil	36
Tabla 5. Metodología para calcular el coeficiente de rugosidad Manning.....	40
Tabla 6. La operacionalización de las variables.....	53
Tabla 7. Información del levantamiento topográfico del área de estudio.	59
Tabla 8. Perfil estratigráfico del suelo.....	63
Tabla 9. Información de las propiedades físico mecánicas del suelo.....	64
Tabla 10. Información de las Propiedades físico-mecánicas del suelo.	65
Tabla 11. Información geomorfológica de la cuenca del río Supte.....	67
Tabla 12. Información de la red hidrográfica la cuenca del río Supte.	68
Tabla 13. Registro de precipitaciones máximas de 24 horas desde el año 1965 – 2015.....	70
Tabla 14. Registro representativo de precipitaciones máximas de 24 horas de diseño desde el año 1965 - 2015.....	71
Tabla 15. Información de parámetros estadísticos de precipitaciones máximas en 24 horas.....	72
Tabla 16. Cálculo de las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno por el método estadístico de Gumbel.	74
Tabla 17. Resultado del periodo de retorno de diseño.	74
Tabla 18. Resultado del Número de Curva de la cuenca del río Supte.	76
Tabla 19. Resultado del caudal de diseño calculado por el método racional modificado con un periodo de retorno de 150 años.	77
Tabla 20. Cálculo del coeficiente de Manning (n)	79
Tabla 21. Valores obtenidos del programa HEC-RAS V 5.0.7	80
Tabla 22. Predimensionamiento del muro con gaviones	87
Tabla 23. Predimensionamiento del muro con enrocado.....	91
Tabla 24. Característica de los materiales para el análisis de estabilidad del muro de gaviones.	93
Tabla 25. Cálculo de la presión activa para el muro de gavión.....	96

Tabla 26. Cálculo de la presión pasiva para el muro de gavión.....	97
Tabla 27. Cálculo de fuerzas estabilizantes para el muro de gavión	98
Tabla 28. Característica de los materiales para el análisis de estabilidad del muro de gaviones.	103
Tabla 29. Cálculo de la presión activa para el muro de enrocado.	106
Tabla 30. Cálculo de la presión pasiva para el muro de enrocado.	107
Tabla 31. Cálculo de fuerzas estabilizantes para el muro de enrocado.....	108
Tabla 32. Planilla de metrados del sistema de defensa con gaviones.....	115
Tabla 33. Presupuesto del sistema de defensa con gaviones.	116
Tabla 34. Planilla de metrados del sistema de defensa con enrocado.	118
Tabla 35. Presupuesto del sistema de defensa con enrocado.	119
Tabla 36. Resumen general de daños estimados.....	120
Tabla 37. Comparación del costo beneficio entre los sistemas de defensa ribereña de gaviones y enrocado.....	121
Tabla 38. Comparación de resultados del análisis de estabilidad y erosión entre los sistemas de defensa ribereña de gaviones y enrocado.	124

ÍNDICE DE FIGURA

Figura 1. Nomenclatura de los ángulos usados en ecuaciones de empujes .	43
Figura 2. A la izquierda estado activo de Rankine y a la derecha estado pasivo de Rankine.	44
Figura 3. Esquema típico de análisis con tajadas.	47
Figura 4. Diseño de la Investigación	58
Figura 5. Vista de ubicación del ámbito de estudio en el Distrito de Luyando	60
Figura 6. Vista en planta del área de estudio en el centro poblado Santa Rosa de Shapajilla.	60
Figura 7. Sección transversal en la progresiva km:0+050.00 del río Supte en el centro poblado Santa Rosa de Shapajilla.	61
Figura 8. Vista 3D del área de estudio en el río Supte del Centro Poblado Santa Rosa de Shapajilla.	61
Figura 9. Vista de la ubicación de las calicatas en el área de estudio.	62
Figura 10. Delimitación de la cuenca del río Supte con el software ArcGIS.	68
Figura 11. Vista de estaciones pluviométricas más cercanas a la cuenca del río Supte.	69
Figura 12. Histograma de registro de histórico de precipitaciones máximas de 24 horas de cada mes desde el año 1965 - 2015.	72
Figura 13. Histograma de registro histórico de precipitaciones máximas de 24 horas de cada año desde el año 1965 - 2015.	73
Figura 14. Mapa de cobertura vegetal de la cuenca del río Supte	75
Figura 15. Mapa de grupo hidrológico de la cuenca del río Supte	76
Figura 16. Vista satelital del río Supte en el tramo en estudio	78
Figura 17. Vista en planta del río Supte del tramo en estudio con el programa HEC RAS V. 5.0.7	81
Figura 18. Sección transversal del río Supte en el tramo de estudio con el programa HEC-RAS V. 5.0.7	81
Figura 19. Perfil esquemático de socavación del cauce.	82
Figura 20. Diseño de la sección geométrica de la defensa ribereña de tipo gavión.	87

Figura 21. Diseño de la sección geométrica de la defensa ribereña de tipo enrocado.....	92
Figura 22. Sección geométrica del muro con gaviones.	93
Figura 23. Diagrama de presión activa del gavión.....	95
Figura 24. Diagrama de presión pasiva del gavión.....	97
Figura 25. Análisis de estabilidad del conjunto del gavión (FS = 1.69).....	101
Figura 26. Sección geométrica del muro con enrocado.....	103
Figura 27. Diagrama de presión activa para el muro de enrocado.	105
Figura 28. Diagrama de presión pasiva del muro de enrocado	107
Figura 29. Análisis de estabilidad del conjunto del enrocado (FS = 1.67)...	111
Figura 30. Vista de sección geométrica de muro con gaviones en la Prog: 0+000.....	114
Figura 31. Vista en planta para el sistema de defensa con gaviones.....	114
Figura 32. Vista de sección geométrica de muro con enrocado en la Prog: 0+000.....	117
Figura 33. Vista en planta para el sistema de defensa con enrocado.....	117
Figura 34. Relación costo beneficio entre el sistema de defensa con gaviones y enrocado	125
Figura 35. Diferencia de inversión en mano de obra entre el sistema de defensa ribereña con gaviones y enrocado	125

ÍNDICE DE FOTOS

Foto 1. Excavación de la calicata 01, coordenadas UTM: 391372.55E; 8980180.078N	176
Foto 2. Excavación de la calicata 02, coordenadas UTM: 391374.099E; 8980227.821N	176
Foto 3. Excavación de la calicata 03, coordenadas UTM: 391397.82E; 8980266.43N	177
Foto 4. Cantera de piedras rio Huallga, coordenadas UTM E390807.57; N8981304.84	177
Foto 5. Trabajos de mecánica de suelos en el laboratorio SUCONCSAC.	178
Foto 6. Trabajos topograficos en el rio Supte en el tramo del centro poblado Santa Rosa de Shapajilla.....	178

RESUMEN

El presente trabajo de tesis, tiene por objetivo comparar dos sistemas de defensa ribereña el enrocado y de gaviones mediante las variables de: resistencia a la erosión, estabilidad del muro y costo beneficio. Estas variables son los indicadores que permitirá identificar la mejor propuesta técnica.

Para realizar la comparación objetiva de las variables, se propone la construcción de las defensas ribereñas en el río Supte a la altura del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla, previamente se realizaron los siguientes estudios generales: La topografía del terreno, estudio de mecánica de los suelos, estudio hidrológico e hidráulica fluvial.

Luego de haber estudiado los criterios generales se propuso el diseño de las secciones geométricas para cada tipo de defensa ribereña, además se realizó el análisis de la estabilidad del muro, resistencia a la erosión y evaluación costo veneficio a través de ecuaciones numéricas y simulaciones computarizadas, con la finalidad de evaluar las variables técnicas descritas anteriormente y poderlas comparar.

Para culminar con el estudio realizado se ha demostrado que ambas alternativas de solución, como son el sistema de defensa ribereña con gaviones y enrocado ofrecen la capacidad de resistir las mínimas solicitaciones del proyecto. Si embargo, en base al análisis realizado de las variables técnicas se determinó que el sistema de enrocado ofrece un mejor desempeño en comparación con los gaviones para proteger las riberas del río Supte en el tramo del proyecto.

Palabras claves: Gaviones, enrocado, resistencia a la erosión, estabilidad del muro y costo beneficio.

ABSTRACT

The objective of this thesis work is to compare two riparian defense systems, riprap and gabions, through the variables of: erosion resistance, wall stability and cost benefit. These variables are the indicators that will allow identifying the best technical proposal.

In order to carry out the objective comparison of the variables, the construction of the riverside defenses in the Supte River at the height of the town center of Santa Rosa de Shapajilla is proposed, previously the following general studies were carried out: The topography of the land, study of the mechanics of soils, hydrological study and fluvial hydraulics.

After having studied the general criteria, the design of the geometric sections for each type of riverside defense was proposed. In addition, the analysis of the stability of the wall, resistance to erosion and cost benefit evaluation was carried out through numerical equations and computerized simulations, with the purpose of evaluating the technical variables described above and being able to compare them.

To conclude with the study carried out, it has been shown that both solution alternatives, such as the riparian defense system with gabions and rockfill, offer the capacity to resist the minimum solicitations of the project. However, based on the analysis of the technical variables, it was determined that the rockfill system offers better performance compared to gabions to protect the banks of the Supte River in the project section.

Key words: Gabions, rockfill, erosion resistance, wall stability and cost benefit.

INTRODUCCION

Las defensas ribereñas son estructuras que se construyen en las riberas de los ríos, con la finalidad de proteger y minimizar los problemas de erosión e inundaciones de las áreas urbanas y rurales, este problema es muy frecuente en épocas de invierno en la selva alta donde el caudal se incrementa significativamente a tal punto que en ocasiones la sección geométrica del río se ve superada.

En la actualidad existen una gran variedad de medidas de prevención para la protección de las riberas de los ríos con problemas de erosión, estas pueden ser estructurales (gaviones, enrocado, espigones, etc.) y defensas naturales (árboles, raíces, vegetación, etc.), la elección dependerá básicamente de los materiales disponibles en la zona del proyecto, fuerza erosiva de la corriente y el relieve del terreno.

En consecuencia, la solución que se plantea para la protección de las riberas del río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla será entre los tipos de gaviones y enrocado, estructuras más usadas, debido que los materiales de mayor influencia para la construcción son: las piedras y las rocas que se encuentran con gran facilidad en la zona de proyecto.

Por lo expuesto, para elegir la mejor alternativa entre estas dos soluciones se realizará la comparación entre los muros de gaviones y enrocado mediante las siguientes variables: la estabilidad del muro, resistencia a la erosión y relación costo beneficio que servirán como indicadores lo cual nos permitirá optar por la mejor opción para la protección de las riberas del río Supte.

CAPÍTULO I:

1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción del problema

Las inundaciones representan uno de los grandes efectos del cambio climático; producidas por la propia naturaleza o la actividad humana. Además, las aguas de inundación destruyen fácilmente, las viviendas de adobe (muy comunes en Perú), generando el colapso de estas; así como también de las redes de alcantarillado, pozos y captaciones de agua, lo que, a su vez, inhibe la reproducción de insectos transmisores de enfermedades como la malaria, el paludismo, el dengue, entre otras (BID, 2015).

Así mismo, debido al incremento del caudal generado por las altas precipitaciones ocurridas en el Distrito de Luyando, afectaron once (11) centros poblados de dicho distrito entre ellos el centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla. Este fenómeno ha dejado 50 personas damnificadas, 15 viviendas destruidas, 669 personas, 236 viviendas y más 600 m de camino rural afectado (Centro de Operaciones de Emergencia Nacional, 2020).

Una de las formas de corregir o controlar el curso natural del agua de los ríos es la construcción de defensas ribereñas, cuyo diseño permite la fijación de los márgenes en la detección del progreso de la erosión lateral y la reducción de las probabilidades de inundación ocasionados por las grandes avenidas. migración de los meandros y el manejo de los problemas ambientales.

Entre las alternativas más usadas para tales fines, se encuentran los sistemas de gaviones que son estructuras construidas por cajones de mallas llenados con piedras y los enrocados son estructuras compuestas por rocas de gran tamaño con formas redondeadas y angulosas (Suárez, 2001). Estos sistemas se caracterizan por su forma de construcción, pudiendo ser continua (marginal o longitudinal) o discontinuas (transversales) formadas por elementos aislados; siendo varios los criterios para su selección, entre ellos, la naturaleza del río, los objetivos planteados, los riesgos que impliquen, los materiales que se disponen y los costos que ellos involucran. Así como

también la existencia de diferentes softwares entre ellos el HEC-RAS, GEO 5 que permiten diseñar empleando modelos numéricos integrados para tales fines.

Por lo antes expuesto, teniendo en cuenta los criterios de selección la presente investigación plantea la comparación técnica mediante la simulación y ecuaciones numéricas, determinando así los parámetros técnicos más relevantes que nos permitirá elegir entre los sistemas de gaviones y enrocado la mejor alternativa como defensa ribereña para las condiciones del río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál será la diferencia técnica entre el diseño de las estructuras de defensa ribereña del sistema de gaviones y el enrocado, mediante la simulación de modelo numérico computarizado, en el río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla – 2021?

1.3. Objetivo general

Comparar los sistemas estructurales de gaviones y enrocado como defensa ribereña, mediante la simulación de modelo numérico computarizado, en el río Supte en el tramo de estudio del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla – 2021.

1.4. Objetivos específicos

1. Realizar estudios preliminares para el diseño de defensa ribereña de gaviones y enrocado, en el río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla – 2021.
2. Diseñar la estructura de gaviones y enrocado como defensa ribereña, mediante simulación de modelo numérico computarizado, en el río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla – 2021.
3. Comparar la estabilidad y resistencia a la erosión del muro entre los sistemas de gaviones y enrocado como estructuras de defensa ribereña, mediante simulación de modelo numérico computarizado, en

el río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla– 2021.

4. Evaluar la diferencia técnica en relación al costo beneficio que existe entre los sistemas de gaviones y de enrocado como estructuras de defensa ribereña, mediante simulación de modelo numérico computarizado, en el río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla– 2021.

1.5. Justificación de la investigación

Teniendo en cuenta al riesgo que están expuestos los habitantes y las viviendas del centro poblado Santa Rosa de Shapajilla por las constantes inundaciones que se presentan en la zona de estudio, se genera la necesidad de brindar una alternativa de minimizar los daños y a bajo costo que permita reducir el nivel de vulnerabilidad de los afectados. Cabe destacar que este tipo de eventos, además, han afectado las áreas de cultivo y las vías de comunicación, incrementando los niveles de inversión estatal necesarios para atender este tipo de emergencias.

En este contexto, una vez conocido el riesgo por inundación en el ámbito de estudio debido a las altas precipitaciones, característica propia de la selva alta, donde se estima que en las épocas de lluvias (octubre a marzo) estas oscilan entre 2 600 mm a 4 000 mm (Ministerio de Agricultura, 2015). Además, debido a la topografía de la Provincia de Leoncio Prado debido y la presencia de las cuencas hidrográficas del alto Huallaga y Tulumayo, se hace necesario diseñar y buscar estrategias para reducir estos fenómenos naturales con estructuras que reduzca los efectos de erosión.

Por otra parte, al implementar estas estructuras se contribuye a reducir los costos destinados a atender en situaciones de emergencia, los cuales se han incrementado en el país en función de los cambios climáticos; alcanzando como se ha señalado casi el 1.45% del PBI (Eckstein, Hutfils, & Winges, 2019). En este sentido, esta investigación tiene una importante justificación socioeconómica, expresada en función a la reducción de costos para el estado, protección de la población, medios de comunicación y áreas de cultivo.

Adicionalmente, desde el punto de vista ambiental, esta investigación presentará propuestas que se inserten de manera sostenible, sin afectar la diversidad biológica de fauna y flora en las áreas colindantes al tramo de estudio.

Finalmente, la presente investigación contribuirá en determinar el mejor sistema de defensa ribereña para las condiciones del río Supte del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla, además se incorporará al conocimiento científico y servirá de contrastarse en futuras investigaciones. Asimismo, la metodología que se empleará, podrá ser utilizada en otros estudios, adecuándose y ajustándose a los requerimientos de la actualidad.

1.6. Limitaciones de la investigación

Para el desarrollo de la presente investigación, se han identificado las siguientes limitaciones:

1.6.1. Limitación temporal y espacial.

Durante el desarrollo de la investigación se ha experimentado como limitante las altas precipitaciones en el ámbito de estudio durante los meses de octubre a marzo y espacial porque la población tendría que estar de acuerdo con los posibles efectos secundarios negativos que podría causar la estructura que en el futuro pueda construirse.

1.6.2. Limitación de información.

La investigación se vio limitada por el escaso disponibilidad a la información, debido que en nuestra zona se han desarrollado escasos estudios.

1.6.3. Limitación de costos.

La investigación se ve limitada en materia de presupuesto a comparación física y técnica de las dos alternativas (gaviones y enrocada) por la que se realizará mediante el modelo numérico de los mismo de forma teórica (simulaciones), considerando los estudios de campo necesarios para ello; más no contempla elaboración o producción de modelos físicos.

1.7. Viabilidad de la investigación

La presente investigación es viable porque servirá como antecedentes de futuros proyectos de investigación en ingeniería civil. Así mismo el cumplimiento de los objetivos planteados en la investigación es factible debido a la disponibilidad de softwares disponible y la observación directa en el contexto del estudio.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes internacionales

Rodas (2018), en su trabajo de investigación: “Estudio técnico para rectificación y protección de márgenes del río Tarqui”. Que tuvo como objetivo la protección de las márgenes del río Tarqui a través de un análisis técnico en el área de estudio donde se busca alternativas de solución. Para ello se usó el software Iber que es una herramienta computacional que analiza el comportamiento hidráulico del flujo de un río a través del modelamiento bidimensional, además se realizó la caracterización fluviomorfológica del cauce. Por último, se plantearon y diseñaron técnicas de bioingeniería que consiste en la vegetalización de las orillas y obras de encauzamiento para la protección de las riberas. De los resultados arrojaron una velocidad de erosión de 2.8 m/s, obteniendo proyecciones de socavación al pie de talud entre 0.33 m y 1.65 m. De acuerdo al enfoque de protección (fortalecimiento y bioingeniería), concluye que el tipo de defensa ribereña, riprap, muros de gavión y muros de Krainer fueron la mejor alternativa.

Rojas (2014), en su trabajo de investigación: “Bases de Diseño Hidráulico para los Encauzamientos o Canalizaciones de los Ríos”. Para el logro del objetivo general, se describió las características actuales del cauce mediante una monografía de cálculos, realizadas a través del software Hec – Ras en conjunto con el Software River; para lo cual fue necesario el ingreso de datos como la morfología del cauce y las propiedades hidráulicas del fluido. Así mismo, aplicando un adecuado criterio en la modelación de los ríos, se identificó el comportamiento del cauce dentro del área de estudio y los efectos en su geometría. De los resultados más relevantes, se concluyó que en la progresiva 1+000 requiere la proyección de una defensa ribereña mediante dique de enrocado con material de la zona debido que en el tramo se encuentra la red de agua potable que requiere protección; Además debido a la topografía del terreno en la progresiva 0+800 y 1+300 se proyecta un dique de enrocado con un radio de curvatura de 6° y un dique lateral recto

respectivamente cuyos cálculos hidráulicos se ejecutó con el software River. Así mismo, desde un marco hidráulico en ocasiones debido a un diseño inadecuado las estructuras longitudinales pueden aumentar la velocidad del río acrecentando el poder erosivo del flujo. Por su parte, para la protección de las riberas del río Monjas debido a las altas concentraciones de sedimentos, se proyectaron espigones permeables ya que estas estructuras facilitan la sedimentación entre espigones cuando están diseñados correctamente. Por último, para la protección de las riberas del río Monjas el diseño encauzamiento proyectado permitirá la evacuación de las aguas en épocas de mayor incremento del caudal para un periodo de retorno de 50 años.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Medina y Serrano (2019), en su trabajo de investigación “Propuesta de una defensa ribereña en el río La Leche, tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la Bocatoma Huaca de La Cruz - Íllimo -Lambayeque”. Para el desarrollo de la investigación se realizó levantamiento topográfico, estudio hidrológico, evaluación hidráulica y caracterización mecánica del suelo y rocas del río la Leche en la zona de estudio. Posteriormente, se elaboró un diseño de defensa ribereña con enrocado, luego se analizó la estabilidad de la alternativa y por último se determinó el presupuesto total de la obra. La muestra consistió en una progresiva km 0+000 – km 0+810 del margen izquierdo. Como parte fundamental de la metodología, se emplearon varios softwares de ingeniería para el análisis y procesamiento de datos tales como: *Hec -Ras v 5.0.1*, *Slide v 6.0*, *AutoCad Civil 3D (2016)*, *Software River* y *Software S10*. De los resultados obtenidos se comprobó la estabilidad de la sección típica de la defensa ribereña como estable debido que, se evidenció un esfuerzo cortante actuante local ($\tau_0=16.71$) menor que el esfuerzo cortante resistente en el talud ($\tau'=26.88$), además se obtuvo un factor de seguridad al deslizamiento (F.S =9.43) mayor al recomendado (F.S = 1.5); finalmente, para la construcción de la defensa ribereña fue necesario una inversión total de S/. 22.901.604,06.

Por su parte, Farroñay (2017), en su trabajo de investigación “Propuesta de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del río Rímac en los kilómetros 34 - 35 Lurigancho - Chosica”. Se elaboraron dos diseños de defensas ribereñas; uno a base de gaviones, con el propósito de minimizar que los habitantes de los Asentamiento Humanos puedan perder sus productos agropecuarios y áreas de cultivo; el otro a base de concreto ciclópeo en los km 34 – 35 Lurigancho – Chosica, con el objetivo de reducir las pérdidas humanas y desastres naturales ocasionadas por el río Rímac. Para la ejecución del proyecto, se realizaron inspecciones visuales, levantamiento topográfico y tipificación de los suelos. Posteriormente, se elaboraron los diseños respectivos. Como parte de la metodología se emplearon softwares y planos de ingeniería en varios formatos. Los resultados obtenidos permitieron destacar las siguientes conclusiones: una alta vulnerabilidad de la población hace necesario la creación de proyectos de defensas ribereñas con muro de gaviones y mampostería de piedra diseñados con caudales para un periodo de retorno de 100 años. Finalmente, el muro de contención de concreto ciclópeo con una altura de 4.5 m fue seleccionado como estructura de protección que será ubicado en el margen derecho del río Rímac, debido que en el tramo de estudio se obtuvo pendientes de 1% y 2%, además de profundidades de socavación de 1.70 m y 2.10 m respectivamente; estas características son predominantes para el diseño y predimensionamiento de la defensa ribereña.

Por otro lado, Aguilar (2016), en su trabajo de investigación “Comparación técnica entre el uso de gaviones y geoceldas como estructuras de defensa ribereña”. Esta investigación se realizó considerando como variables la durabilidad y resistencia a la corrosión, rugosidad de la superficie y estabilidad con la finalidad de determinar la mejor alternativa de protección. Como marco de condiciones de diseño, se propuso el caso de estudio del proyecto de defensas ribereñas del río Zarumilla ubicado en Tumbes. Se elaboraron las dos propuestas de diseño a partir de los criterios y el dimensionamiento de ambos revestimientos en la sección escogida y se realizó el análisis comparativo mediante las variables mencionadas. De los resultados obtenidos, se determinó que el mejor comportamiento ante las

fuerzas de arrastre (37.31 kg/m^2), velocidad de arrastre crítico (8 m/s), menor coeficiente de rugosidad (0.013) y mayor coeficiente de seguridad (8.8 armadura) fue las geoceldas en comparación con las variables obtenidas para el sistema de gaviones (15.3 kg/m^2 ; 4 m/s ; 0.026 ; 1.48 armadura).

Análogamente, Zevallos (2015), en su trabajo de investigación “Diseño de la defensa ribereña para el balneario turístico Cocalmayo, ubicado en la margen izquierda del río Urubamba”. El objetivo central de esta investigación consistió en presentar una metodología para seleccionar un sistema de protección ribereña, así como su procedimiento de cálculo para el tramo estudiado. El desarrollo contempló la descripción de los comportamientos mediante los estudios de topografía, hidrología, hidráulica y sedimentología. Como parte de la metodología se empleó el software Hec – Ras para el análisis de flujo y se plantearon como alternativas disponibles el sistema de gaviones, espigones, sistema de cable concreto y enrocado. Luego del análisis hidráulico, considerando principalmente la resistencia a la erosión y velocidad de flujo, la alternativa escogida fue el sistema mixto de enrocado con pie de concreto ciclópeo y anclaje de gavión tipo colchoneta con cableado; con un presupuesto general de S/. 2.411.798,17. Para un caudal de diseño $1280 \text{ m}^3/\text{s}$, se obtuvo un esfuerzo máximo de 147.08 N/m^2 , una velocidad máxima de 4.69 m/s .

2.1.3. Antecedentes locales

Tacsá (2020), en su trabajo de investigación “Inundación fluvial y pluvial en el casco urbano del distrito de José Crespo y Castillo, a fin de proponer medidas estructurales y no estructurales” el objetivo fue determinar para el casco urbano del Distrito José Crespo y Castillo qué medidas estructuras y no estructurales serían necesarias para minimizar los problemas de inundaciones fluviales y pluviales ocasionadas en los meses de invierno, como fuente de recolección de datos se recurrió a las entidades públicas del estado como el SENAMHI, INDECI y MINAGRI. De los resultados obtenidos se obtuvo un valor de $4665 \text{ m}^3/\text{s}$ de caudal luego del análisis hidrológico, con la ayuda de los datos estadísticos históricos que tiene el SENAMHI en sus estaciones de mediciones cercanas a la zona de estudio. Con la finalidad de evitar el

desbordamiento de los ríos se propone la construcción de diques como medidas estructurales además del mantenimiento y descolmatación de obras hidráulicas. Además, se propone la siembra de especies autóctonas de la zonas, como el bambú, buchilla entre otros como medidas no estructurales lo cual contribuye a la estabilización de las riberas, la ventaja más relevante de esta práctica es el bajo costo para su adquisición empero la desventaja es el tiempo prolongado para la germinación de las raíces lo cual dificulta una atención rápida ante emergencias por ello se recomienda la combinación de estas dos medidas la estructural y no estructural para una adecuada protección frente a inundaciones.

2.2. Bases teóricas.

2.2.1. Defensa ribereña

La defensa ribereña son estructuras que se construyen en las márgenes de los ríos, con la finalidad de proteger de las acciones erosivas del flujo. Los materiales más usados para su construcción son: concreto armado, concreto simple y rocas (Terán, 1998).

Las constantes precipitaciones que se generan en épocas de invierno, hacen que los ríos aumenten su caudal, causando inundaciones, socavaciones y erosiones en los taludes, por lo que es importante la construcción de defensas ribereñas (Alvites y Parco, 2018).

De acuerdo con Martin (2003) menciona los objetivos más importantes en la construcción de una defensa ribereña son los siguientes:

- Protección frente a las inundaciones.
- Protección de márgenes del río (defensa).
- Fijación de un cauce estable (estabilización).
- Aumento de la capacidad de conducción.
- Fijación de un canal navegable.
- Recuperación de los valores naturales del río.

2.2.1.1. Tipos

Los tipos de defensa ribereña más usadas son:

A. Espigones

Son estructuras de roca de gran tamaño que se usan para proteger las márgenes de los ríos, y que ayuda a recuperar las zonas erosionadas, los espigones son construidas en forma ortogonal a la dirección del flujo del río haciendo que los sedimentos sean depositados entre espigones, de esta forma es controlada el proceso erosivo de los ríos (Rocha, 1998).

B. Muros de concreto

Son estructuras que pueden ser construir de tipo concreto simple, concreto armado o concreto ciclópeo, pueden diseñarse hasta alturas de cuatro metros salvo el de tipo concreto armado que pueden ser construida de mayor altura. La estabilidad depende de su propio peso, terreno de fundación y el material que soporta (Suárez, 2001).

C. Gaviones

Los gaviones son estructuras tipo cajas hechas de alambre las que a su vez se rellenan con piedras de canto rodado. Son ubicadas en la ribera de los ríos con la finalidad de proteger a los taludes de la erosión del río. Para su construcción las cajas son colocadas uno encima de otro formando entre estos muros con alturas variables de acuerdo a la necesidad de la obra. Una de las ventajas más relevantes es que para su construcción no se requiere de mucha mano de obra calificada y las piedras se pueden encontrar in-situ en comparación con el enrocado que requiere la explotación, traslado y colocación de rocas, lo cual podría resultar muy costoso (Manual de Hidrología, Hidraulica y Drenaje, 2008).

Por otro lado, Suarez (2001), indica que una de las desventajas des este sistema de defensa ribereña es la corrosión que puede afectar a las mallas de los gaviones, hasta el punto de destruirlas, esto ocurre cuando los gaviones se encuentran sumergidas en aguas químicamente corrosivas ($\text{pH} < 6$ o $\text{pH} > 10$), para controlar estos agentes es necesario que las mallas sean galvanizadas y estén recubiertas con PVC.

Ventajas.

Según Piñar (2008), las ventajas del uso del sistema de defensa ribereña de tipo gaviones son:

- **Flexibilidad:** Las mallas de los gaviones le adicionan la propiedad de ser flexibles, por tal motivo resisten asentamientos y deformaciones considerables.
- **Permeabilidad:** Las presiones hidrostáticas son fuerzas que pueden desestabilizar a cualquier muro de tipo impermeable, pero los gaviones son estructuras permeables por lo tanto eximen estas fuerzas.
- **Durabilidad:** Las fuerzas externas como la erosión, empujes y otras cargas son soportadas por su propio peso y las mallas de acero que cubre las piedras.
- **Estética e integración al ambiente:** Favorecen el crecimiento de vegetación debido a su forma y materiales con la que están constituidos.
- **Economía:** Para su construcción se emplean herramientas manuales de bajo costo y no requiere de mano de obra calificada.

Tipos de mallas.

Según Suárez (2001), se emplea tres tipos generales de mallas:

- **Malla hexagonal;** Estas tienen forma de hexágono y son las más usadas en obras de defensa ribereña, debido a sus características y su forma de tejido resisten deformaciones y rupturas considerables.
- **Malla eslabonada;** Son menos resistentes que las hexagonales empero resiste mayores deformaciones, por lo que son usadas en suelos con poca resistencia y en obras que presentan gran socavación hidráulica.
- **Malla electrosoldada;** A diferencia de la hexagonal y la eslabonada la malla electrosoldada es más rígida y no resiste deformaciones considerables, se emplea generalmente en los taludes de construcción de carreteras.

Tipos de gaviones.

Según Piñar (2008), se emplea dos tipos generales de estructura de gavión:

- **Gavión tipo caja y tipo colchón.** Son llamados así por su forma, las de tipo caja tienen dimensiones que varían según la necesidad de la obra y que usualmente son de 4 m. de largo, 1 m. de ancho, 1 m. de alto y 4 diafragmas formando celdas cuya longitud no debe ser mayor a una vez y media el ancho de la malla. Las de tipo colchón tienen similares dimensiones, pero usualmente son más anchos y más largos la mayor diferencia radica en la altura (espesor) que varía entre 0.17 m a 0.30 m. Ambos tipos son usados para la protección de taludes, pero para la elección de su uso se deberá tomar en cuenta la velocidad crítica del río.
- **Gavión tipo saco.** Son llamados así por su forma, para el proceso constructivo los sacos son llenados y armados fuera del lugar donde serán instalados y con maquinaria pesada son colocados en forma paralela a la dirección del corriente del río cubriendo el talud que se quiera proteger, su uso es ideal cuando el terreno de fundación tiene poca capacidad de soporte o no es posible una instalación en condiciones adecuadas.

Tamaño de piedras:

El tamaño de las piedras deberá ser mayor a la dimensión a las aberturas de las mallas con la finalidad que estas no sean desprendidas debido a la fuerza de erosión de flujo del cauce. Los tamaños más usuales de piedras son de 6" a 12" para los gaviones caja y de 5" a 6" para los gaviones tipo colchón.

Consideraciones generales para el diseño:

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2008), indica que se tendrán las siguientes recomendaciones generales para el diseño de los gaviones.

- La altura del muro de gaviones debe ser mayor que el nivel del tirante hidráulico de diseño considerando un borde libre por seguridad.

- El tamaño de la piedra deberá ser mayor a la abertura de la malla, es decir 1.5 veces el tamaño de la abertura.
- La sección transversal de los gaviones deberá ser estable a los empujes de la tierra.
- La medida de la base de los gaviones deberá tener una relación de entre un 50% y un 70% de la altura del muro diseñado (Morassutti, 2013).

D. Enrocado.

Son estructuras construidas con rocas de gran tamaño, las rocas deben ser de buena calidad y la cantera ubicada cercano al proyecto, para la construcción del enrocado, las rocas son extraídas, transportadas y colocadas en la cara húmeda y en forma trapezoidal, cubriendo el talud con una inclinación recomendado (Terán, 1998).

Según Martín (2003), indica que en Estados Unidos estadísticamente el enrocado es más usado en comparación con los gaviones u otros métodos empleados en defensas ribereñas. Una de las mayores ventajas es su flexibilidad para adaptarse a las nuevas condiciones debido a la variación del fondo del cauce sufrida por la erosión.

Formas de colocado.

- **Enrocado con roca al volteo.** Cuando las rocas son colocadas en forma aleatoria y directa por los volquetes a lugar donde se quiere proteger se le conoce como roca al volteo. Son utilizados en zonas de emergencia donde se requiere proteger de forma rápida ya que su proceso constructivo no es complicado, una de las desventajas es que no se puede controlar muy acertadamente la cantidad de rocas para su construcción.
- **Muro de enrocado.** Cuando las rocas son colocadas sobre un relleno inclinado con la ayuda de una maquinaria pesada como la excavadora, cargador frontal u otros se le conoce como dique de enrocado, entre las ventajas tenemos, en comparación con la forma de colocado al volteo ésta se puede controlar acertadamente la cantidad de rocas a utilizar y tiene una mejor estética de acabado final.

Filtro bajo el enrocado:

Según Febres (2014), menciona que las fuerzas del agua desplazan los finos del suelo que resiste el enrocado, por lo que es necesario colocar una capa de grava o geo textil que impida la migración de los finos. Existen dos tipos de filtros la cuales son:

- **Filtro granular;** Son hechas de piedras pequeñas con espesores que varían entre 150 y 200 mm, su peso contribuye al peso del revestimiento y es fácil de reparar, empero es difícil su colocación bajo el agua.
- **Filtro de geotextil;** Es una tela permeable que puede ser fabricada de forma tejida o no tejida, la diferencia entre estas dos es que esta última permite mayor deformación que la otra, su resistencia a la tensión varía entre 3KN/m a 800 KN/m y para su elección dependerá de la relación a resistencia, deformación y tamaño de poros.

Tamaño de rocas.

El tamaño de las rocas recomendables a usar es de 1.2 m a 1.5 m medidas que facilitan a la maquinaria poder colocarlas y acomodarlas. Pero según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2008), indica que para el diseño del enrocado existen distintos métodos para el diseño del tamaño de las rocas, una de ellas es la propuesta por Maynard quien recomienda usar la siguiente ecuación:

$$D_{50} = C_1(yF^3) \quad \text{Ec. 1}$$

$$F = C_2 \left(\frac{V}{\sqrt{gy}} \right) \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

D_{50} : Diámetro medio de las rocas

y : Profundidad del flujo

V : Velocidad media del flujo

F : Número de Froude

C_1 y C_2 : Coeficiente de corrección

Los valores recomendados de C_1 y C_2 se muestran a continuación:

$$C_1 \left\{ \begin{array}{l} 0.28 \text{ Fondo y plano} \\ 0.28 \text{ Talud 1V: 3H} \\ 0.32 \text{ Talud 1V: 2H} \end{array} \right.$$

$$C_2 \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ Tramos en curva} \\ 1.25 \text{ Tramos rectos} \\ 2.0 \text{ Extremos de espigones} \end{array} \right.$$

Espesor de la capa de enrocado.

Según las recomendaciones del cuerpo de ingeniero de los Estados Unidos (1970) afirma que se pueden utilizar los siguientes criterios para determinar el espesor de la capa de enrocado.

- Es espesor de la capa de enrocado puede ser determinada en función a tamaños de las piedras por lo que no deberá ser menor al D100 y a dos veces el D50.
- Sera necesario aumentar el espesor a un 50% si esta se encuentra en contacto con el agua ya que en el proceso de colocación bajo el agua no se tiene la certeza de haber realizado una correcta colocación.
- Sera necesario incrementar entre 150 a 300 mm si hay fuertes oleajes o alto contenido de sólidos y turbulencias.

Altura de enrocado.

Según Terán (1998), indica que el cálculo de la altura del dique será igual a la suma de tirante de diseño más el borde libre tal como lo describe en la siguiente ecuación:

$$H_D = Y_n + BL \quad \text{Ec. 3}$$

$$BL = \varphi \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ec. 4}$$

Donde:

H_D = Altura de dique de encauzamiento

Y_n = Tirante de la maxima avenida

BL = Borde libre

V = Velocidad media del agua

g = Gravedad

φ = Coeficiente que varia entre 1.1 a 2.

Ancho de uña.

Según Cconislla (2017), indica que el ancho de la uña, se calcula en función a la profundidad de la protección del pie de revestimiento o altura de uña, mediante la siguiente formula.

$$Au = 1.50 Pu \quad \text{Ec. 5}$$

Donde:

Au = ancho de uña

Pu = profundidad de pie de revestimiento.

Inclinación de revestimiento de enrocado.

Según Suárez (2001), indica que en el caso de utilizar grandes bloques semirectangulares la inclinación del revestimiento pueden permitirse pendientes hasta 1.5H: 1V, pero normalmente la máxima inclinación aceptada para la colocación de enrocados es de 2H: 1V lo cual garantiza un adecuado proceso constructivo.

2.2.2. Aspectos de diseño para el gavión y enrocado.

2.2.2.1. Evaluación general de diseño:

Según Teran (1998), indica que para el diseño es necesario tomar medidas de control y prevención en forma oportuna, además se debe efectuar la evaluación de las áreas que se encuentran en zona de riesgo de acuerdo a los siguientes aspectos.

- **Aspecto agrícola:** Se evalúa las áreas de terreno de cultivo que se encuentran en riesgo.
- **Urbano:** Se evalúan a la población de la zona urbana que se encuentran en riesgo de inundación.
- **Infraestructura:** Se evaluará las infraestructuras que se encuentran en riesgo por inundación como las viviendas, carreteras, postas, etc.

- **Industrial:** Se deberá evaluar las probables pérdidas económicas referidas al aspecto agroindustrial existentes en la zona.

2.2.2.2. Topografía.

Según Casanova (2002), indica que el levantamiento topográfico, es una técnica en cual se determina la configuración de terreno, además nos ayuda a ubicar los objetos o construcciones de interés. Para la construcción de las defensas ribereñas es necesario hacer un levantamiento topográfico en el río o realizando la técnica de batimetría, con la finalidad de conocer las pendientes y la configuración del cauce, que posteriormente se usaran para el diseño de la defensa y el dibujo de los planos de obra.

2.2.2.3. Mecánica de suelos.

Antes de levantar una edificación, es necesario conocer las propiedades del suelo, es por ello que la mecánica de suelo es la ciencia que se encarga de realizar estos estudios, con finalidad de realizar un diseño adecuado. Para el diseño de una defensa ribereña serán necesario realizar los siguientes ensayos de laboratorio más importantes.

- **Tamaño de las partículas de suelo:** Un suelo es un conjunto de partículas de diferentes tamaños y depende mucho del lugar donde se realiza el estudio. En general los suelos son clasificados como grava, arena, limo y arcilla, dependiendo la mayor cantidad que predomina en la muestra. Para su clasificación se realiza el ensayo granulométrico por tamizado.
- **Ángulo de fricción interna (ϕ):** El ángulo de fricción es una propiedad de los materiales granulares, su valor depende del tamaño de las partículas, forma de las partículas, densidad y distribución de los tamaños de las partículas. Para determinar el ángulo de fricción será necesario realizar el ensayo de corte directo (Suarez, 1998).
- **Cohesión (C):** Es la fuerza de resistencia que ejerce las partículas de suelo a ser cortado. La cohesión es mayor cuanto más finas son las

partículas del suelo. Se puede decir que el suelo es no cohesivo cuando la muestra contiene una gran cantidad de particular granulares.

- **Peso específico de los suelos (γ):** Es la relación de una existe entre el peso de una sustancia y su volumen.

Para las obtener las propiedades físicas mecánicas de las diferentes rocas el Dr. Leister recomienda usar los siguientes valores como se observa en la Tabla 1, Tabla 2, Tabla 3.

Tabla 1. Valores típicos pesos específicos de piedras

Tipo de piedra	Peso específico (tonf/m ³)
Basalto	2.5 - 3.3
Diorita	2.5 – 3.3
Gabro	2.7 – 3.1
Gneis	2.5 – 3.0
Granito	2.6 – 3.3
Calcáreo	1.7 – 3.3
Mármol	2.5 – 3.3
Cuarcita	2.65
Arenita	1.2 – 3.0
Argelita	2.0 – 2.5

Fuente: Obras de contención (Maccaferri,2001)

Tabla 2. Valores típicos de peso específicos de suelos

Tipo de piedra	Peso específico (tonf/m ³)
Arena angular, suelta	1.7
Arena angular, compacta	2.0
Arena limosa, suelta	1.8
Arena limosa, compacta	1.9
Limo	1.7 – 1.9
Limo arcilloso	1.6 – 1.8
Arcilla inorgánica	1.5 – 1.7
Arcilla orgánica	1.3 – 1.6

Fuente: Obras de contención (Maccaferri,2001)

Tabla 3. Valores típicos de ángulo de fricción de suelos no cohesivos.

Tipo de piedra	Ángulo de fricción (grados)
Arena angular, suelta	32 - 36
Arena angular, compacta	35 - 45
Arena sub-angular, suelta	30 - 34
Arena sub-angular, compacta	34 - 40
Área redondeada, suelta	28 - 32
Área redondeada, compacta	32 - 38
Arena limosa, suelta	25 - 35
Arena limosa, compacta	30 - 36
Limo	25 - 35

Fuente: Obras de contención (Maccaferri,2001)

2.2.2.4. Cuenca Hidrográfica.

Según Ramakrishna (1997), define a una cuenca hidrográfica como los límites de las partes más altas que encierran un río, dentro de estos límites existen un conjunto de sistemas de cursos de agua que drenan a un río principal. A continuación, se describen los parámetros más importantes para la caracterización de la cuenca.

- **Delimitación de la Cuenca:** Consiste en trazar una línea divisora de la parte más alta de un río principal, las fotografías aéreas y los mapas topográficos son usados generalmente para delimitar una cuenca. En la actualidad existen software que facilitan estos trabajos
- **Área de la cuenca (A):** Es la magnitud que generalmente se determina en metro cuadrado o hectáreas. Y es la proyección horizontal de toda el área de drenaje de un sistema de escorrentía natural.
- **Longitud de río principal (L):** Es la longitud del río principal de la cuenca donde drenan todos los afluentes y quebradas, la magnitud depende de la sinuosidad del cauce. Generalmente este indicador se representada con la letra "L" mayúscula.
- **Pendiente de la cuenca (S%):** Es la inclinación que presenta el eje del cauce principal, para obtener el valor de la pendiente es necesario

conocer la cota máxima del cauce (H max) y la cota mínima del cauce (H min) y dividirlo entre la longitud horizontal (L).

$$S (\%) = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} * 100 \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

H_{\max} : Altitud mayor en metros

H_{\min} : Altitud menor en metros

L : Longitud del cauce principal en metros

- **Global Mapper:** Con el pasar de los años, han evolucionado y se han desarrollado nuevas tecnologías una de ellas es el programa Global Mapper que es un software que permite delimitar las cuencas con mayor facilidad, antiguamente la delimitación de cuencas hidrológicas se ha realizado mediante la interpretación de planos o mapas cartográficos este era un trabajo más laborioso que requería de mayor tiempo.

Ahora para crear o delimitar una cuenca en el programa Global Mapper, solo es necesario contar un archivo shape (shp.) de tipo punto, línea o polígono de la zona que se está estudiando para posteriormente generar el archivo DEM (Modelo Digital de Elevación) con la herramienta Créate Elevation Grid y por último con la herramienta Create Watershed (Generación de cuencas) permite crear en pocos pasos el área de cualquier cuenca o microcuenca hidrográfica.

2.2.2.5. Selección de periodo de retorno.

Según Villón (2004), menciona que el periodo de retorno es el intervalo de tiempo expresado en años dentro del cual un evento de magnitud X puede ser igualado o superado por lo menos una sola vez en promedio. Por ejemplo, si un caudal Q es de igualada o superada cada 10 años, la probabilidad de que esto ocurra es de 10%.

Además, según (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008) indica que, para elegir el periodo de retorno a utilizar, es necesario conocer el riesgo admisible y la vida útil de la estructura a diseñar, para defensas ribereñas el manual recomienda un riesgo admisible de 25% y una vida útil de 40 años.

Tabla 4. Valores de período de retorno según el riesgo admisible y vida útil

Riesgo admisible	Vida útil de las obras (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
R										
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
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144
0,99	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente: Monsalve,1999

2.2.2.6. Precipitaciones:

Según Villón (2004), menciona que la precipitación se puede presentar en el medio ambiente en forma de lluvias, granizadas, garuas o nevados, estas se originan en las nubes hasta llegar a la superficie del suelo.

Además, el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2008), propone que en un estudio hidrológico es importante analizar las precipitaciones, además la información hidrológica deberá ser extraída de SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología), entidad del país que administra las actividades hidrometeorológicas.

2.2.2.7. Caudal de diseño.

Es la cantidad máxima de agua que puede pasar por una determinada sección de canal y que es directamente proporcional al periodo de retorno, área de la cuenca e intensidad de precipitación.

Además el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2008), menciona que uno de los factores más importantes que produce una crecida son las precipitaciones, por lo tanto, para calcular el caudal máximo es necesario tener un registro histórico de los eventos más importantes de lluvia que ocurren en una determinada cuenca.

En la actualidad existen muchos métodos para calcular el caudal máximo y una de ellas es:

Método Racional Modificado

Este método permite estimar caudales máximos en cuencas de drenaje naturales con tiempos de concentración (T_c) de entre 0.25 y 24 horas y con superficies menores a 770 km^2 , este método fue propuesta por Témez (1987, 1991) la ecuación es el siguiente: (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008).

$$Q_{\text{máx}} = 0.278 \text{ CIAK} \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

Q: Caudal máxima de diseño (m^3/s)

C: Coeficiente de escorrentía adimensional.

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

A: Área de la cuenca (Km^2)

K: Coeficiente de Uniformidad adimensional

- **Coeficiente de escorrentía**, El coeficiente de escorrentía valor que depender de la vegetación, características del suelo, la intensidad de la lluvia y la pendiente de la superficie.

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2} \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

P_d : Precipitación máxima diaria en milímetros

P_o : Umbral de escorrentía $P_o = \left(\frac{5000}{\text{CN}}\right) - 50$

CN : Numero de Curva

- **Intensidad de Precipitación (I)**, La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h).

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_C^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

P: Precipitación máxima corregida en milímetros

T_C = Tiempo de concentración en horas

- **Coefficiente de uniformidad (K).**

$$K = 1 + \frac{T_C^{1.25}}{T_C^{1.25} + 14} \quad \text{Ec. 10}$$

Donde

T_C : Tiempo de concentración en horas

- **Tiempo de Concentración (T_C).**

$$T_C = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76} \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

L: Longitud del cauce mayor en kilómetros

S: Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

- **Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P).**

$$P = K_A P_d \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

K_A : Factor reductor adimensional

P_d : Precipitación máxima diaria en milímetros

- **Coefficiente de simultaneidad o factor reductor (K_A).**

$$K_A = 1 - ((\log_{10} A)/15) \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

A: Área de la cuenca en (km²)

2.2.2.8. Coeficiente Rugosidad Manning.

Es un indicador adimensional el cual determina la resistencia que ejerce el canal al flujo, el cálculo depende de los factores que afectan a la rugosidad. A continuación se muestra una tabla donde se mencionan los factores que influyen para el cálculo del coeficiente de rugosidad Manning (Rocha, 1998).

Tabla 5. Metodología para calcular el coeficiente de rugosidad Manning.

Factor	Descripción del factor	Valor determinado de n	Valor recomendado de n
Material del fondo del cauce	Suelo fino	0.020	n1
	Roca	0.025	
	Arena o grava fina	0.024	
Irregularidad del fondo del cauce	Grava gruesa	0.028	n2
	No hay irregularidades	0.000	
	Irregularidades menores	0.005	
	Moderado	0.010	
Cambio de secciones transversales del cauce	Severo	0.020	n3
	Gradual	0.000	
	Ocasional	0.005	
	Muchos cambios	0.010 - 0.015	
Obstrucciones o grandes bloques en el cauce	Ninguno	0.000	n4
	Menores	0.010 - 0.015	
	Apreciables	0.020 - 0.030	
Vegetación en el cauce	Severos	0.040 - 0.006	n5
	Baja	0.005 - 0.010	
	Media	0.010 - 0.025	
	Alta	0.025 - 0.050	
	Muy alta	0.050 - 0.100	
n cauce recto = n1+n2+n3+n4+n5			
Meandros y trenzas	Menores (sinuosidad 1.0 a 1.2)	0.000	n6
	Apreciables (sinuosidad 1.2 a 1.5)	0.15 x n cauce recto	
	Apreciables (sinuosidad 1.2 a 1.5)	0.30 x n cauce recto	
n total del cauce = n1+n2+n3+n4+n5+n6			

Fuente: Hidráulica de Tuberías y Canales (Rocha, 1998)

2.2.2.9. HEC-RAS Software para cálculos hidráulicos:

Es un software capaz de realizar cálculos de los flujos de la superficie del agua, cálculos de flujo uniforme, flujo variado, transporte de sedimentos, etc.

El software HEC-RAS trabaja con una interfaz amigable y cuenta con tres módulos elementales las cuales son: módulo de la geometría de datos es la herramienta donde se realiza la entrada de las características del tramo por medio de las secciones transversales y estructuras de paso, módulo de condiciones de tramo en la herramienta donde se ingresa el tipo de flujo (flujo permanente, no permanente y mixto) y módulo de control en donde se muestra los resultados hidráulicos tales como: gráfico de las secciones transversales, gráfico del perfil de tramo, curvas de descarga, gráfico de la perspectiva del cauce X-Y-Z, hidrograma de salida y tablas de las características del cauce en cada sección transversal (Cochachin, 2014).

2.2.2.10. Socavación.

Según Suarez (2001), es la excavación profunda causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, su efecto se incrementa por las modificaciones en la morfología del cauce o también por la construcción de estructuras dentro del cauce como son los espigones, puentes, etc. La socavación general puede producirse por varias causas:

- Incremento del caudal en épocas de invierno.
- Aumento de la pendiente del cauce por modificación del canal, o corte profundo de los meandros o depósitos de sedimentos.
- Supresión de sedimentos del flujo ya sea por la construcción obras fluviales o por extracción indebida de materiales del fondo del cauce.
- Transferencia inducida del cauce de una cuenca a otra, ya que esta altera la capacidad natural de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
- Disminución de la rugosidad del cauce debido a los trabajos de regulación del canal.

Cálculo de la socavación general

Según Líschtvan - Levediev (Maza, 1967) recomienda la siguiente expresión para evaluar la socavación general:

Para suelos granulares:

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \times Y^{5/3}}{0.68 \times D_m^{0.28} \times \beta} \right)^{\frac{1}{1+z}} \quad \text{Ec. 14}$$

Para suelos cohesivos:

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \times Y^{5/3}}{0.60 \times \gamma^{1.18} \times \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{Ec. 15}$$

Siendo;

$$\alpha = \frac{Q_d}{Hm^{5/3} \times B_e \times \mu} \quad \text{Ec. 16}$$

$$H_s = Y_s - Y \quad \text{Ec. 17}$$

Donde;

Y: Tirante hidráulico (m)

Q_d: Caudal del diseño (m³/s)

B_e: Ancho estable (m)

μ: Coeficiente que depende de la contracción del cauce (Anexo 3)

H_m: profundidad media de la sección = B_e/área sección hidráulica (m)

Y_s: Tirante medio medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original

D_m: Diámetro medio de las partículas (mm)

β: Coeficiente, depende del período de retorno del gasto de diseño (Anexo 3)

H_s: Altura de socavación (m)

2.2.3. Análisis de estabilidad de muro.

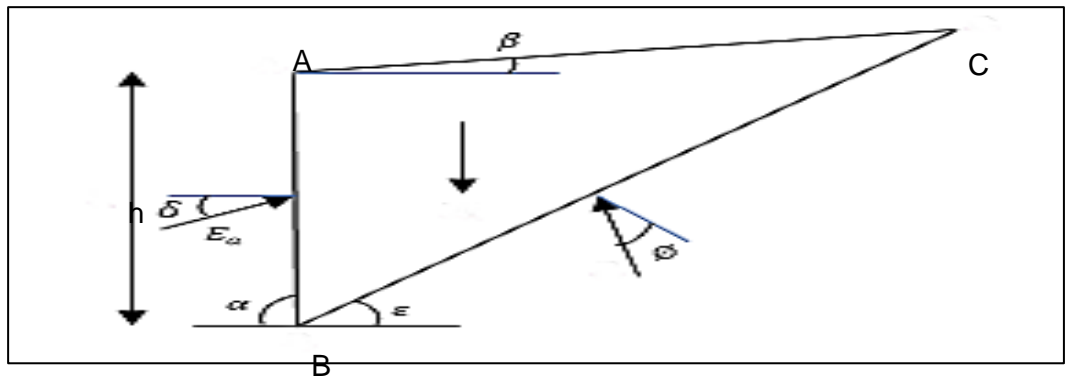
Según Camargo (2001), los muros de retención o sostenimiento son estructuras que soportan las cargas que ejercen los materiales debido al ángulo de reposo que esta genera.

Además, Braja (1984), menciona que estas cargas, son fuerzas laterales causadas por la presión lateral de la tierra. Por lo tanto, para el diseño y la construcción de los muros se requiere un pleno conocimiento de las fuerzas laterales que actúa entre las estructuras de retención y las masas de suelo que son retenidas.

2.2.3.1. Cálculo del empuje teoría de Coulomb:

Para el cálculo de la presión lateral de la tierra, Coulomb propuso una teoría para el cálculo de la presión activa y pasiva de tierra contra muros de retención, en la cual supuso que la superficie de falla es un plano, además tomó en consideración la fricción del muro y suelo (Braja, 1984).

Figura 1. Nomenclatura de los ángulos usados en ecuaciones de empujes



Fuente: Universidad Politecnica de Cataluña 2013

El empuje activo y pasivo de Coulomb se determina:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \quad \text{Ec. 18}$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ec. 19}$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_s H^2 \quad \text{Ec. 20}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ec. 21}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \phi \quad \text{Ec. 22}$$

Fuente: Universidad Politecnica de Cataluña 2013

Donde:

E_a = Empuje activo

E_p = Empuje pasivo

K_a = Coeficiente de empuje activo

K_p = Coeficiente de empuje pasivo

γ_s = Peso específico del suelo

H = Altura donde actúa el empuje

α = Angulo de la cara trasera del muro con respecto a la horizontal

β = Angulo de la superficie del relleno con respecto a la horizontal

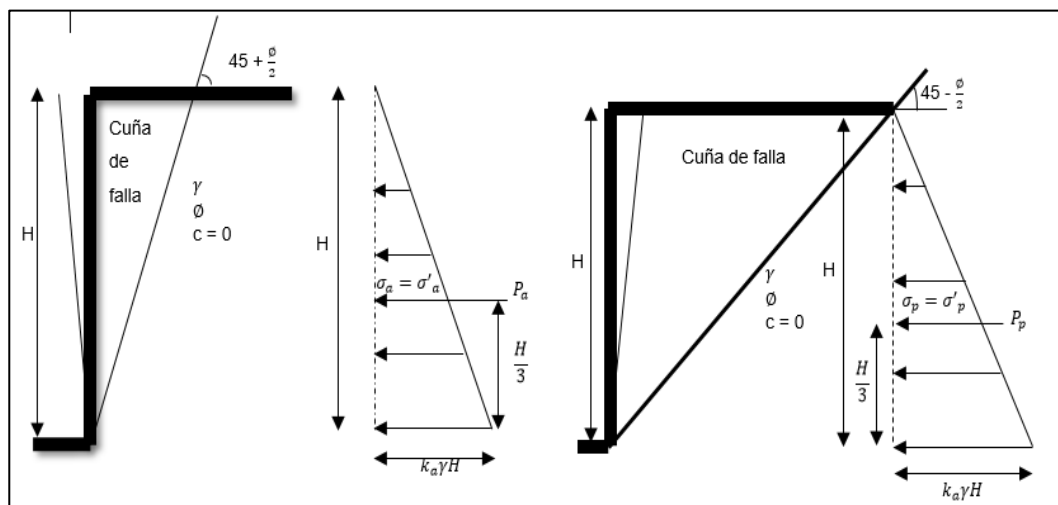
δ = Angulo de fricción resultante entre el muro y terreno

ϕ = Angulo de fricción del suelo

2.2.3.2. Cálculo del empuje teoría de Rankine:

Según Harmsen (2002), indica que la teoría de Rankine es aplicable para suelos granulares (gravas y arenas), incomprensibles y homogéneos; esta teoría desprecia la fricción entre el muro y el suelo.

Figura 2. A la izquierda estado activo de rankine y a la derecha estado pasivo de rankine.



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica (Braja, 1985)

El empuje activo y pasivo según Rankine se determina:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \quad \text{Ec. 23}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \quad \text{Ec. 24}$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_s H^2 \quad \text{Ec. 25}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{Ec. 26}$$

El empuje activo y pasivo según Rankine cuando el suelo es cohesivo se determina:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 - 2\sqrt{K_a} CH \quad \text{Ec. 27}$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_s H^2 + 2\sqrt{K_p} CH \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

E_a = empuje activo

E_p = empuje pasivo

K_a = Coeficiente de empuje activo

K_p = Coeficiente de empuje pasivo

γ_s = Peso específico del suelo

H = altura donde actúa el empuje

ϕ = Es el ángulo de fricción del suelo

C = Cohesion

Para un adecuado diseño es necesario garantizar la resistencia y estabilidad del muro, para ello se debe realizar las verificaciones por volteo, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad del conjunto.

2.2.3.3. Verificación por volteo.

Según Braja (1984), indica que la verificación por volteo se basa en realizar un análisis de los momentos que actúan con respecto al punto de giro ubicado en un extremo de la base del muro, para determinar el factor de seguridad contra el volteo es necesario relacionar los momentos desestabilizantes y estabilizantes esperando un valor mayor a 2, en caso obtener valores menores se recomienda incrementar el peso del muro con lo cual incrementaremos el factor. Para el cálculo del factor de seguridad contra el volteo se determina con la siguiente ecuación:

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}} \quad \text{Ec. 29}$$

2.2.3.4. Verificación por deslizamiento

Según Braja (1984), menciona que para realizar la verificación por deslizamiento es necesario conocer las fuerzas que actúan en el muro, entre ellas las que generan el deslizamiento y las que se oponen a este, la finalidad es buscar que el muro no falle por un empuje excesivo. Sin embargo, hay que tener en cuenta que la principal fuerza que resiste el muro ante el deslizamiento es el rozamiento que se genera entre la base del muro y el suelo, para incrementar este factor en ocasiones es recomendable la construcción de un dentellón estructura construida en la base del muro.

Para determinar el factor de seguridad ante el deslizamiento el cual deberá tener un valor mínimo de 1.5, se emplea la siguiente ecuación.

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{\text{estabilizantes}}}{\sum F_{\text{desestabilizantes}}} \quad \text{Ec. 30}$$

2.2.3.5. Verificación por capacidad de carga.

Según Braja (1984), menciona que, para la verificación por capacidad de carga, debe conocerse la presión vertical transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención y revisarse con la capacidad de carga de última del suelo. Para asumir que el muro es estable por capacidad de carga se requiere obtener un factor de seguridad de 3, para incrementar este factor se recomienda incrementar la capacidad de carga del suelo a través del mejoramiento de la superficie de fundación, para calcular el factor de seguridad por capacidad de carga se recomienda las siguientes ecuaciones:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{qu}{q_{\max}} \quad \text{Ec. 31}$$

$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Ec. 32}$$

$$q_{\min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Ec. 33}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}} - \sum M_{\text{desestabilizantes}}}{\sum V} \quad \text{Ec. 34}$$

Donde:

e = Excentricidad

q_{\max} = Capacidad de carga máxima

q_{\min} = Capacidad de carga mínima

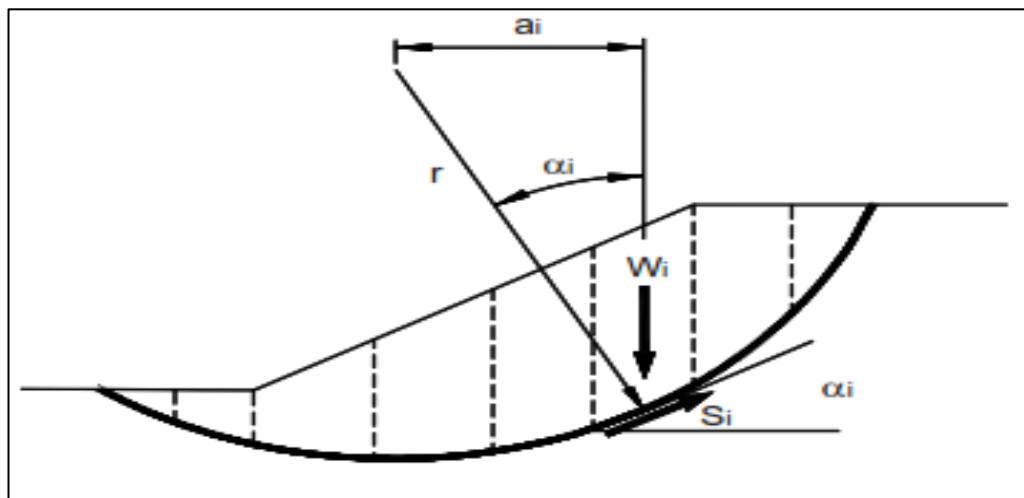
q_u = Capacidad de carga ultima

2.2.3.6. Estabilidad Del Conjunto.

La inestabilidad de un muro de retención puede presentarse por una falla del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie de curva de deslizamiento, más o menos cilíndrica.

Según Leister, (2001) afirma que para realizar el análisis de estabilidad del conjunto pueden ser utilizados los métodos de estabilidad de taludes ya que la falla es similar a la que ocurre en un talud, entre los métodos más usados es el de Fellenius.

Figura 3. Esquema típico de análisis con tajadas.



Fuente: Manual de Ingeniería de Taludes (IGME, 1987)

2.2.3.7. GEO 5 software para el análisis de estabilidad de muros.

GEO5 es el software de gran aporte para la ingeniería, permite comprender las teóricas de la geotecnia a través de distintos programas con distintas soluciones, afianza los conocimientos sobre los temas estudiados y nos permite materializar un diseño de construcción, y poder generar fácilmente reportes con esquemas gráficos totalmente entendibles.

El software GEO5 se utiliza en 90 países del mundo. El trabajo de ingeniería para probar que una construcción está bien diseñada y es segura, son las mismas en todos lados. Las características básicas de las estructuras (ej. Geometría del terreno, muro, ubicación de anclajes, etc.) Son las mismas alrededor de todo el mundo. Lo que es diferente es la manera de probar que una construcción es segura y la teoría de análisis.

2.2.4. Análisis de resistencia a la erosión.

Para realizar la verificación de resistencia a la erosión, se deberá calcular el esfuerzo de arrastre actuante (τ_a) que ejerce el flujo y el esfuerzo de arrastre crítico (τ_c) que soporta el muro, luego se realiza la comparación entre estas dos fuerzas esperando que el esfuerzo de arrastre actuante (τ_a) sea menor, lo cual nos indicará que el muro es resistente a la erosión.

$$\tau_a < \tau_c \quad \text{Ec. 35}$$

2.2.4.1. Esfuerzo de arrastre actuante (τ_a).

Según Maccaferri, (2015) indica que, para determinar el esfuerzo actuante (τ_a) o la tensión tangente ejercida por el flujo de agua sobre el fondo del canal, es dada por:

$$\tau_a = \gamma_w \times y \times i \quad \text{Ec. 36}$$

Donde:

γ_w : Peso específico del agua (1000 Kg/m³).

y : Tirante del cauce (m).

i : Pendiente longitudinal del fondo del canal (m/m).

2.2.4.2. Esfuerzo de arrastre crítico (τ_c).

Según Maccaferri, (2015) afirma que para calcular el arrastre crítico se tendrá que determinar la tensión del movimiento del material antes que ocurra el movimiento, para ello se debe conocer el peso específico del material, el diámetro medio del relleno y el coeficiente de Shield.

$$\tau_c = C \times (\gamma_s - \gamma_w) \times D_{50} \quad \text{Ec. 37}$$

Donde:

C: Coeficiente de Shields = 0.047 para enrocado y 0.10 para piedras contenidas por red metálica.

γ_s : Peso específico de las piedras (Kg/m³)

D₅₀: Diámetro medio de las piedras del relleno en metros.

2.2.5. Evaluación costo beneficio de proyectos.

La técnica del costo-beneficio involucra determinar y seleccionar la alternativa más rentable que se ajusta a las necesidades de un proyecto, es decir aquella alternativa que ofrece mayor beneficio a menor costo posible, la relación de estas dos variables resulta un indicador que determina el factor costo-beneficio (Aguilera, 2017) cuando la relación costo beneficio es mayor a 1 se puede decir que el proyecto es rentable y ofrece una buena inversión.

Ahora bien, en la presente investigación se determinarán los costos mediante la metodología o técnica del “análisis de costo unitario” y los beneficios, se presentarán en función a las características técnicas de cada sistema de protección ribereña, que integre los beneficios sociales, ambientales y económicos.

El análisis de costos unitarios es la sumatoria de multiplicación de las incidencias de cada insumo (mano de obra, materiales, equipos y herramientas), por sus precios unitarios. (Universidad Nacional de Ingeniería, 2014). Esto se expresa de la siguiente manera:

$$ACU = CUMO + CUMAT + CUEQH \quad Ec. 38$$

Donde;

ACU: Análisis de costo unitario

CUMO: Costo unitario de mano de obra

CUMAT: Costo unitario de materiales

CUEQH: Costo de materiales por equipos y herramientas

Para el análisis de costo unitario, se tomarán en cuenta las siguientes consideraciones:

Mano de obra: se considera una jornada laboral de 8 horas de trabajo.

Materiales: se consideran los precios de referencia actuales de mercado en por unidad de medida a utilizar (m^3 , m^2 , Gal, Bls, kg, etc.).

Equipos y herramientas: se considera las horas máquinas de trabajo de los equipos o herramientas.

2.3. Definiciones conceptuales.

- **Esfuerzo de arrastre permisible.** Es la resistencia que puede soportar el revestimiento sin que sea erosionado, esta magnitud depende básicamente del peso específico del material y el diámetro de las partículas.
- **Esfuerzo de arrastre crítico.** Es la fuerza que ejerce el flujo por unidad de área, esta magnitud depende esencialmente del tirante y pendiente del cauce.
- **Talud.** Es la inclinación de la superficie de la tierra con respecto a la horizontal, la capacidad de inclinación depende básicamente de las características del suelo.
- **Periodo de retorno.** Para el caso de un caudal de diseño, es el periodo de retorno se define, como el intervalo de tiempo expresado en años dentro del cual un evento de magnitud X, puede ser igualado o superado por lo menos una vez en promedio.
- **Sinuosidad.** Es el grado de curvatura que puede alcanzar el cauce de un río, su magnitud puede ser medida mediante la relación del Thalweg (línea que los puntos más profundos del cauce) entre la longitud en línea recta, se considera un río sinuoso cuando el indicador alcanza valores entre 1.1 y 1.5.
- **Hidráulica.** Rama de la física y la ingeniería que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas de los fluidos.
- **Defensa ribereña.** Son estructuras construidas en dentro del cauce de un río, estas pueden ser estructurales y no estructurales, su finalidad

es proteger las riberas de los ríos de las fuerzas erosivas del agua en época de máximas avenidas.

- **Simulación computarizada.** Es la representación gráfica de un modelo abstracto que se realiza mediante un computador. Permite al investigador obtener resultados representativos de un determinado estudio. Tradicionalmente los estudios se realizaban generalmente con lápiz y papel, pero en la actualidad la simulación en computador te permite mejorar y obtener los resultados esperados en menor tiempo.
- **Erosión.** La erosión se define como un proceso de desgaste que experimenta el material suelo o roca por acción de fuerzas externas, estas fuerzas son generalmente el agua y el viento causantes desprendimiento transporte y posterior depósito de las partículas del suelo.
- **Gaviones.** Los gaviones son estructuras tipo cajas hechas de alambre las que a su vez se rellenan con piedras de canto rodado. Son ubicadas en la ribera de los ríos con la finalidad de proteger a los taludes de la erosión del río en épocas de máximas avenidas.
- **Enrocado.** Son estructuras construidas con rocas de gran tamaño, las rocas deben ser de buena calidad y la cantera ubicada cercano al proyecto, estas deben ser colocados sobre el talud que se desea proteger.
- **Socavación.** Se le define socavación a la excavación producida en las riberas de los ríos por la acción del agua, se incrementa su efecto cuando el río aumenta su caudal.
- **Roca.** Es un agregado que puede estar formado por distintos minerales, pueden ser clasificadas como: rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas.
- **Ribera.** Espacio de tierra que se encuentra junto o al borde de un cuerpo de agua, es decir río, lago, mar, quebradas etc. En las riberas

podemos encontrar arena, piedras, restos de animales que por acción del agua fueron arrastradas a borde de los ríos.

2.4. Hipótesis

Mediante la simulación de modelo numérico computarizado, existe diferencias significativas entre el sistema de gaviones y enrocado como estructuras de defensa ribereña, en el río Supte del Centro poblado Santa Rosa de Shapajilla – 2021

2.5. Variables

2.5.1. Variable dependiente: Defensa ribereña

2.5.2. Variable Independiente: Sistema de gaviones y de enrocado

2.6. Operacionalización de variables.

Tabla 6. La operacionalización de las variables.

	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADOR
Variable dependiente: Defensa ribereña	Las defensas ribereñas son estructuras construidas dentro de las riberas de los ríos, con la finalidad es proteger principalmente las zonas rurales, urbanas y vías de comunicación, el diseño depende básicamente de la disponibilidad de los materiales en la zona del proyecto, los materiales más usados para su construcción son: concreto armado, concreto simple y rocas. (Martín, 2003).	Son estructuras construidas para proteger las riberas de los ríos, contra los procesos de erosión de sus márgenes producto de la excesiva velocidad del agua, el muro además de proteger deberá se estable, capaz de resistir los empujes del relleno y otras fuerzas externas, para la construcción se debe tomar en cuenta la disponibilidad de los materiales a fin de reducir costos e incrementar los beneficios optando por la mejor alternativa que se adecue al área de estudio.	Resistencia a la erosión	Esfuerzos de arrastre (τ : Kg/m ²)
			Estabilidad de muro	Deslizamiento (F.S)
				Volteo (F.S)
				Capacidad de carga (F.S)
			Estabilidad del conjunto (F.S)	
Costos	A.P.U (S/.)			
Variable independiente: Sistema de gaviones y enrocado	Son estructuras de defensa que se construyen dentro de las riberas del cauce, en algunos casos los gaviones son usados en obras de carreteras como muros de contención, estos sistemas de defensa se caracterizan por ser flexibles debido a que se adaptan al terreno de fundación sobre el cual se apoyan, por ello pueden soportar grandes asentamientos, la principal diferencia entre estos sistemas es que el enrocado puede ser reparado después de sufrir daños en su estructura, mientras que los gaviones al sufrir daños en es necesario volverlos a construir. (Suárez, 2001)	Los gaviones son estructuras de gravedad que consisten en cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan con piedras o boloneras que son colocadas unas sobre otras formando muros de protección. El enrocado es una estructura de gravedad que consiste en bloques o cantos de roca de diferentes tamaños con formas irregulares colocados sobre el talud a lo largo de la orilla de una corriente que se quiera proteger.	Tipo de gavión	Gavión tipo caja
				Gavión tipo colchón
				Gavión tipo saco o cilindro
			Tipo de enrocado	Enrocado con roca al volteo
				Muro de enrocado

CAPÍTULO III

3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación según Baena (2014), es aplicada, porque tiene como objetivo resolver las necesidades y estudiar el problema que se presenta en la sociedad aplicando teorías existentes, como el caso de las inundaciones y erosión en las riberas de los ríos que pueden ser protegidas con la implementación de defensas ribereñas.

3.1.1. Enfoque

Según metodología de la investigación de acuerdo a Hernández et al. (2014), la presente investigación se considera de enfoque mixto debido a que se realizaron la descripción cualitativa del comportamiento de los sistemas de defensa ribereña (gaviones y enrocado), mediante mediciones numéricas y métodos matemáticos con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar las hipótesis. En este sentido, en la presente investigación se realizó la recolección de datos tomando como base la medición y resultados numéricos; además de hacer uso de softwares para el modelamiento hidráulico, el diseño y análisis de resistencia y estabilidad de la defensa ribereña.

3.1.2. Alcance o nivel

El nivel de esta investigación es explicativo pues de acuerdo a Hernández et al. (2014), la cual se centra en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta o por qué se relacionan dos o más variables. En este trabajo, se explicará mediante comparaciones técnicas entre dos sistemas de defensa ribereña (gaviones y enrocado), la alternativa más factible como defensa ribereña en la población de estudio.

3.1.3. Diseño

El diseño de la investigación es no experimental, porque se refiere a estudios que se realizan sin la manipulación deliberada de variables y en los observan los fenómenos y se hace la simulación mediante software. A su vez, es de tipo transeccional debido a que se recolectan datos en un solo momento

y su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado (Hernández et al., 2014).

3.2. Población y muestra

La población estará constituida por el centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla ubicado en el Distrito de Luyando, cuya superficie es de 100.32 Km² y una población total de 8 951 habitantes según INEI - Censos Nacionales de Población y Vivienda 2017.

La muestra será no probabilística o dirigida por conveniencia, siendo elegido el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla, cuya población está representada por una población censada de 686 habitantes y 197 viviendas según el INEI - Censos Nacionales de Población y Vivienda 2017.

3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.3.1. Para la recolección de datos

La observación:

Se realizó la visita a la zona con la finalidad de recolectar datos de levantamiento topográfico, mecánica de suelos, hidrológicos e hidráulica fluvial, que fueron registrados en la ficha técnica (ver Anexo 2) que son instrumentos de registro de información.

Además, se observó que la margen derecha del río Supte en nuestra zona de estudio se encuentra con peligro de inundación y erosión, debido a las constantes precipitaciones que se presentan durante los periodos de invierno.

Revisión documental:

Para la investigación fue necesario la utilización de información documental como: datos pluviométricos proporcionados por SENAMHI, artículos, normas, planos, tesis, etc., relacionados con el tema de investigación, información que fue necesaria para el desarrollo de la investigación.

Visitas a campo:

Fue con la finalidad de desarrollar el levantamiento topográfico, recolección de muestras de suelo a través de la excavación de calicatas con profundidades de 2.50 m ubicadas en las márgenes del río Supte del área de estudio, recolección de muestras de rocas ubicadas en las coordenadas E395090; N8982783 y de piedras (boloneras) ubicadas en las coordenadas E390807 ;N8981304, cuyas muestras fueron llevadas al laboratorio de suelos SUCONCSAC para el análisis respectivo.

Materiales y equipos: Los materiales y equipos que se emplearon para la toma de medidas fueron:

Materiales:

- Pico tipo punta y pala
- Pala tipo cuchara
- Balde de 20 L
- Bolsas de plástico
- Estacas de madera
- Wincha de 50 m

Equipos:

- GPS (sistema de posicionamiento global)
- Teodolito electrónico
- Nivel de Ingeniero
- Horno de secado
- Balanza electrónica
- Dispositivo de límite líquido (Cuchara de Casa Grande)
- Tamizadoras

Programas (softwares)

- **Microsoft Office 2016:** Es el software de procesamiento de palabras y textos que permite crear tablas, gráficos, informes, cartas, etc. (Habraken, 2001).

- **Microsoft Excel 2016:** Es el software mediante el cual se crea hojas de cálculo, además cuenta con herramientas y fórmulas que permiten realizar cálculos matemáticos financieros y estadísticos. (Habracken, 2001)
- **AutoCAD Civil 3D 2018:** Es el software muy empleado en el campo de la ingeniería, que facilita al profesional desarrollar cálculos de áreas, volúmenes, curvas de nivel, modelamientos en 3D y el análisis de una gran cantidad de datos de campo, además permite obtener planos a escalas gráficas y reporte de movimiento de tierras (Olaya, 2013).
- **S10 presupuestos:** es un software que permite elaborar presupuestos, manejar la parte económica de un proyecto, generalmente vinculados al campo de la construcción, además genera reportes detallados de un presupuesto (AMV CONSULTORES S.A.C. 2019).
- **Hec- Ras V 5.0.7.** Es el software que permite simular flujos de un cauce, transporte de sedimentos y análisis de calidad del agua en canales artificiales, ríos y cauces abiertos. Además, facilita el cálculo de los parámetros hidráulicos y perfil de agua (Villon, 2014).
- **GEO 5:** Es el software que permite comprender las teóricas de la geotecnia a través de distintos programas con distintas soluciones, afianza los conocimientos sobre los temas estudiados y nos permite materializar un diseño de construcción, y poder generar fácilmente reportes con esquemas gráficos totalmente entendibles.

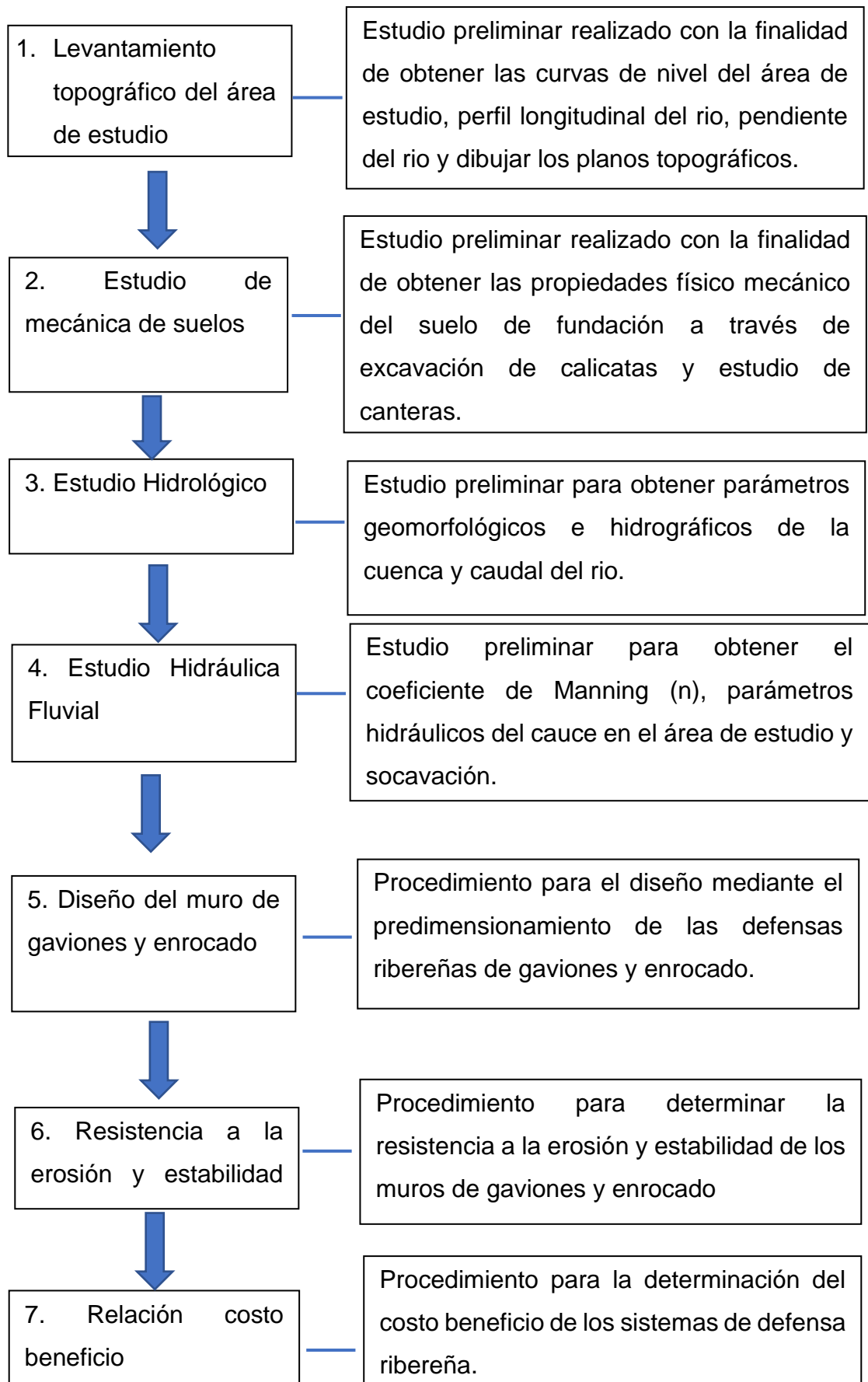
3.3.2. Para la presentación de datos:

Para la presentación y el modelamiento de la información se utilizaron las fichas técnicas del levantamiento topográfico, mecánica de suelos, hidrología e hidráulica fluvial y los gráficos proporcionados por los programas AutoCAD Civil 3D, GEO 5, HEC-RAS 5.0.7 y S10 presupuestos, los mismos fueron empleados para el diseño y determinación de las variables técnicas de la investigación.

3.3.3. Para el análisis e interpretación de datos:

A continuación, se muestra el procedimiento para el análisis e interpretación de los datos. Este análisis permitirá obtener las variables técnicas de estudio.

Figura 4. Diseño de la Investigación



CAPÍTULO IV

4. RESULTADOS

4.1. Estudios preliminares para el diseño de defensa ribereña con gaviones y enrocado.

4.1.1. Levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico se realizó con el método de la radiación, se tomó nota de las lecturas de los ángulos acimutales, cenitales, así como las distancias horizontales con lo cual se obtuvo las coordenadas polares, las mismas a través de métodos matemáticos se convirtió en coordenadas cartesianas para el sistema UTM WGS84 Zona 18S.

La Tabla 7 presenta la información topográfica obtenidas en el área de estudio, las mismas fueron utilizados para la elaboración de los planos topográficos en el software AutoCAD Civil 3D 2018.

Tabla 7. Información del levantamiento topográfico del área de estudio.

Descripción	Datos
Número de puntos	230 (ver Anexo 2)
Elevación del terreno	Altura Máxima: 627 m.s.n.m. Altura Mínima: 625 m.s.n.m.
Longitud del río en estudio	155.00 m
Curvas de nivel	Curvas de nivel menores a cada 0.50 m Curvas de nivel mayores a cada 2.50 m
Sistema de coordenadas	WGS84 datum, 18S

Luego de haber obtenido las coordenadas topográficas del área de estudio se procedió a elaborar los planos topográficos que se muestran a continuación:

Figura 5. Vista de ubicación del ámbito de estudio en el Distrito de Luyando

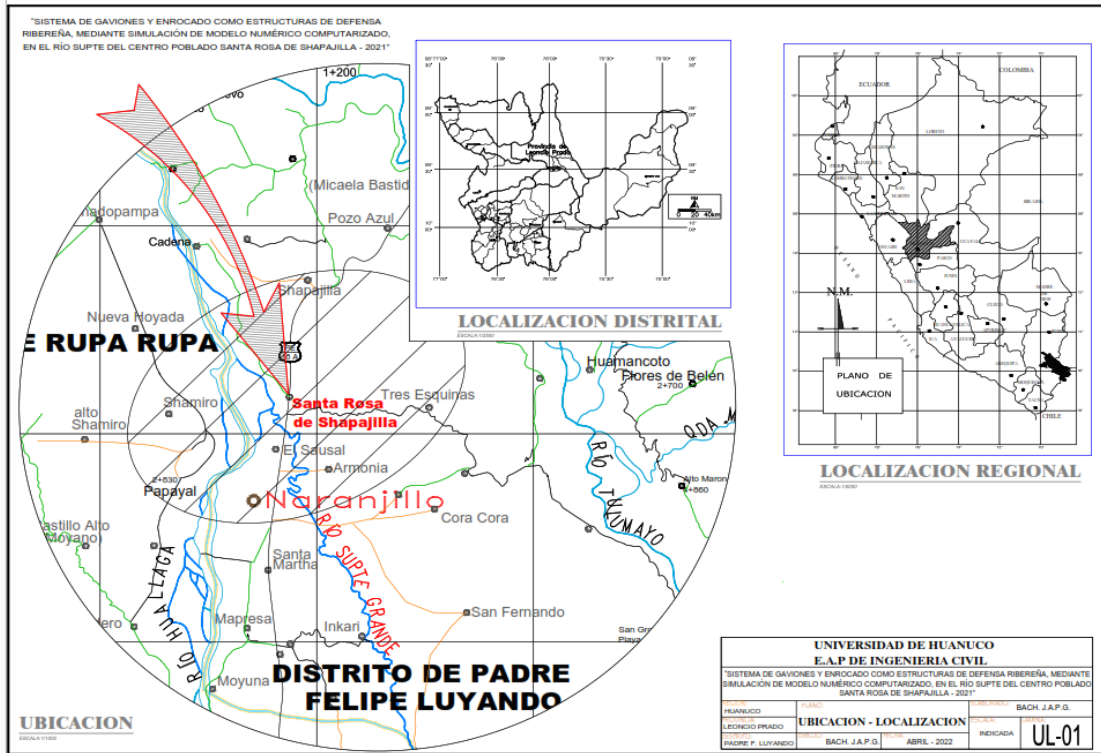


Figura 6. Vista en planta del área de estudio en el centro poblado Santa Rosa de Shapajilla.

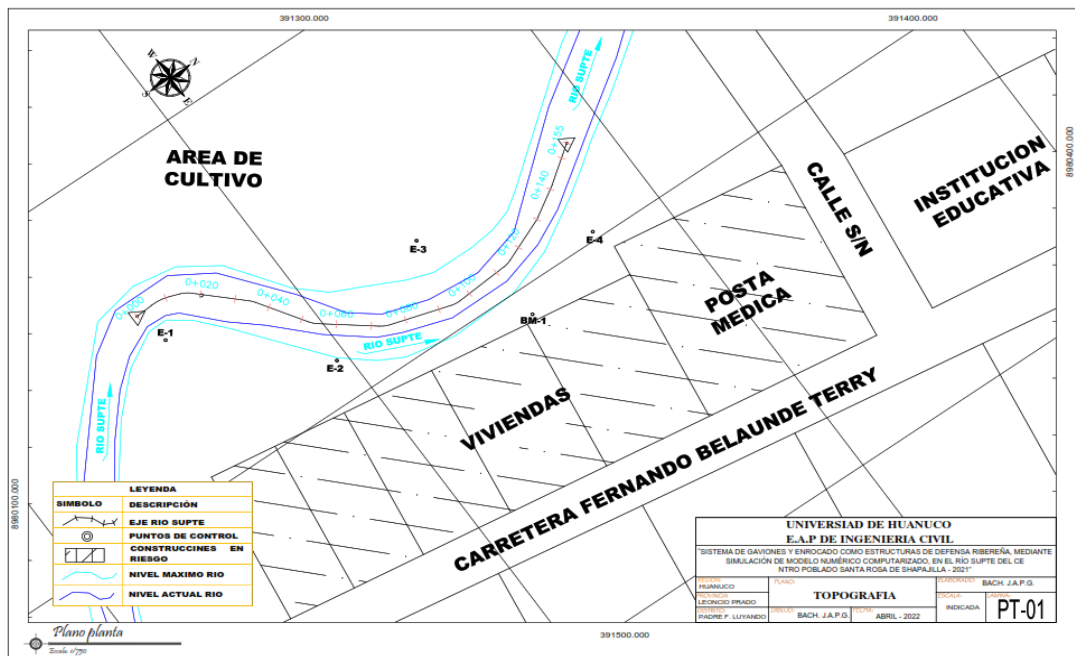


Figura 7. Sección transversal en la progresiva km:0+050.00 del río Supte en el centro poblado Santa Rosa de Shapajilla.

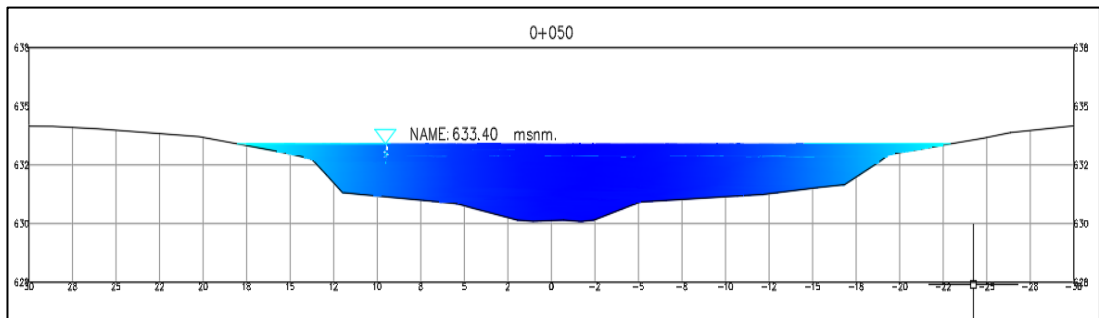
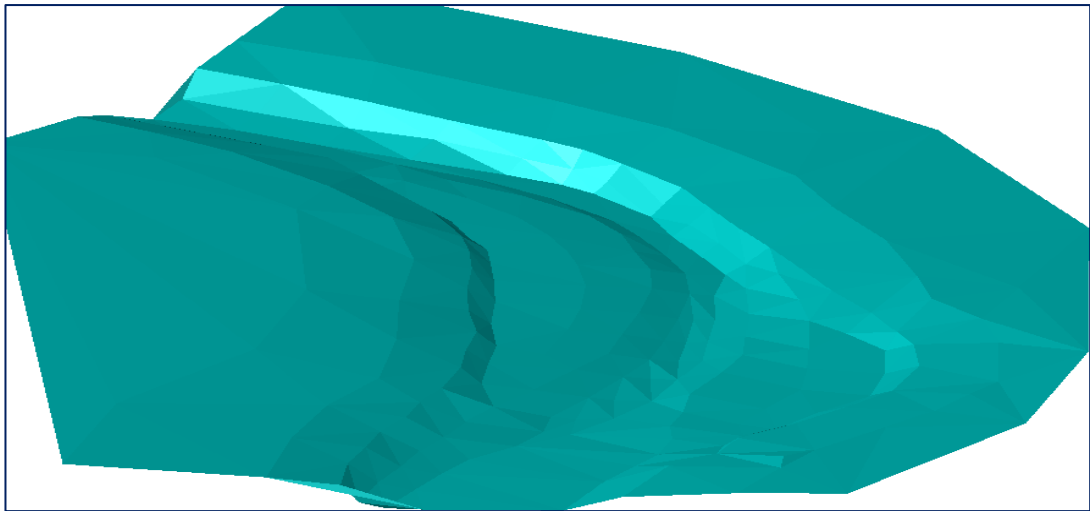


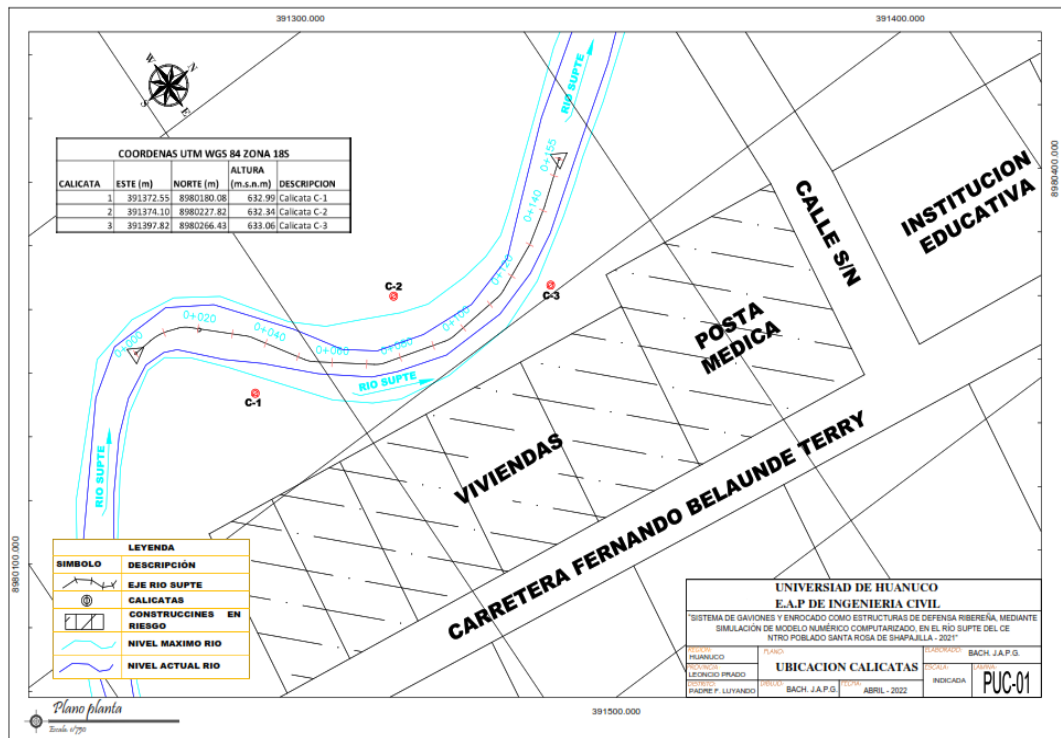
Figura 8. Vista 3D del área de estudio en el río Supte del Centro Poblado Santa Rosa de Shapajilla.



4.1.2. Mecánica de suelos:

Para el estudio de mecánica de suelos se ha excavado 03 calicatas a cielo abierto a una profundidad de 2.50 m, ubicadas en ambas márgenes del río Supte en el tramo de estudio, luego las muestras fueron trasladados al laboratorio de suelos para su análisis respectivo (ver Anexo 2), con la finalidad de determinar las características físicas y mecánicas del suelo que conforman el área de estudio. Esta información se utilizó para el diseñar la defensa ribereña estructura necesaria para la protección y control de inundaciones de las áreas vulnerables en la margen derecha del río Supte, en el sector de Santa Rosa de Shapajilla.

Figura 9. Vista de la ubicación de las calicatas en el área de estudio.



Como se observa, las calicatas C-1, C-3, se excavaron en la margen derecha y la calicata C-2 en la margen izquierda del río Supte.

4.1.2.1. Perfil estratigráfico: Para un mayor reconocimiento del terreno en estudio se excavaron tres calicatas con una profundidad de 2.50 m y tiene las siguientes características.

Tabla 8. Perfil estratigráfico del suelo.

Características	Calicata 01	Calicata 02	Calicata 03
Prof. M.	2.5 m.	2.5 m.	2.5 m.
Coordenadas UTM	391372.55E; 8980180.078N	391374.099E; 8980227.821N	391397.818E; 8980266.434N
Tipo de excavación	Cielo abierto	Cielo abierto	Cielo abierto
Clasificación SUCS Estrato 1	Arena Fina Limosa - SM	Arena Fina Limosa - SM	Arena Fina Limosa - SM
Clasificación SUCS Estrato 2	Arena con Limo y Grava - SP - SM	Arena con Limo y Grava - SP - SM	Arena con Limo y Grava - SP - SM
Clasificación SUCS Estrato 3	Grava con arena con presencia de boloneras - GP	Grava con arena con presencia de boloneras - GP	Grava con arena con presencia de boloneras - GP
Profundidad de nivel freático	0.90 m.	0.80 m.	0.70 .

4.1.2.2. Propiedades físicas mecánicas del suelo: En la Tabla 9 se observa las propiedades físico mecánicas de los suelos del area de estudio, como resultado de los ensayos realizados en el laboratorio de mecánica de suelos.

Tabla 9. Información de las propiedades físico mecánicas del suelo.

Componentes	Calicata N°1			Calicata N°2			Calicata N°3		
	Estrato 01	Estrato 02	Estrato 03	Estrato 01	Estrato 02	Estrato 03	Estrato 01	Estrato 02	Estrato 03
Prof. (m)	0.00-0.40	0.40-0.75	0.75-2.50	0.00-0.40	0.40-0.75	0.75-2.50	0.00-0.40	0.40-0.75	0.75-2.50
Coordenadas	391372E; 8980180N			391374E; 8980227N			391397E; 8980266N		
Ret. No. 4	0	49.35	65.72	0	49.25	63.78	0	47.57	62.92
Pasa No. 200	19.44	7.33	3.6	21.57	6.57	3.8	18.6	6.99	3.62
L.L.	25.2	NP	NP	25.4	NP	NP	26.8	NP	NP
L.P.	21.6	NP	NP	21.2	NP	NP	21.3	NP	NP
I.P.	3.6	NP	NP	4.2	NP	NP	5.5	NP	NP
% Humedad	12.71	8.45	9.95	12.62	8.18	9.94	13.76	9.89	10.2
P.E	1.72	2.58	2.62	1.72	2.58	2.62	1.72	2.58	2.62
SUCS	SM	SP-SM	GP	SM	SP-SM	GP	SM	SP-SM	GP
AASTHO	A-2-4 (O)	A-1a (O)	A-1a (O)	A-2-4 (O)	A-1a (O)	A-1a (O)	A-2-4 (O)	A-1a (O)	A-1a (O)
D10	-	-	0.21	-	-	0.19	-	-	0.22
D50	-	-	15.95	-	-	14.3	-	-	15.57
D60	-	-	24.94	-	-	24.03	-	-	24.37

El el area de estudio se determinó las siguientes textura de los suelos:

- Estrato 1: de 0.00 m a 0.45 m = Arena fina limosa (SM)
- Estrato 2: de 0.45 m a 0.90 m = Arena con limo y grava (SP-SM)
- Estrato 3: de 0.90 m a 2.50 m = Grava con arena (GP)

Para ello el tamaño medio característico de las partículas del fondo del río, se tomó el promedio de los D50 obtenidos en la tercera muestra de cada calicata que resulta 15.27 mm.

4.1.2.3. Análisis de Capacidad Portante:

Para el análisis de capacidad portante se usó el método de prueba de corte directo (ASTM D-308) para ello se utilizó la muestra alterada del 3er

estrato de la 1era calicata, que consiste en una grava arenosa (GP), esta muestra fue analizada en el laboratorio SUCONSAC (ver Anexo 2). En la siguiente tabla se muestra los resultados obtenidos.

Tabla 10. Información de las Propiedades fisico-mecanicas del suelo.

Descripcion	Contenido
Peso específico (γ) =	1.959 gr/cm ³
Porcentaje de humedad W =	9.95%
Angulo de fricción ϕ =	34°
Cohesion C =	0.00 kg/cm ²

Para el calculo de la capacidad portante del suelo se utilizó la ecuacion de terzagui.

$$q_{ult} = C N_c S_c + 1/2 \gamma B N_\gamma S_\gamma + \gamma D_f N_q S_q$$

$$q_{ult} = 52.972 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult}/3$$

$$q_{adm} = 1.766 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.2.4. Canteras de piedras (boloneras):

Ubicación:

La cantera de piedra se encuentra ubicado a 2 km del proyecto, exactamente en la margen derecha del rio Huallaga a la altura del caserío Cadena del Distrito de Luyando - Naranjillo, sus coordenadas UTM WGS84 son E390807.570 ;N8981304.835:

Origen:

El origen de estas canteras es por arrastre del rio Huallaga, en épocas de crecidas, acumulándose en las orillas del rio, formandose pequeñas terrazas, las piedras son subredondeadas a redondeadas porque son transportados desde su origen o roca madre, arrastradas varias decenas de kilómetros, su origen son rocas esquistos, diorita, filaticos, Gneiss, basalto.

4.1.2.5. Cantera de rocas:

Ubicación:

La cantera de rocas se encuentra ubicado a 8 km del proyecto a la altura del Puente Pumahuasi del Distrito de Daniel Alomia Robles, cuyas coordenadas UTM WGS84 son E395090; N8982783.

Origen:

El origen de esta cantera es sedimentario con alta potencia de unos 300 metros de altura, consiste en rocas calizas del Grupo Pucara son del Cretáceo de unos 300 millones de años, dentro su composición química predomina el carbonato de calcio.

4.1.2.6. Cantera de relleno:

Ubicación:

La cantera de relleno se encuentra ubicado en la misma area de estudio, en la localiad de Shapajilla del Distrito de Luyando - Naranjillo con coordenadas UTM WGS84 E391379; N8980214.

Origen:

Esta cantera tiene como origen fluvial, las rocas aborígenes son arrancados desde las altas montañas por erosión (intemperismo y meteorismo), luego son transportados por los rios a las partes mas bajas varias kilometros, en donde se forman los clastos o pedazos de roca en forma redondeadas a subredondeadas, en las partes bajas se depositan a las orillas del rio en los meandros, formando bancos de tamaños regulares conocidas como canteras de playa o bancos de sedimentos.

Dentro de su clasificación granulométrica según el estudio de suelos a una profundidad de 0.80m es de tipo Arena con Limo y Grava.

4.1.3. Hidrología.

Con la información recopilada en campo y habiéndolas registrado en las fichas técnicas (ver Anexo 2) como son: el registro histórico de precipitaciones, punto de aforo o salida y cartas nacionales de la Provincia de Leoncio Prado de los cuadrante 19j y 19k, se procedió a calcular los parámetros geomorfológicos y parámetros de la red hidrográfica de la cuenca del rio Supte.

4.1.3.1. Parámetros geomorfológicos e hidrográficos de la cuenca del río Supte:

Para calcular los parámetros Geomorfologicos e Hidrograficos se ha tenido la necesidad de contar con la información del punto de aforo y cartas nacionales de la Provincia de Leoncio Prado exactamente de los cuadrantes 19j y 19k y además se utilizó los programas Microsoft Excel, Google Earth Pro, ArcGIS V10.3. A continuación se muestra los parámetros Geomorfológicos y Red Hidrográfico de la cuenca del río Supte.

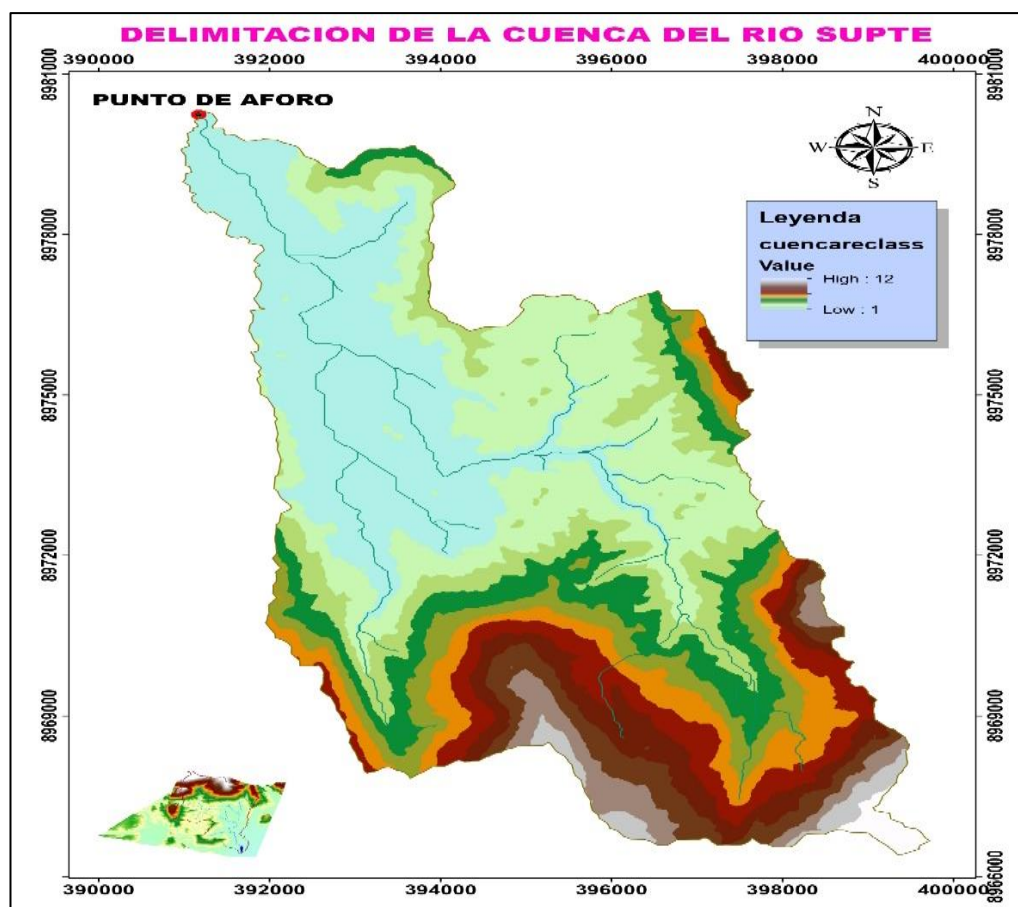
Tabla 11. Información geomorfológica de la cuenca del río Supte.

Parámetros de forma	Unidad de medida	Cuenca Hidrográfica
Área total de la cuenca	km ²	62.84
Perímetro de la cuenca	km	46.99
Longitud de río principal	km	17.49
Longitud en línea recta de río	km	14.28
Centroide	Este X	395083.84
	Norte Y	8972536.59
Ancho promedio de la cuenca	km	3.59
Coefficiente de compacidad	-	1.67
Factor de forma	-	0.21
Radio de Circularidad	km	0.36
Longitud total de los ríos	km	47.36
Sinuosidad	-	1.23

Tabla 12. Información de la red hidrográfica la cuenca del río Supte.

Parámetros	Unidad de medida	Cuenca Hidrográfica
Cotas del cauce principal	Altitud máxima (Hmax)	1104
	Altitud mínima (Hmin)	642
Pendiente media del río principal (Sm)	m/m	2.64%
Altura media del río principal (H)	m.s.n.m.	231
Tiempo de concentración (Tc)	horas	2.434
Densidad de Drenaje	km/km ²	0.75
Pendiente del río en el tramo de estudio (ver perfil topográfico)	m/m	0.005

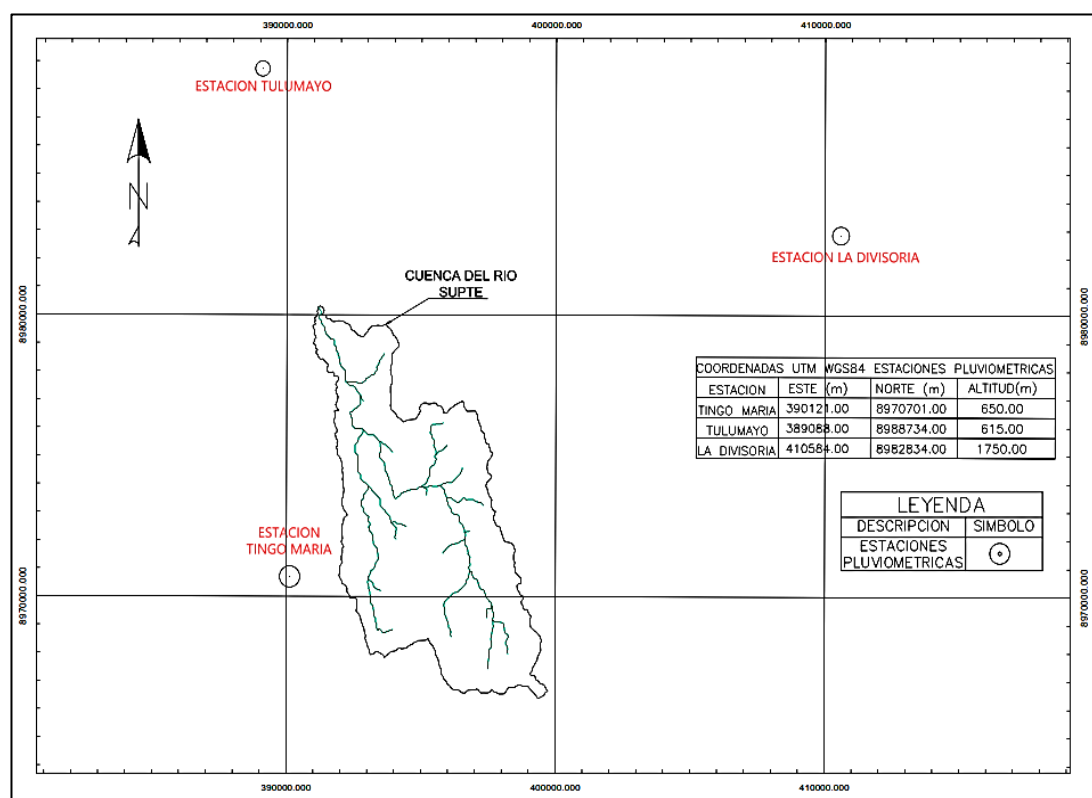
Figura 10. Delimitación de la cuenca del río Supte con el software ArcGIS.



4.1.3.2. Estudio pluviométrico.

Debido a que en la zona de estudio no existe una estación limnimétrica de medición de niveles de agua, se procedió a buscar datos históricos de precipitaciones máximas en 24 horas, registradas en las estaciones pluviométricas más cercanas al área de estudio lo cual permitió predecir a través de la estadística y las probabilidades una precipitación proyectada según el periodo de retorno establecido.

Figura 11. Vista de estaciones pluviométricas más cercanas a la cuenca del río Supte.



4.1.3.3. Análisis estadístico de datos hidrológicos.

Identificado las estaciones pluviométricas más cercanas se procedió a descargar la data de la página oficial del SENAMHI de las estaciones pluviométricas de Tingo María y Tulumayo (ver Anexo 2), que cuentan con más de 25 años de registro, en la cual se obtuvo el resumen de precipitación máximas en 24 horas de cada año.

Tabla 13. Registro de precipitaciones máximas de 24 horas desde el año 1965 – 2015.

Año	Estación Tingo María (mm)	Estación Tulumayo (mm)	Año	Estación Tingo María (mm)	Estación Tulumayo (mm)
1965	85	66.5	1990	86.3	S/D
1966	65	66.5	1991	98.4	S/D
1967	70.5	98.8	1992	98.3	S/D
1968	90.4	94.7	1993	104	S/D
1969	132.5	78.9	1994	149.2	72
1970	124.1	84	1995	98.4	S/D
1971	141	112.8	1996	78	S/D
1972	102.2	112	1997	99.8	136
1973	121.1	154.5	1998	156	113.3
1974	84.7	99.8	1999	116.5	113.8
1975	86.4	65.1	2000	88.5	96.6
1976	128	71.7	2001	95.9	90.7
1977	125.7	95	2002	123.1	103.5
1978	61.8	92	2003	149.7	126
1979	75.3	57.3	2004	80	102.4
1980	81.4	88	2005	97.5	142
1981	134	133.5	2006	108	118.6
1982	99.7	116.7	2007	70.5	76.8
1983	109	86	2008	95.8	68.3
1984	80	74.7	2009	78.2	97.6
1985	100	95.5	2010	69.9	108.5
1986	67.3	97.1	2011	105	89
1987	85.7	78.5	2012	103.7	80
1988	89	57.3	2013	121	83.7
1989	94.4	S/D	2014	148	77
			2015	122.5	S/D

Con el registro de precipitación de la Tabla 13 se identificó la máxima precipitación de cada año para obtener el registro representativo, con dicha información se obtiene el histograma de precipitaciones máximas en 24 horas para el ámbito de estudio.

Tabla 14. Registro representativo de precipitaciones máximas de 24 horas desde el año 1965 - 2015.

N°.	Año	Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)	N°.	Año	Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)
1	1965	85.00	26	1990	86.30
2	1966	66.50	27	1991	98.40
3	1967	98.80	28	1992	98.30
4	1968	94.70	29	1993	104.00
5	1969	132.50	30	1994	149.20
6	1970	124.10	31	1995	98.40
7	1971	141.00	32	1996	102.90
8	1972	112.00	33	1997	136.00
9	1973	154.50	34	1998	156.00
10	1974	99.80	35	1999	116.50
11	1975	86.40	36	2000	96.60
12	1976	128.00	37	2001	95.90
13	1977	125.70	38	2002	123.10
14	1978	92.00	39	2003	149.70
15	1979	75.30	40	2004	102.40
16	1980	88.00	41	2005	142.00
17	1981	134.00	42	2006	118.60
18	1982	116.70	43	2007	76.80
19	1983	109.00	44	2008	95.80
20	1984	80.00	45	2009	97.60
21	1985	100.00	46	2010	108.50
22	1986	97.10	47	2011	105.00
23	1987	85.70	48	2012	103.70
24	1988	89.00	49	2013	121.00
25	1989	94.40	50	2014	148.00
			51	2015	122.50

Los resultados de análisis de las precipitaciones máximas de 24 horas de cada año para el área de estudio es la siguiente.

Tabla 15. Información de parámetros estadísticos de precipitaciones máximas en 24 horas.

Parámetros estadísticos	Precipitaciones máximas en 24 horas
Número de datos (N)	51.00
Sumatoria	5563.40
Valor Máximo	156.00
Valor Mínimo	66.50
Media:	109.09
Varianza:	494.88
Desviación estándar:	22.25
Coefficiente variación:	4.90
Coefficiente de Sesgo:	0.49

Figura 12. Histograma de registro de histórico de precipitaciones máximas de 24 horas de cada mes desde el año 1965 - 2015.

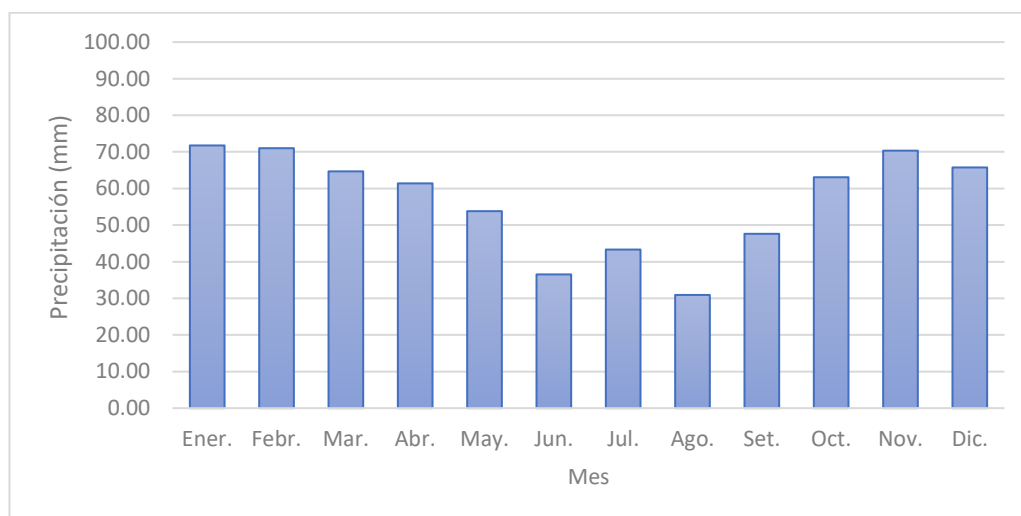
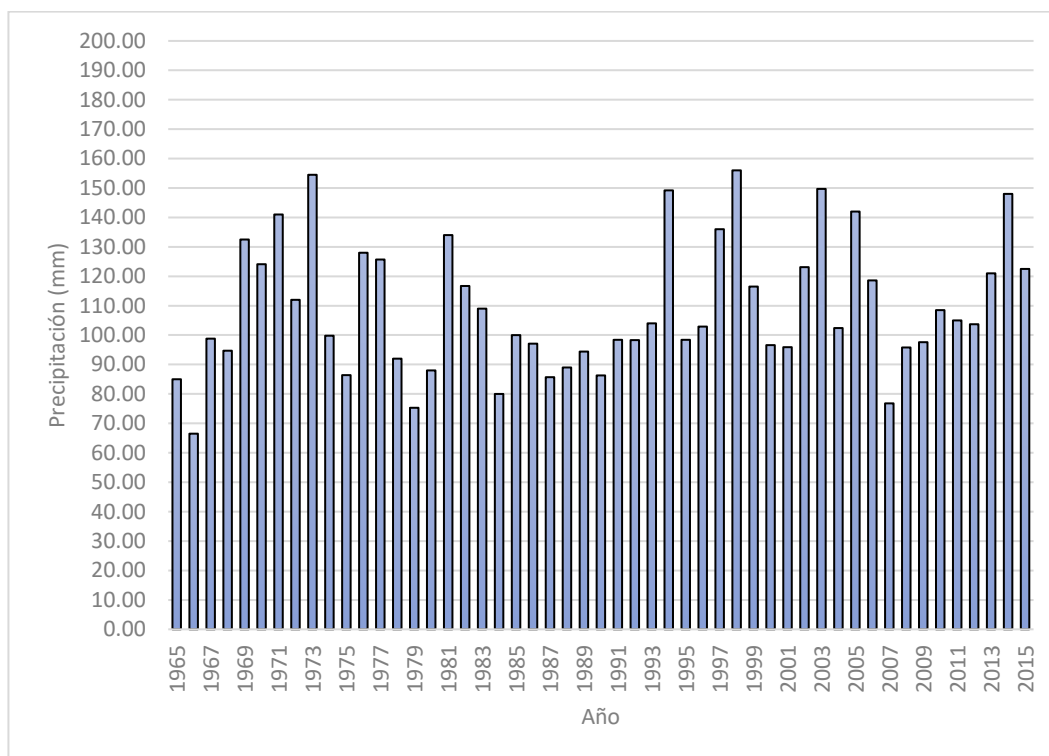


Figura 13. Histograma de registro histórico de precipitaciones máximas de 24 horas de cada año desde el año 1965 - 2015.



Seguidamente se procedió a calcular la precipitación proyectada por el método estadístico de Gumbel para distintos periodos de retorno con las siguientes ecuaciones:

$$X_T = \mu + K_T \sigma$$

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}$$

Donde:

μ = Media del registro de precipitaciones máximas de 24 horas

σ = Desviación estándar del registro de precipitaciones máximas de 24 horas

T = Periodo de retorno

Seguidamente el resultado obtenido fue multiplicado por un factor de fiabilidad del 1.13 que es el coeficiente de corrección para datos de estaciones que se registran una vez al día recomendado por la Organización Meteorológica Mundial (OMM).

Tabla 16. Cálculo de las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno por el método estadístico de Gumbel.

Periodo de Retorno T (años)	Probabilidad	Distribución Gumbel X_T
2	0.500	119.14
5	0.200	141.35
10	0.100	156.06
20	0.050	170.17
30	0.033	178.29
50	0.020	188.43
80	0.013	197.72
100	0.010	202.12
150	0.007	210.10
200	0.005	215.75
500	0.002	233.74

4.1.3.4. Periodo de retorno:

Es el valor que se determina para realizar el diseño de una obra de ingeniería hidráulica y que está en función del riesgo admisible y de una vida útil, y se interpreta como la probabilidad de ocurrencia de un evento determinado, pueda ocurrir una vez cada 100 años. Para el presente diseño, se usará un riesgo admisible de 0.25 y una vida útil de 40 años recomendado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2008).

Tabla 17. Resultado del periodo de retorno de diseño.

Tipo de Obra:	Riesgo Admisible	Vida Útil (años)	Periodo de Retorno Calculado (años)	Periodo de Retorno Asumido (años)
Defensa ribereña	0.25	40.00	139.20	150.00

4.1.3.5. Numero de curva.

Para el cálculo del número de curva se utilizó el método del Soil Conservation Service. Este método se base en hallar el coeficiente CN que depende de las siguientes propiedades generadoras de escorrentía las cuales son: Grupo hidrológico del suelo, tipo de cobertura y tratamiento.

Para ello se usaron los mapas temáticos de uso de suelos y cobertura vegetal del Ministerio del Ambiente (MINAM), esta información ayuda a clasificar la superficie de la cuenca, a continuación, se muestran el mapa de cobertura vegetal y grupo hidrológico de la cuenca:

Figura 14. Mapa de cobertura vegetal de la cuenca del río Supte

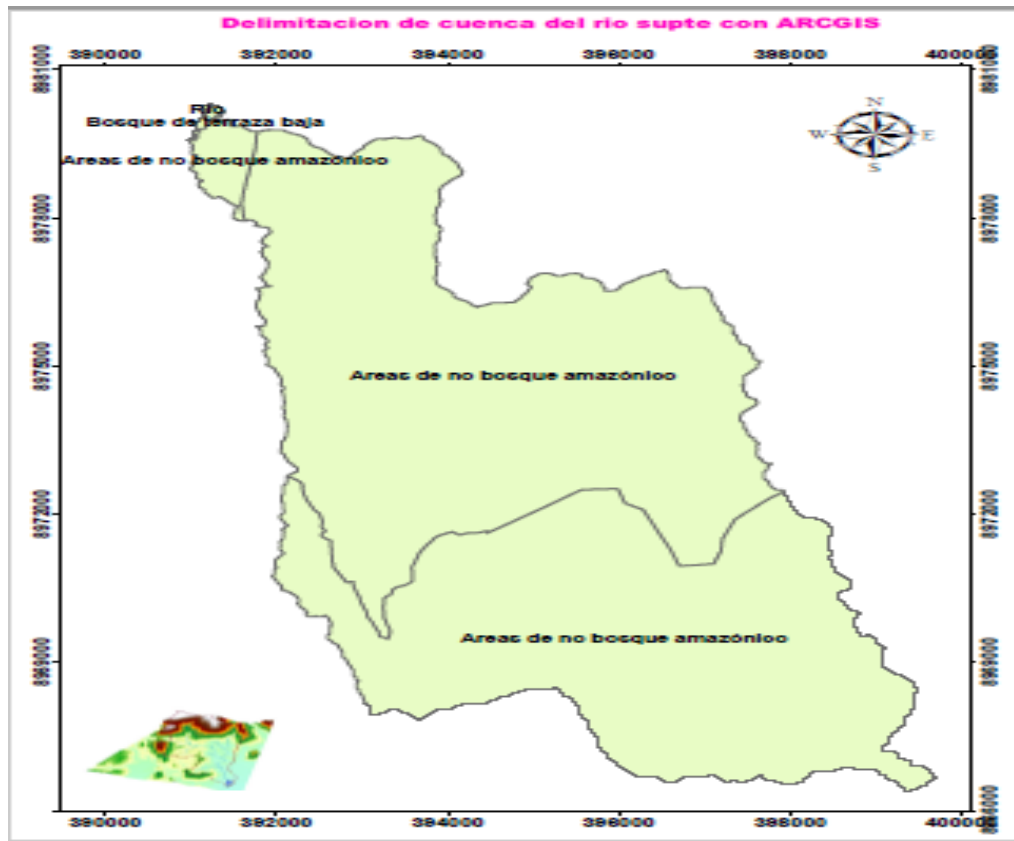
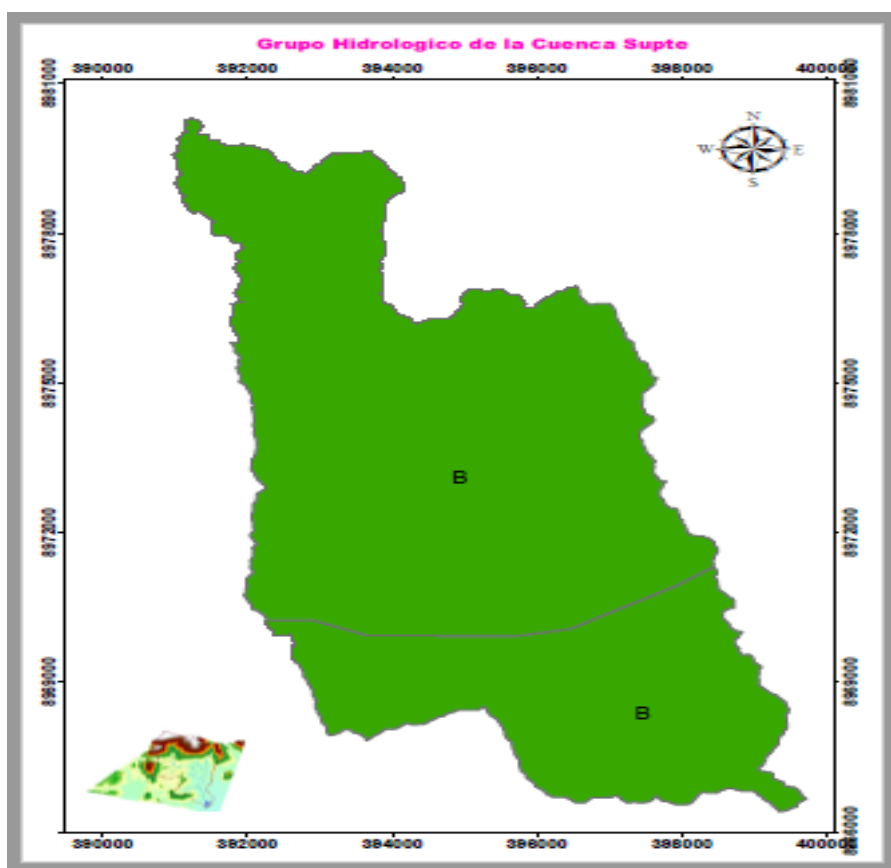


Figura 15. Mapa de grupo hidrológico de la cuenca del río Supte



Con los mapas creados se procedió a calcular el número de curva con la ayuda de la tabla de usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana del manual de hidrología hidráulica y drenaje del MTC (ver Anexo 3). En la Tabla 18 se presenta el cálculo del Número de Curva para la cuenca del río Supte.

Tabla 18. Resultado del Número de Curva de la cuenca del río Supte.

Parámetros	Características de la cuenca
Grupo hidrológico	B
Uso de tierra	Bosque de terraza baja, áreas de no bosques amazónicos y río
Numero de curva	55

4.1.3.6. Caudal de diseño

Para calcular el caudal de diseño se usó el método racional modificado del manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC donde recomienda

usar este método para cuencas menores a 770 km² y con valores de tiempos de concentración (Tc) de entre 0.25 y 24 horas.

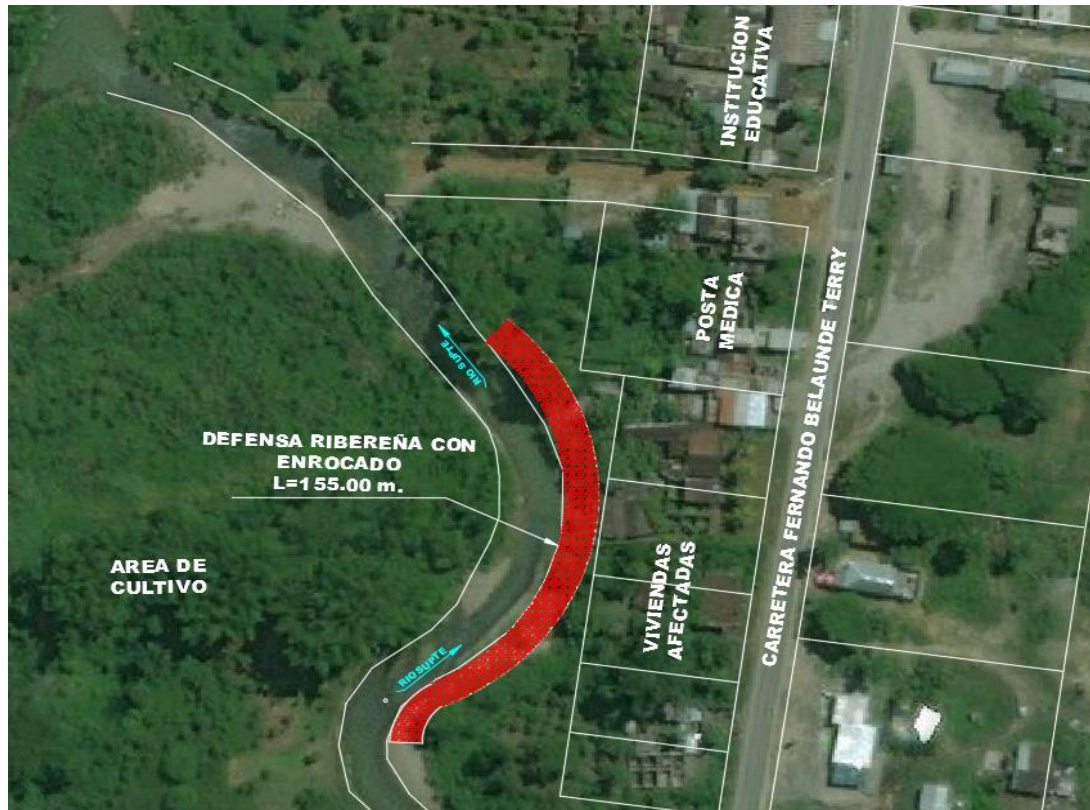
Tabla 19. Resultado del caudal de diseño calculado por el método racional modificado con un periodo de retorno de 150 años.

Parámetros	Unidad	Cuenca rio Supte
Área total de la cuenca	km ²	62.84
	Ha	6284.00
Longitud de cauce mayor (L)	km	17.49
Pendiente promedio del cauce (S)	m/m	0.03
Tiempo de concentración (TC)	hora	5.27
Coefficiente de uniformidad (K)	-	1.36
Factor reductor (Ka)	-	0.38
Precipitación máxima	mm	210.10
Precipitación máxima corregida (P)	mm	79.39
Intensidad	mm/h	12.16
Cobertura vegetal	-	Bosque de terraza baja, Áreas de no bosques amazónicos y Río
Tipo suelo - grupo hidrológico.	-	B
Numero de curva	-	55
Umbral de escorrentía	-	41
Coefficiente de escorrentía	-	0.447
Caudal máximo de diseño	m ³ /s	129.42

4.1.4. Hidráulica fluvial

Una vez calculado el caudal de diseño, la topografía, el periodo de retorno, los parámetros Geomorfológicos e Hidrológicos de la cuenca, se procedió a determinar las áreas de inundación del río, los parámetros hidráulicos del río, socavación y lo más importante el tirante hidráulico, datos necesarios para calcular la altura óptima de la defensa ribereña que se quiere proyectar, para ello se realizó la corrida del flujo dentro del tramo en estudio, con el software HEC-RAS V. 5.0.7, previo cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning.

Figura 16. Vista satelital del rio Supte en el tramo en estudio



4.1.4.1. Coeficiente de rugosidad Manning “n”.

Se calculó el coeficiente de Manning (n) con la información geográfica y morfológica correspondientes al área en estudio (ver Anexo 2) para luego usar la Tabla 5, donde Rocha, (1998) presenta los valores recomendados para calcular el valor de “Manning (n)” para ello se aplicó la siguiente ecuación:

$$n \text{ total del cauce} = n_1+n_2+n_3+n_4+n_5+n_6$$

A continuación, se muestra el coeficiente de rugosidad de Manning calculado de acuerdo a las características del área de estudio como son: tipo de material, irregularidades, variación de secciones transversales, obstrucción, vegetación, meandros y trenzas.

Tabla 20. Cálculo del coeficiente de Manning (n)

Factor	Descripción del factor	n	Valor n determinado
Material del fondo del cauce	Suelo fino	n1	0.020
Irregularidad del fondo del cauce	Irregularidades moderadas	n2	0.010
Cambio de secciones transversales del cauce	Gradual	n3	0.000
Obstrucciones o grandes bloques en el cauce	Ninguno	n4	0.000
Vegetación en el cauce	Baja	n5	0.005
Meandros y trenzas	Apreciables (sinuosidad de 1.2 a 1.5)	n6	0.005
Total			0.040

4.1.4.2. HEC-RAS V. 5.0.7:

Para calcular los parámetros hidráulicos del río en el área de estudio se realizó la simulación del flujo en el programa HEC-RAS V. 5.0.7, con caudal de 129.42 m³/s y coeficiente de Manning (n) de 0.40, a continuación, se muestra los resultados de los parámetros hidráulicos obtenidos del Software.

Tabla 21. Valores obtenidos del programa HEC-RAS V 5.0.7

Secciones	Progresiva	Cota de fondo (m.s.n.m.)	Nivel de agua (m.s.n.m.)	Tirante Y (m)	Velocidad (m/s)	Ancho de la lámina del agua (m)	Numero de Froude	Sección transversal de flujo (m ²)
S150	0+000	630.48	633.48	3.00	2.31	33.58	0.53	56.15
S140	0+010	630.45	633.43	2.97	2.37	30.39	0.54	54.64
S130	0+020	630.33	633.40	3.07	2.37	30.09	0.53	54.53
S120	0+030	630.22	633.40	3.18	2.19	31.59	0.44	59.08
S110	0+040	630.09	633.42	3.33	1.92	34.98	0.37	67.33
S100	0+050	630.09	633.46	3.37	1.57	41.86	0.32	82.57
S90	0+060	629.91	633.47	3.56	1.37	47.05	0.38	94.68
S80	0+070	629.89	633.40	3.51	1.67	38.82	0.44	77.71
S70	0+080	629.83	633.32	3.48	1.93	34.11	0.47	66.91
S60	0+090	629.72	633.24	3.52	2.20	29.20	0.47	58.75
S50	0+100	629.61	633.21	3.61	2.18	29.36	0.47	59.36
S40	0+110	629.48	633.17	3.68	2.23	28.30	0.61	58.04
S30	0+120	629.40	632.92	3.52	2.91	22.50	0.73	44.45
S20	0+130	629.36	632.68	3.32	3.50	18.30	0.66	37.01
S10	0+140	629.28	632.68	3.40	3.23	19.80	0.75	40.04
S0	0+150	629.24	632.50	3.26	3.57	17.96	0.53	36.21
Valor Promedio		629.84	633.20	3.36	2.35	30.49	0.52	59.22

Figura 17. Vista en planta del río Supte del tramo en estudio con el programa HEC RAS V. 5.0.7

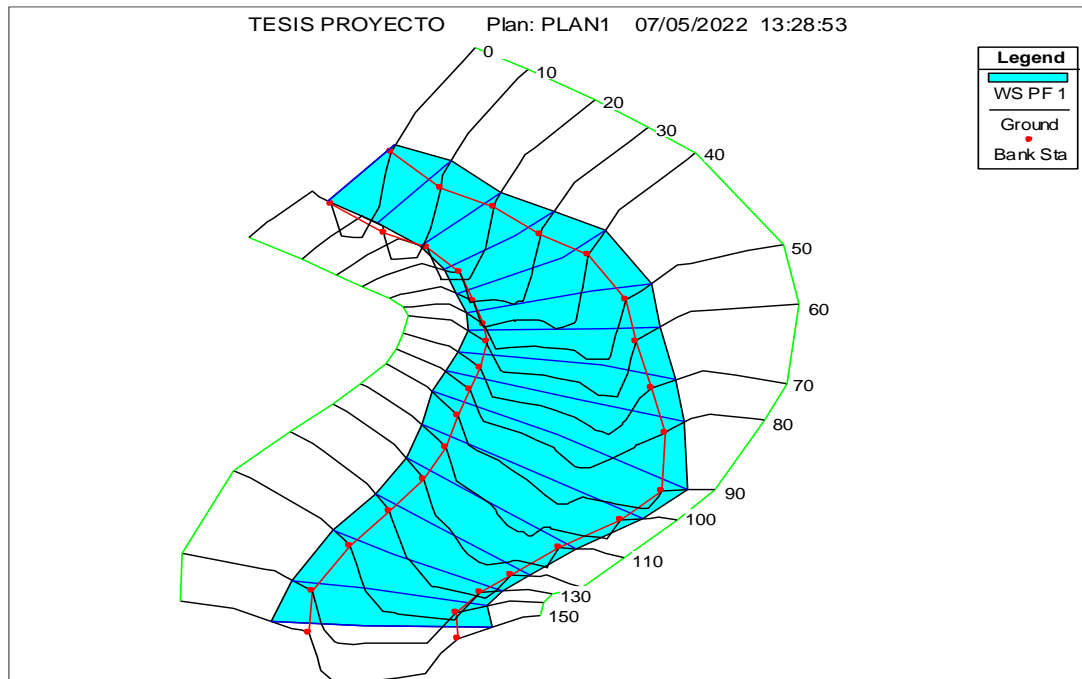
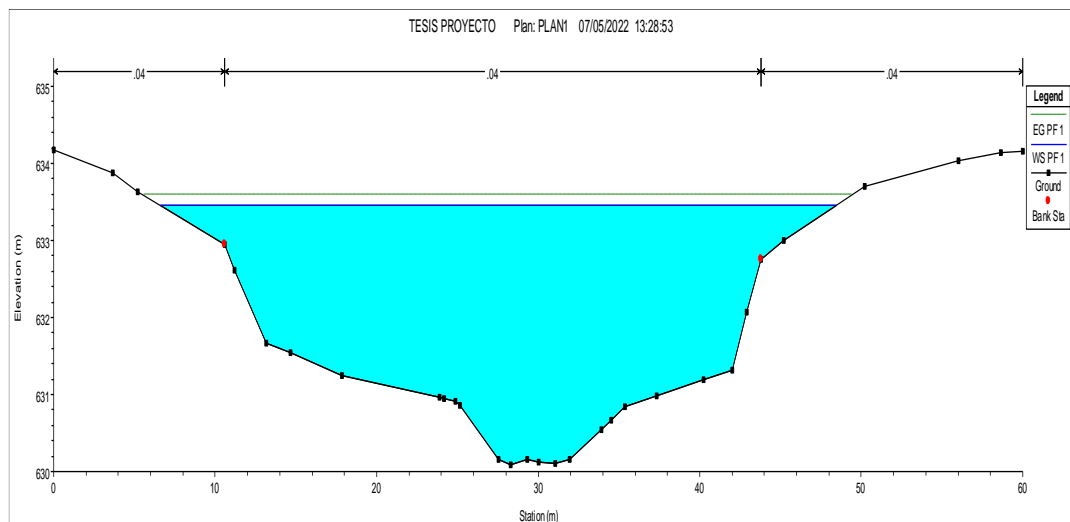


Figura 18. Sección transversal del río Supte en el tramo de estudio con el programa HEC-RAS V. 5.0.7



Los resultados obtenidos con el software HEC RAS V.5.0.7 indica que con un caudal de 129.42 m³/s en periodo de retorno de 150 años, el río Supte alcanzaría una altura máxima de 3.68 m, lo cual sobrepasaría el nivel actual de la zona inundable que se representa con línea de color rojo en la Figura 17 registrada en el levantamiento topográfico. Por lo que es necesario la construcción de una defensa ribereña en la margen derecha del río Supte en

el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla con la finalidad de proteger y evitar inundaciones en el área de estudio.

4.1.4.3. Socavación:

Determinar la profundidad de la socavación es un parámetro muy importante en el diseño de una defensa ribereña, porque permite estimar la profundidad de cimentación de los sistemas de gaviones y enrocado. Para el cálculo de la socavación, se empleó la ecuación propuesta por Lischtván – Levediev para suelos granulares, para ello se tomó los datos obtenidos de la modelación del flujo en el programa HEC-RAS V 5.0.7 y los resultados de granulometría del fondo obtenidos en el estudio de mecánica de suelos.

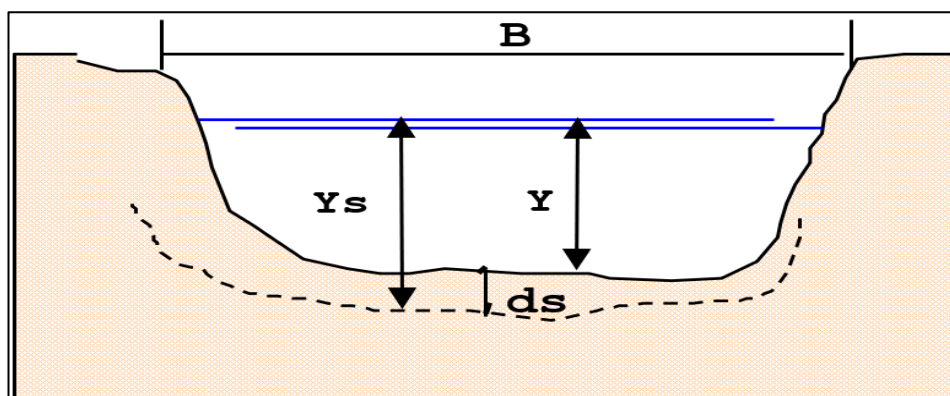
Para suelos granulares:

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \times Y^{5/3}}{0.68 \times D_m^{0.28} \times \beta} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

Siendo;

$$\alpha = \frac{Q}{Hm^{5/3} \times B \times \mu}$$

Figura 19. Perfil esquemático de socavación del cauce.



Donde:

Q = Caudal de diseño	129.42	m ³ /s.
B = Ancho estable de la superficie de agua	30.49	m
Y = Tirante antes de la erosión del flujo	3.36	m
μ = Coeficiente de contracción (Anexo 3)	0.98	-

V_m = Velocidad media del flujo	2.35	m/s
β = Coeficiente que depende del periodo de retorno (Anexo 3)	0.99	-
H_m = profundidad media de la sección	1.94	m
T = Periodo de retorno de diseño	150	%
D_m = Diámetro medio de la granulometría del fondo del cauce	15.95	mm
$1/1+z$ = Coeficiente que depende del diámetro medio (Anexo 3)	0.75	-

Entonces con los datos obtenidos y reemplazando en la ecuación principal se obtiene.

$$\alpha = 1.43$$

$$Y_s = 4.52 \text{ m}$$

El resultado Y_s , es el tirante del agua más la socavación empírica luego de ocurrida un caudal de 129.42 m³/s en un periodo de retorno de 150 años. Para calcular la profundidad de socavación (d_s) solo se tendría que restar $Y_s - Y$.

$$d_s = Y_s - Y = 1.16 \text{ m}$$

Finalmente, la profundidad de socavación para el diseño de cimentación de ambos sistemas de defensa ribereña es 1.16 m, para fines prácticos la profundidad de socavación será 1.00 m.

4.2. Diseño de sistemas de defensa ribereña

Para el diseño de las estructuras de la defensa ribereña (gaviones y enrocado), se tuvo en cuenta los valores obtenidos del levantamiento topográfico, mecánica de suelos, hidrología e hidráulica fluvial, información necesaria para el diseño de la estructura de la defensa ribereña.

A continuación, se presentan valores y características que fueron empleados para diseñar los dos tipos de sistemas de defensa ribereña (gaviones y enrocado).

- La capacidad de carga última del suelo de fundación (q_u) = 52.97 tonf/m²

- Para la construcción de los diques de respaldo se estima utilizar arena limosa (SM) separado por un geotextil.
- El caudal Máximo (Q_{max}) = 129.42 m³/s.
- El tirante hidráulico (Y_m) = 3.36 m.
- La velocidad del flujo (V) = 2.35 m/s.
- La profundidad de socavación (d_s) = 1.00 m.
- La longitud de protección del sistema estructural en ambos casos = 150 m.

4.2.1. Diseño de sistema de defensa ribereña con gaviones

A continuación, se describe el proceso y cálculo de los parámetros básicos para el diseño del sistema de defensa ribereña con gavión.

4.2.1.1. Cálculo del borde libre (BL): Se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$BL = He * \textcircled{C}$$

$$He = V^2 / 2g$$

Donde:

V = Velocidad de diseño = 2.35 m/s.

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/ s²

\textcircled{C} = 1.10

Reemplazando en las ecuaciones tenemos:

$$He = V^2 / 2g = 2.35^2 / 2 (9.81) = 0.28 \text{ m.}$$

$$BL = He * \textcircled{C} = 0.28 * 1.10 = 0.31 \text{ m.}$$

$$BL \Rightarrow 0.50 \text{ m.}$$

4.2.1.2. Cálculo de la altura del muro (HD): Se calcula con la siguiente expresión:

$$HD = Y_m + BL$$

Donde:

Y_m = tirante hidráulico = 3.36 m.

BL = borde libre = 0.50 m.

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$HD = Y_m + BL = 3.36 + 0.50 = 3.86 \text{ m}$$

$$HD \Rightarrow 4.0 \text{ m}$$

4.2.1.3. Cálculo de la profundidad de cimentación (Df): Se calcula en función a la profundidad de socavación y se define como sigue:

$$D_f = d_s$$

Donde:

$$d_s = \text{Profundidad de socavación} = 1.0 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$D_f \Rightarrow 1.0 \text{ m}$$

4.2.1.4. Cálculo de ancho de base (b): Para calcular el ancho de la base de los gaviones se tomó en cuenta la ecuación propuesta por (Morassutti, 2013). Quien indica que la base tendrá una relación entre un 50% y 70% de la altura del muro diseñado:

$$b = (0.5 \text{ a } 0.7) * HD$$

Donde:

$$HD = \text{Altura de muro} = 4.0 \text{ m.}$$

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$b = 0.7 * 4.0 = 2.8 \Rightarrow 3.0 \text{ m}$$

El resultado obtenido indica que para el muro con altura de 4.0 metros es necesario como mínimo 3.0 metros de base.

4.2.1.5. Peso específico de piedras (boloneras) para gavión (γ_G):

De acuerdo a las características de las piedras (boloneras) determinadas en el estudio de mecánica de suelos; estas son de tipo basalto y diorita cuyo peso específico determinado en el estudio de mecánica de suelos es:

$$\gamma_G = 2.5 \text{ a } 3.3 \text{ tonf/m}^3$$

$$\gamma_G \text{ promedio} \Rightarrow 2.90 \text{ tonf/m}^3$$

Donde:

γ_G = peso específico de piedras para los gaviones.

4.2.1.6. Peso específico (γ_R) y ángulo de fricción (ϕ) del material de relleno para espaldar: De acuerdo a las características del material de relleno determinadas en el estudio de mecánica de suelos, estas son de tipo arena limosa cuyo peso específico y ángulo de fricción fue determinado mediante el estudio de mecánica de suelos como se muestra:

$$(\gamma_R) = 1.90 \text{ tonf/m}^3$$

$$(\phi) = 33^\circ$$

Donde:

γ_R = Peso específico del relleno.

(ϕ) = Angulo de fricción.

4.2.1.7. Tipo de malla y tamaño de piedra para muro de gaviones: Para el diseño usaremos la malla tipo hexagonal o de torsión, por ser más usadas en obras de defensa ribereña; el alambre a usar debe ser galvanizado y con recubrimiento de PVC (cloruro de polivinilo), debido que estarán expuestas a la humedad durante su vida útil, la abertura entre alambre será de 12 cm a 14 cm, en función al estudio de mecánica de suelos donde se determinó piedras de diámetro entre 15 cm a 22 cm.

Tipo de malla = Hexagonal

Espaciamiento entre alambre = 12 a 14 cm

Diámetro medio de las piedras = 0.19 cm

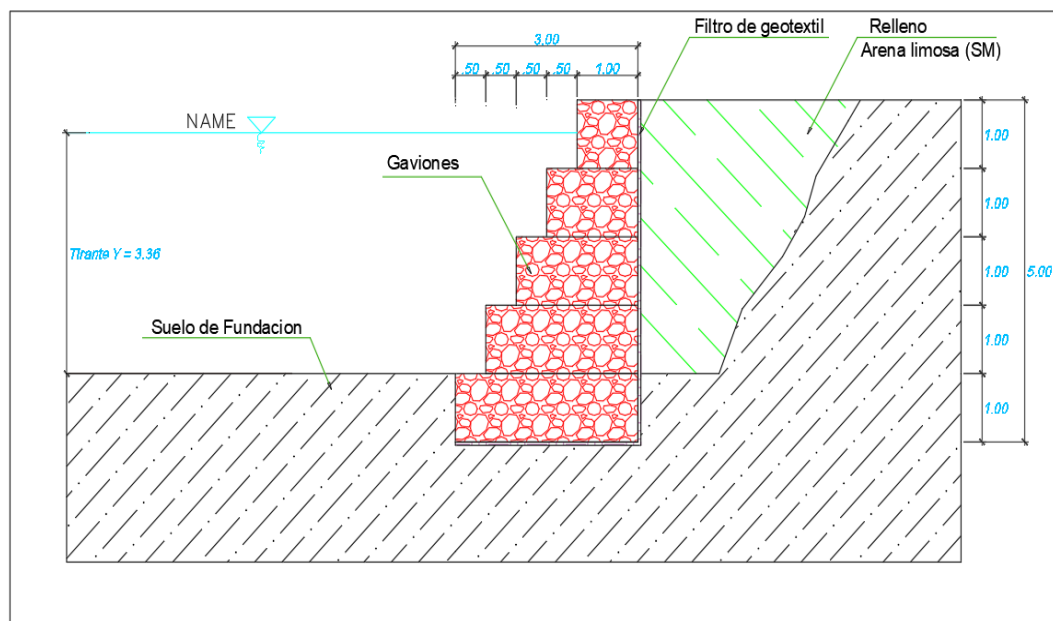
4.2.1.8. Diseño de muro de gaviones: Para el diseño del muro de gavión se tomó en cuenta los parámetros básicos antes calculados:

Tabla 22. Predimensionamiento del muro con gaviones

Descripción	Dimensión	Unidad
Altura de muro de gavión	4.00	m
Ancho de la base de muro de gavión	3.00	m
Altura de cimentación	1.00	m
Peso específico de las piedras para el gavión	2.90	*tonf/m ³
Peso específico del material de relleno de espaldar	1.90	*tonf/m ³
Angulo de fricción del material de relleno de espaldar	33	grados
Peso específico del material del suelo de fundación	1.96	*tonf/m ³
Angulo de fricción del suelo de fundación	34	grados
capacidad de carga última del suelo de fundación	52.97	tonf/m ²
Diámetro Medio de las piedras D50	0.19	m

* tonf /m³ = tonelada fuerza por metro cubico

Figura 20. Diseño de la sección geométrico de la defensa ribereña de tipo gavión.



*Para el diseño, véase la Tabla 22

4.2.2. Diseño de sistema de defensa ribereña con enrocado.

A continuación, se describe el proceso y cálculo de los parámetros básicos para el diseño del enrocado.

4.2.2.1. Cálculo del borde libre (BL): Se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$BL = He * \textcircled{C}$$

$$He = V^2 / 2g$$

Donde:

V = Velocidad de diseño = 2.35 m/s.

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

Ⓢ = 1.10

Reemplazando en las ecuaciones tenemos:

$$He = V^2 / 2g = 2.35^2 / 2 (9.81) = 0.28 \text{ m.}$$

$$BL = He * \textcircled{C} = 0.28 * 1.10 = 0.31 \text{ m.}$$

$$BL \Rightarrow 0.50 \text{ m}$$

4.2.2.2. Cálculo de la altura del muro (HD): Se calcula con la siguiente expresión:

$$HD = Y_m + BL$$

Donde:

Y_m = tirante hidráulico = 3.36 m.

BL = borde libre = 0.50 m.

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$HD = Y_m + BL = 3.36 + 0.50 = 3.86 \text{ m}$$

$$HD \Rightarrow 4.0 \text{ m}$$

4.2.2.3. Cálculo de profundidad de uña (Du): Se calcula en función a la profundidad de socavación y se define como sigue:

$$Du = ds$$

Donde:

ds = Profundidad de socavación = 1.0 m

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$Du \Rightarrow 1.0 \text{ m}$$

4.2.2.4. Cálculo de ancho de base de la uña (Au): Está en función al incremento del 50% de la profundidad de la uña (Du) según Cconislla (2017).

$$Au = Du * 1.50$$

Donde:

Du = Profundidad de la uña = 1.0 m.

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$Au = Du * 1.50 = 1.0 \times 1.5 \Rightarrow 1.50 \text{ m}$$

4.2.2.5. Cálculo de diámetro medio de la roca (D_{50}): Se determinó mediante la ecuación de Maynard.

➤ Ecuación de Maynard:

$$D_{50} = C_1 Y F^3$$

$$F = C_2 \left(\frac{V}{\sqrt{gy}} \right)$$

Donde:

C1 = Coeficiente de las características geométricas del terreno	0.30	-
C2 = Coeficiente de las características del tramo del río	1.50	-
Y = Tirante o profundidad del flujo	3.36	m
V = Velocidad media del flujo	2.35	m/s
g = Gravedad	9.81	m/s ²

Reemplazando en la ecuación de Maynard tenemos lo siguiente:

$$F = C_2 \left(\frac{v}{\sqrt{gy}} \right) = 1.50 (2.35 / \sqrt{9.81 \times 3.36}) = 0.61$$

$$D_{50} = C_1 y F^3 = 0.30 \times 3.36 \times 0.61^3 = 0.23 \text{ m}$$

$$D_{50} \Rightarrow 0.40 \text{ m}$$

El diámetro medio D_{50} de los bloques individuales calculado es 0.40 m, entonces se puede deducir que el tamaño máximo y mínimo de los bloques individuales para el enrocado serian de 0.80 m. a 0.20 m. respectivamente.

4.2.2.6. Cálculo de espesor del enrocado (T): Se calcula como recomienda Suárez (2001), donde el espesor de la capa de enrocado es determinado en función al tamaño de la roca, no menor al D_{100} y a dos veces el D_{50} , entonces:

$$T = 2 \times D_{50}$$

Donde:

$$D_{50} = \text{diámetro medio de la roca} = 0.40 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$T = 2 \times D_{50} = 2 \times 0.40 = 0.80 \Rightarrow 1.00 \text{ m}$$

Con esta información el espesor mínimo del enrocado (T) calculado será 1.00m, dimensión necesaria para que los bloques individuales puedan garantizar la sostenibilidad y evitar deformaciones por acción de la gravedad.

4.2.2.7. Cálculo de peso específico de las rocas (γ_c): De acuerdo a las características de la roca determinadas en el estudio de mecánica de suelos, estas son de tipo calcárea cuyo peso específico cuyo peso específico recomendado es:

$$\gamma_c = 1.7 \text{ a } 3.1 \text{ tonf/m}^3$$

$$\gamma_c \text{ promedio} \Rightarrow 2.4 \text{ tonf/m}^3$$

4.2.2.8. Peso específico (γ_R) y ángulo de fricción (ϕ) del material de relleno de espaldar: De acuerdo a las características del material de relleno se determinó en el estudio de mecánica de suelos, estas son de tipo arena limosa cuyo peso específico y ángulo de fricción determinado en el estudio de mecánica de suelos es como se muestra:

$$(\gamma_R) = 1.90 \text{ tonf/m}^3$$

$$(\phi) = 33^\circ$$

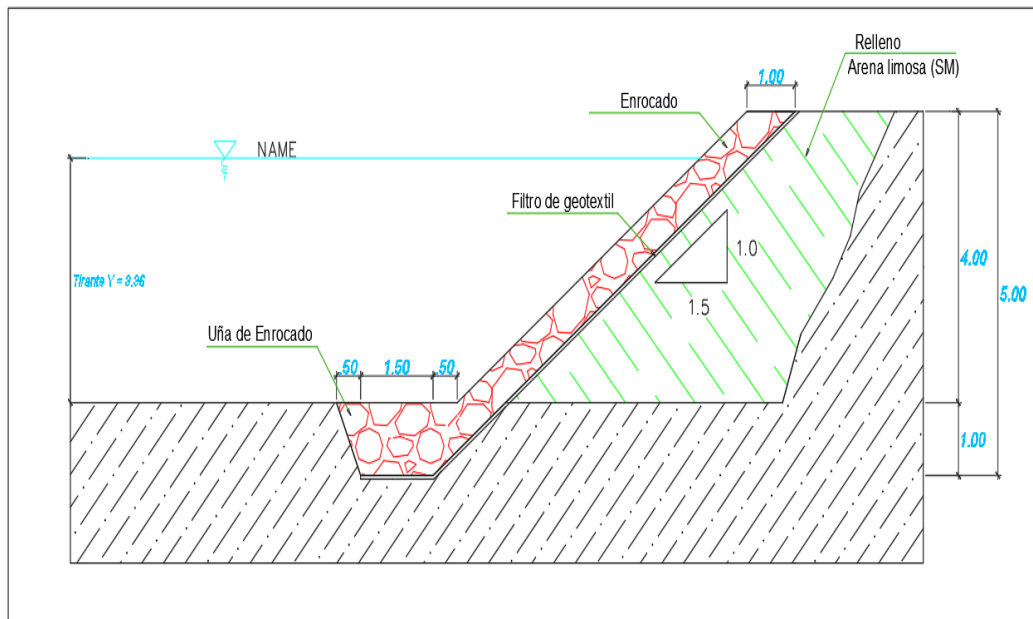
4.2.2.9. Diseño preliminar de muro de enrocado: Para el predimensionamiento del muro de enrocado se tiene en cuenta los parámetros obtenidos anteriormente.

Tabla 23. Predimensionamiento del muro con enrocado

Descripción	Dimensión	Unidad
Altura de enrocado	4.00	m
Ancho de corona de dique	1.00	m
Altura de uña	1.00	m
Ancho de base uña	1.50	m
Altura Total	5.00	m
Peso específico de las rocas para el enrocado	2.40	*tonf/m ³
Peso específico del material de relleno de espaldar	1.90	*tonf/m ³
Angulo de fricción del material de relleno de espaldar	33.00	grados
Peso específico del material del suelo de fundación	1.96	*tonf/m ³
Angulo de fricción del material de relleno de espaldar	34.00	grados
capacidad de carga última del suelo de fundación	52.97	tonf/m ²
Diámetro Medio de las piedras D50	0.40	m

* tonf /m³ = tonelada fuerza por metro cubico

Figura 21. Diseño de la sección geométrica de la defensa ribereña de tipo enrocado.



*Para el diseño, véase la Tabla 23

4.3. Análisis de estabilidad y resistencia a la erosión entre los sistemas de defensa ribereña de tipo gaviones y enrocado.

Para el análisis de estabilidad y resistencia a la erosión implica calcular los factores de seguridad tanto por volteo, deslizamiento, capacidad de carga, estabilidad del conjunto y esfuerzo de arrastre, para ello se determinó las distintas fuerzas que actúan sobre la estructura como son los la presión activa, la presión pasiva, el peso propio de la estructura y compararlas en una condición más desfavorable. Para este estudio no se tomará en cuenta el nivel freático puesto que existe agua compensante del otro lado del muro.

4.3.1. Análisis de estabilidad y resistencia a la erosión de muro de gaviones.

Para el análisis de este escenario se consideró el predimensionamiento de la sección definida en acápite 4.2, la misma que estará apoyada en un relleno de material de préstamo a una altura de 4 m y una profundidad de cimentación de 1.0 m.

A continuación, se muestra la sección típica y la característica de los materiales utilizados para el análisis de la estabilidad del muro con gaviones.

Figura 22. Sección geométrica del muro con gaviones.

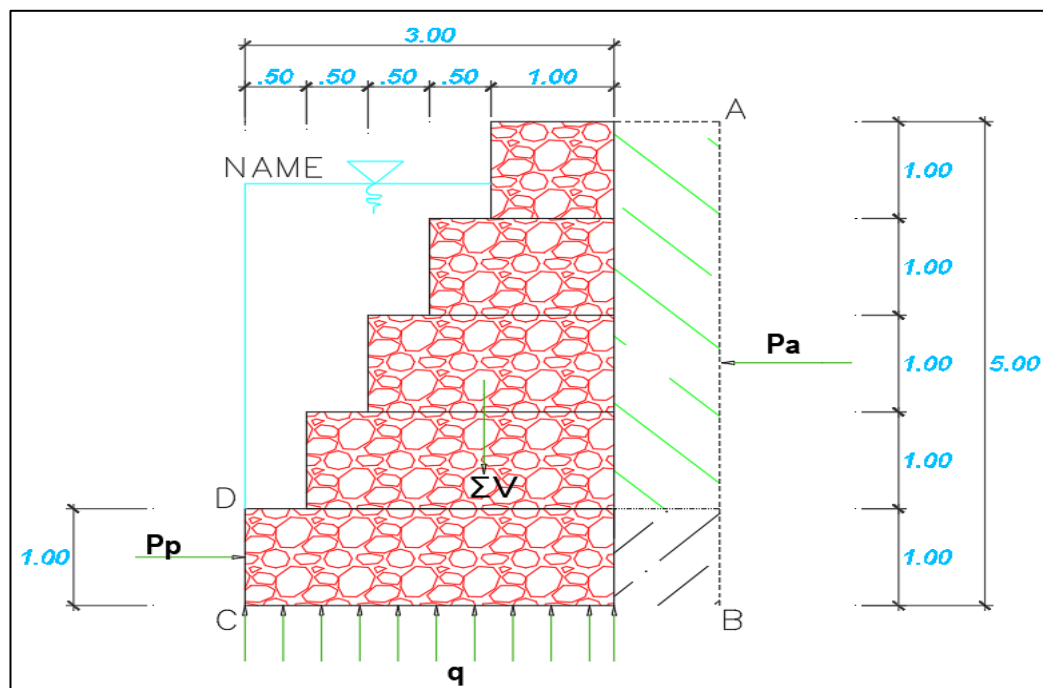





Tabla 24. Característica de los materiales para el análisis de estabilidad del muro de gaviones.

Material	Simbología*	Peso específico " γ " (tonf/m ³)	Cohesión "C" (tonf/m ³)	Angulo de fricción " ϕ " (grados)
Terreno natural		1.96	0	34
Material relleno		1.90	0	33
Muro de gavión		2.90	0	40

*Para la simbología del material, véase la Figura 22.

Antes de hallar los factores de seguridad, es preciso calcular las fuerzas laterales y los momentos que son causadas por el empuje de la tierra, el peso

propio de la estructura y la presión transmitida al suelo por la base del muro de gaviones.

4.3.1.1. Coeficiente de empuje activo y pasivo de la tierra: se determinó por medio de la ecuación de Rankine.

Para el estrato superior de 0.0 m a 4.0 m

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \frac{1 - \operatorname{sen} 33^\circ}{1 + \operatorname{sen} 33^\circ} = 0.29$$

Para el estrato inferior de 4.0 m a 5.0 m

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \frac{1 - \operatorname{sen} 34^\circ}{1 + \operatorname{sen} 34^\circ} = 0.28$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \frac{1 + \operatorname{sen} 34^\circ}{1 - \operatorname{sen} 34^\circ} = 3.54$$

4.3.1.2. Peso específico del gavión (γ_G): Se obtiene a partir del peso específico de las piedras y la porosidad "n" del gavión, es decir los vacíos que existen entre las unidades de piedras, se calcula aplicando la siguiente ecuación:

$$\gamma_G = \gamma_P * (1 - n)$$

Donde:

γ_P = peso específico de las piedras = 2.90 tonf/m³

n = porosidad = 30%

Reemplazando en la ecuación, obtenemos el peso específico de los gaviones:

$$\gamma_G = 2.90 * (1 - 0.30) = 2.03 \text{ tonf/m}^3$$

4.3.1.3. Presión activa (Pa): Se produce mediante la presión lateral de la tierra, que trata de empujar a la estructura del gavión. Para ubicarlo se idealiza una línea vertical AB donde actúa dicha fuerza como muestra la Figura 22, para calcular esta magnitud debemos hallar la presión activa a lo largo de la altura del muro con la siguiente ecuación para suelos no cohesivos:

$$P_a = \gamma z k_a$$

Donde:

γ = Peso específico del material

z = Altura desde la superficie del suelo

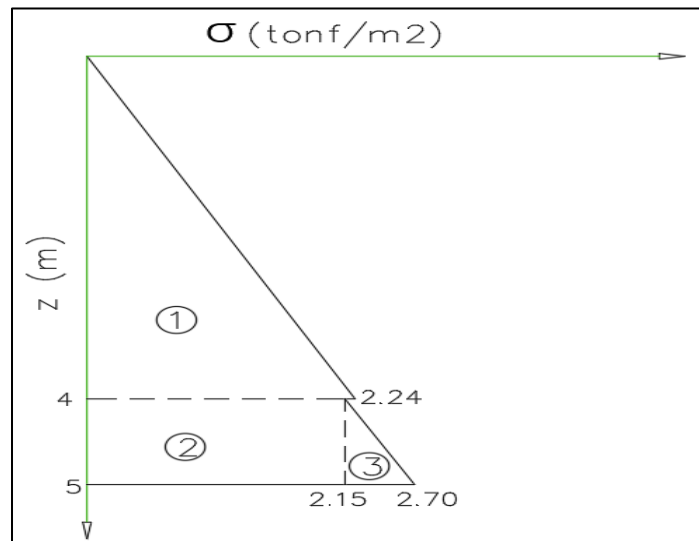
k_a = coeficiente activo

Reemplazando en la ecuación obtenemos la presión de la tierra activa para distintas alturas medidas desde la superficie del suelo.

Altura z (m)	Presión de tierra P_a (tonf/m ²)
$Z = 0$	0.00
$Z = 4$	2.24
$Z = 4$	2.15
$Z = 5$	2.70

Con la información se obtiene el diagrama de presión activa de tierra de Rankine.

Figura 23. Diagrama de presión activa del gavión.



Ahora bien, para hallar la Presión activa total por longitud unitaria se calcula las áreas que se formaron en la Figura 23, así tenemos lo siguiente:

Tabla 25. Cálculo de la presión activa para el muro de gavión

Sección Nº. *	Pa = Área (tonf/m)	Distancia del centroide al punto 5 (m)	Momento con respecto al punto 5 (tonf -m/m)
1	4.48	2.33	10.46
2	2.15	0.50	1.07
3	0.28	0.33	0.09
TOTAL	6.91		11.62

*Para el numero de la sección, véase la Figura 23.

Seguidamente con esta información se concluye que la presión y momento activo total de la tierra a una altura de 5.00 m es de 6.91 tonf/m y 11.62 tonf-m/m respectivamente.

4.3.1.4. Presión pasiva (Pp): Se produce debido a la presión lateral de la tierra que tratará de sostener a la estructura; para ubicarlo idealizaremos una línea vertical DC donde actuará dicha fuerza como se muestra en la Figura 22, para calcular esta magnitud debemos hallar la presión pasiva de tierra a lo largo de la altura de cimentación con la siguiente ecuación para suelos no cohesivos:

$$P_p = \gamma z k_p$$

Donde:

γ = Peso específico del material

z = Altura desde la superficie del suelo

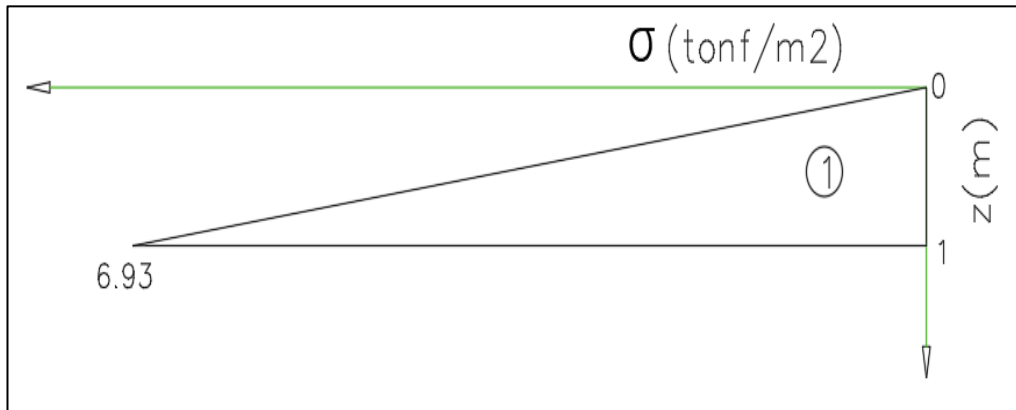
k_p = Coeficiente pasivo

Reemplazando en la ecuación obtenemos la presión de la tierra pasiva para distintas alturas, medidas desde la superficie del suelo.

Altura z (m)	Presión de tierra P_p (tonf/m ²)
$Z = 0$	0.00
$Z = 1$	6.93

Con la información obtenida se diseña el diagrama de presión pasiva de tierra de Rankine.

Figura 24. Diagrama de presión pasiva del gavión.



Seguidamente para hallar la Presión Pasiva total por longitud unitaria se calcula las áreas que conforman la Figura 24, así tenemos lo siguiente:

Tabla 26. Cálculo de la presión pasiva para el muro de gavión

Sección N°. *	Pp - Área (tonf/m)	Distancia del centroide al punto 1 (m)	Momento con respecto al punto 1 (tonf-m/m)
1	3.47	0.33	1.16
Total	3.47		1.16

*Para el numero de la sección, véase la Figura 24.

Con esta información obtenida se concluye, que la presión y momento pasivo total de la tierra que actúa a una altura de 1.00 m es 3.47 tonf/m y 1.16 tonf-m/m respectivamente.

4.3.1.5. Fuerzas estabilizantes: Son fuerzas que tratan de sostener a la estructura de las fuerzas desestabilizantes, estas fuerzas son el peso propio (W) y los momentos generados por el mismo; En la Tabla 27 se presenta la información para calcular las fuerzas estabilizantes de acuerdo a la sección geométrica del gavión de la Figura 22.

Tabla 27. Cálculo de fuerzas estabilizantes para el muro de gavión

Sección N°*	Área (Ai) (m ²)	Peso (Wi) = $\gamma G \cdot Ai$ (tonf/m) +	Distancia Xi con respecto a "C"	Momento (Mi) = Xi*Wi (ton- m/m)
1	3.00	6.09	1.50	9.14
2	2.50	5.08	1.75	8.88
3	2.00	4.06	2.00	8.12
4	1.50	3.05	2.25	6.85
5	1.00	2.03	2.50	5.08
Total		20.30		38.06

*Para el numero de la sección, véase la Figura 22.

+ Peso específico del enrocado (γG) = 2.03 tonf/m³

De la Tabla 27 se concluye que el peso y momento total estabilizante del muro de gavión es 20.30 tonf/m y 38.06 tonf-m/m respectivamente.

4.3.1.6. Factor de seguridad al volteo del gavión (FSv). Para calcular el factor de seguridad del volteo debemos conocer la sumatoria de los momentos estabilizantes y momentos desestabilizantes que se determina con la siguiente ecuación:

$$FSv = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$FSv = \frac{Me + Mp}{Ma}$$

Donde:

Me = Momento estabilizante = 38.06 tonf-m/m

Mp = Momento pasivo = 1.16 tonf-m/m

Ma = Momento activo = 11.62 tonf-m/m

Reemplazando en la ecuación principal obtenemos lo siguiente:

$$FSv = \frac{38.06 + 1.16}{11.62} = 3.37$$

Finalmente se concluye el factor de seguridad al volcamiento es de 3.37 mayor a 1.5 lo cual indica que el muro es estable a este tipo de falla según lo recomendado por Braja (1985).

4.3.1.7. Factor de seguridad al deslizamiento del gavión (FSd). Para calcular el factor de seguridad del deslizamiento es necesario conocer las fuerzas que estabilizan y desestabilizan a la estructura, Para ello se aplica la siguiente ecuación:

$$FSd = \frac{\sum F_{\text{estabilizantes}}}{\sum F_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$FSd = \frac{(\sum W)\tan\phi_s + BC_s + Pp}{Pa}$$

Donde:

$\sum W$ = Peso total de muro = 20.30 ton/m

ϕ_s = Angulo de fricción del terreno = 34°

B = Ancho de la base del muro = 3.0 m

C_s = Cohesión del suelo = 0.0 tonf/m³

Pp = Presión pasiva = 3.47 tonf/m

Pa = Presión activa = 6.91 tonf/m

Reemplazando en la ecuación general se obtiene lo siguiente:

$$FSd = \frac{20.30 \tan(34^\circ) + 3.0 * 0 + 3.47}{6.91}$$

$$FSd = 2.48$$

En conclusión, el factor de seguridad al deslizamiento es de 2.48 mayor a 1.5 lo cual indica que el muro es estable a este tipo de falla según lo recomendado por Braja (1985).

4.3.1.8. Factor de seguridad por falla de capacidad de carga del gavión (FSq). Para calcular el factor de seguridad por falla de capacidad de carga, debemos conocer la presión máxima transmitida al suelo por la base debido al peso de la estructura y verificar con la resultante de la capacidad de carga ultima.

Para calcular la presión transmitida primero calcularemos la excentricidad también conocida como la distancia donde se aplica la fuerza.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}} - \sum M_{\text{desestabilizantes}}}{\sum W}$$

Donde:

$\sum W$ = Peso total de muro = 20.30 ton/m

B = Ancho de la base del muro = 3.0 m

Reemplazando en la ecuación principales obtenemos.

$$e = \frac{3.00}{2.00} - \frac{39.22 - 11.62}{20.30} = 0.14 \text{ m}$$

De la ecuación anterior podemos concluir que la excentricidad es 0.14 m seguidamente calcularemos la máxima presión transmitida al suelo con la siguiente ecuación.

$$q_{\text{max}} = \frac{\sum w}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 8.67 \text{ ton/m}^2$$

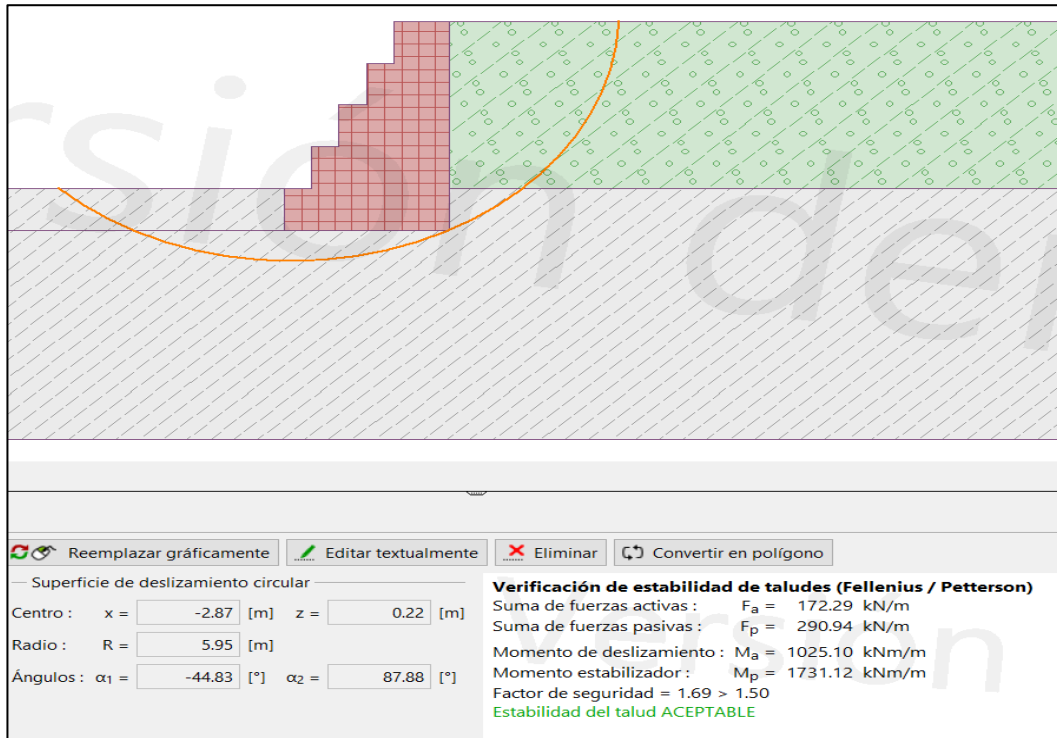
Seguidamente mediante la siguiente ecuación matemática se calcula el factor de seguridad contra falla de capacidad de carga.

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{max}}} = \frac{52.97 \text{ ton/m}^2}{8.67 \text{ ton/m}^2} = 6.11$$

Seguidamente se concluye el factor de seguridad a la capacidad de carga es 6.11 mayor a 3.00 lo cual indica que el muro es estable a este tipo de falla según lo recomendado por Braja (1985).

4.3.1.9. Estabilidad del conjunto: La inestabilidad de un muro de retención puede presentarse por una falla del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie de curva de deslizamiento, mas o menos cilíndrica. Para el cálculo de este factor de seguridad usaremos el software GEO5 aplicando el método de Fellenius (Springer, 2017).

Figura 25. Análisis de estabilidad del conjunto del gavión (FS = 1.69)



De la Figura 25 podemos concluir que los momentos desestabilizantes del conjunto es 1 025.10 kNm/m y los momentos estabilizantes del conjunto es 1731.12 kNm/m. por tanto, realizando la relación de estas dos fuerzas obtenemos el factor de estabilidad del conjunto con la siguiente ecuación:

$$FS_{(falla\ del\ conjunto)} = \frac{\sum M_{estabilizantes\ del\ conjunto}}{\sum M_{desestabilizantes\ del\ conjunto}} = \frac{1731.12\ kNm/m}{1025.10\ kNm/m} = 1.69$$

Finalmente se concluye el factor de seguridad de estabilidad del conjunto es de 1.69 mayor a 1.00 lo que indica que el muro es estable a la falla global.

4.3.1.10. Resistencia a la erosión del gavión. Para determinar la resistencia de la estructura del muro de gavión al esfuerzo de arrastre del agua, debemos calcular el valor que soporta (τ_c) y esfuerzo que actúa (τ_a), a continuación, mediante la siguiente ecuación se calcula el esfuerzo de arrastre actuante (τ_a):

$$\tau_a = \gamma_w \times y \times i$$

Donde:

$$\gamma_w = \text{Peso específico del agua} = 1\ 000\ kg/m^3$$

$y =$ Tirante del agua = 3.36 m

$i =$ Pendiente del río = 0.005 m/m

Reemplazando en la ecuación principal obtenemos:

$$\tau_a = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 3.36 \text{ m} * 0.005 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 16.80 \text{ kg/m}^2$$

Del resultado obtenido se concluye que esfuerzo que ejerce el agua por cada metro cuadrado es de 16.80 kg. A continuación, para el cálculo del esfuerzo crítico del arrastre que debe resistir el muro de gavión, se determina con la siguiente ecuación:

$$\tau_c = C \times (\gamma_s - \gamma_w) \times D_{50}$$

Donde:

$C =$ Coeficiente de Shield = 0.1

$\gamma_s =$ Peso específico de la piedra = 2 900 kg/m³

$D_{50} =$ Diámetro medio de las piedras = 0.19 m

Reemplazando en la ecuación principal obtenemos:

$$\tau_c = 0.1 * \left(2\,900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 1\,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 0.19 \text{ m} = 36.10 \text{ kg/m}^2$$

Finalmente se concluye que el esfuerzo de arrastre crítico que soporta el muro de gavión es mayor que el esfuerzo de arrastre actuante que ejerce el agua $\tau_c > \tau_a$ por lo tanto la estructura de gavión es resistente a la erosión.

4.3.2. Análisis de estabilidad y resistencia a la erosión de muro de enrocado.

Para el análisis de este escenario se consideró el predimensionamiento de la sección definida en acápite 4.2, la misma que estará apoyada en un relleno de material de préstamo a una altura de 4.0 m y la uña del enrocado profundizado a 1.0 m del terreno natural.

A continuación, se presenta la sección típica y la característica de los materiales utilizados para el análisis de la estabilidad del muro de enrocado.

Figura 26. Sección geométrica del muro con enrocado.

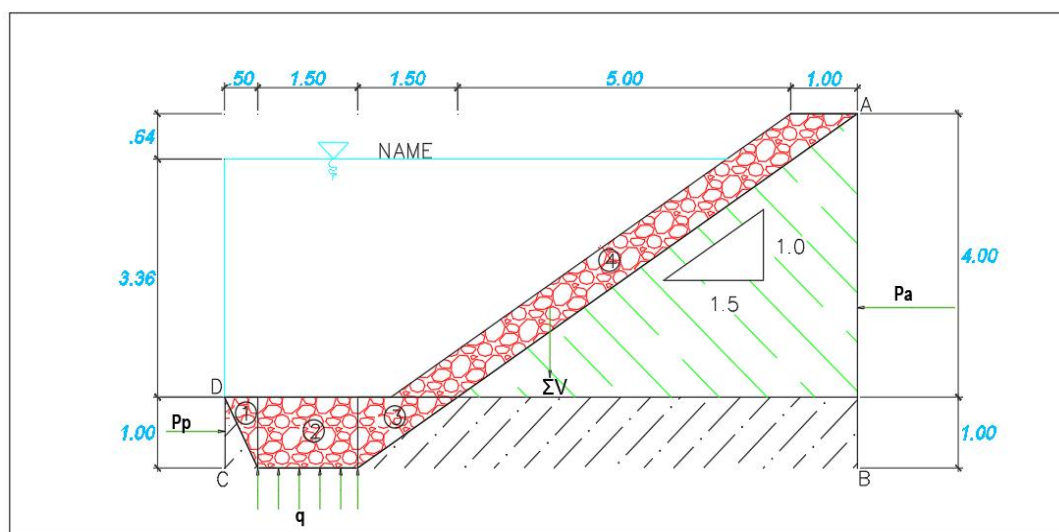

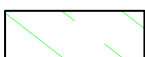



Tabla 28. Característica de los materiales para el análisis de estabilidad del muro de gaviones.

Material	Simbología*	Peso específico " γ " (tonf/m ³)	Cohesión " C " (tonf/m ³)	Angulo de fricción " ϕ " (grados)
Terreno natural		1.96	0	34
Material relleno		1.90	0	33
Roca		2.40	0	40

*Para simbología del material, véase la Figura 26.

Antes de hallar los factores de seguridad, es preciso calcular las fuerzas laterales y los momentos que son causadas por el empuje de la tierra, el peso propio de la estructura y la presión transmitida al suelo por la base del muro de enrocado.

4.3.2.1. Coeficiente de empuje activo y pasivo de la tierra: Se determinó por medio de la ecuación de Rankine.

Para el estrato superior de 0.0 m a 4.0 m

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen } 33^\circ}{1 + \text{sen } 33^\circ} = 0.29$$

Para el estrato inferior de 0.4 m a 5.0 m

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen } 34^\circ}{1 + \text{sen } 34^\circ} = 0.28$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \frac{1 + \text{sen } 34^\circ}{1 - \text{sen } 34^\circ} = 3.54$$

4.3.2.2. Peso específico del enrocado: Se obtiene a partir del peso específico de las rocas y de la porosidad “n” del enrocado, es decir los vacíos que existen entre las unidades de rocas, se calcula aplicando la siguiente ecuación:

$$\gamma_E = \gamma_C * (1 - n)$$

Donde:

$$\gamma_C = \text{Peso específico de las rocas} = 2.40 \text{ tonf/m}^3$$

$$n = \text{Porosidad} = 30\%$$

Reemplazando en la ecuación principal obtenemos el peso específico del enrocado:

$$\gamma_E = 2.40 * (1 - 0.30) = 1.68 \text{ tonf/m}^3$$

4.3.2.3. Presión activa (Pa): Se produce mediante la presión lateral de la tierra, que trata de empujar a la estructura del enrocado. Para ubicarlo se idealiza una línea vertical AB donde actúa dicha fuerza como se muestra en la Figura 26, para calcular su magnitud debemos hallar la presión activa de tierra a lo largo de la altura del muro con la siguiente ecuación para suelos no cohesivos:

$$P_a = \gamma z k_a$$

Donde:

γ = Peso específico del material

z = Altura desde la superficie del suelo

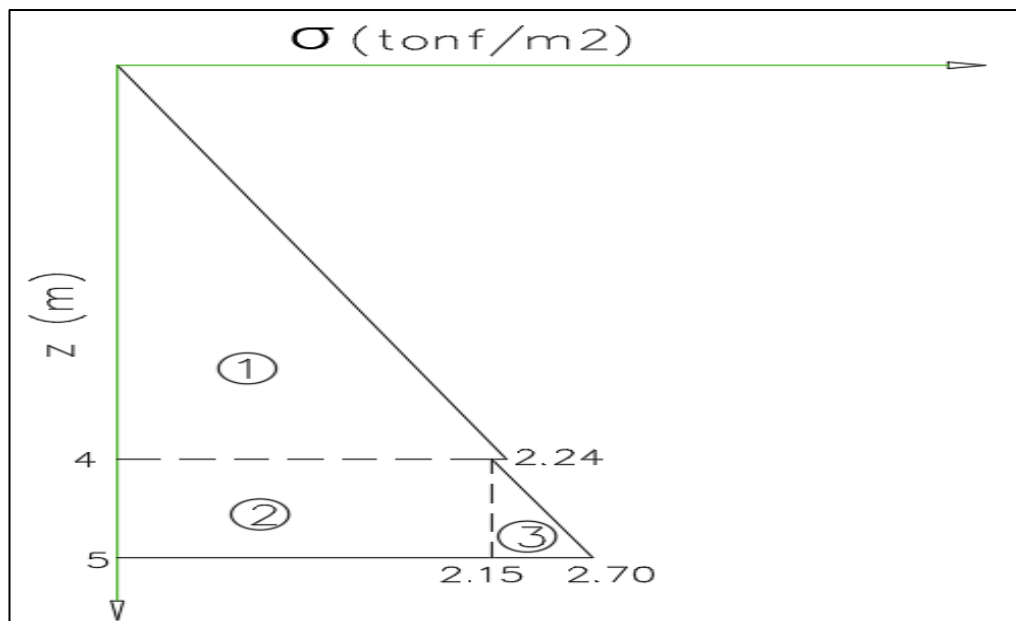
k_a = Coeficiente activo

Reemplazando en la ecuación obtenemos la presión de la tierra activa para distintas alturas medidas desde la superficie del suelo.

Altura z (m)	Presión de tierra P_a (tonf/m ²)
$Z = 0$	0.00
$Z = 4$	2.24
$Z = 4$	2.15
$Z = 5$	2.70

Con la información se obtiene el diagrama de presión activa de tierra de Rankine.

Figura 27. Diagrama de presión activa para el muro de enrocado.



Ahora bien, para hallar la Presión activa total por longitud unitaria se calcula las áreas que se formaron en la Figura 27, así tenemos lo siguiente:

Tabla 29. Cálculo de la presión activa para el muro de enrocado.

Sección N°. *	Pa = Área (tonf/m)	Distancia del centroide al punto 5 (m)	Momento con respecto al punto 5 (tonf-m/m)
1	4.48	2.33	10.46
2	2.15	0.50	1.07
3	0.28	0.33	0.09
Total	6.91		11.62

*Para el numero de la sección, véase la Figura 27.

Seguidamente con esta información se concluye que la presión y momento activo total de la tierra a una altura de 5.00 m es de 6.91 tonf/m y 11.62 tonf-m/m respectivamente.

4.3.2.4. Presión pasiva (Pp): Ocurre debido a la presión lateral de la tierra que tratará de sostener a la estructura; para ubicarlo idealizaremos una línea vertical DC donde actuará dicha fuerza como se muestra en la Figura 26, para el cálculo de esta fuerza debemos hallar la presión pasiva de tierra a lo largo de la altura de la uña con la siguiente ecuación para suelos no cohesivos:

$$Pp = \gamma z k_p$$

Donde:

γ = Peso específico del material

z = Altura desde la superficie del suelo

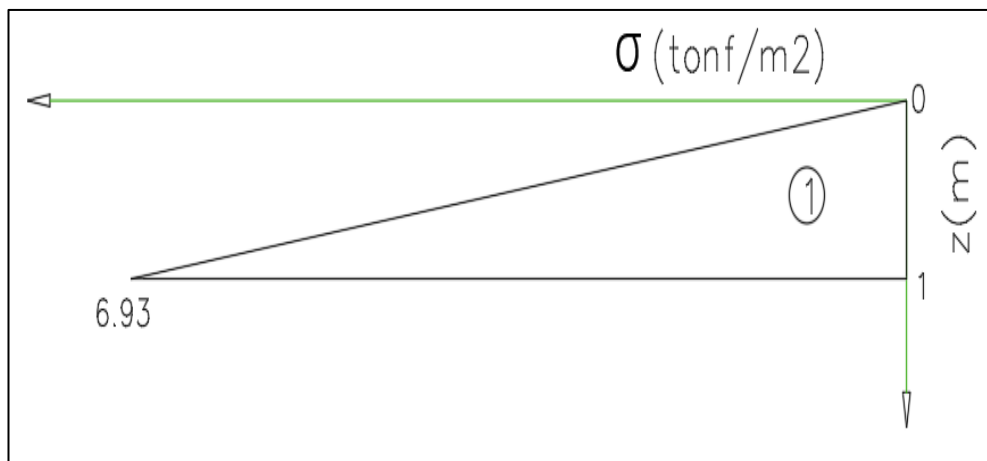
k_p = coeficiente pasivo

Reemplazando en la ecuación obtenemos la presión de la tierra pasiva para distintas alturas, medidas desde la superficie del suelo.

Altura z (m)	Presión de tierra Pp (tonf/m ²)
$Z = 0$	0.00
$Z = 1$	6.93

Con la información obtenida se diseña el diagrama de presión pasiva de Rankine.

Figura 28. Diagrama de presión pasiva del muro de enrocado



Seguidamente para hallar la Presión pasiva total por longitud unitaria se calcula las áreas que conforman la Figura 28, así tenemos lo siguiente:

Tabla 30. Cálculo de la presión pasiva para el muro de enrocado.

Sección Nº. *	Pp - Área (tonf/m)	Distancia del centroide al punto 1 (m)	Momento con respecto al punto 1 (tonf- m/m)
1	3.47	0.33	1.16
Total	3.47		1.16

*Para el numero de la sección, véase la Figura 28.

Con esta información obtenida se concluye, que la presión y momento pasivo total de la tierra que actúa a una altura de 1.00 m es 3.47 tonf/m y 1.16 tonf-m/m respectivamente.

4.3.2.5. Fuerzas estabilizantes: Son fuerzas que tratan de sostener a la estructura de las fuerzas desestabilizantes, estas fuerzas son el peso propio (W) y los momentos generados por el mismo, a continuación, en la Tabla 31 se presenta la información para calcular la fuerza estabilizante según la sección geométrica del enrocado de la Figura 26.

Tabla 31. Cálculo de fuerzas estabilizantes para el muro de enrocado.

Sección N°*	Área Ai (m2)	Peso Wi = γE*Ai (tonf/m) +	Distancia Xi con respecto a "C"	Momento Mi = Xi*Wi (tonf-m/m)
1	0.25	0.42	0.67	0.28
2	1.50	2.52	1.75	4.41
3	0.75	1.26	3.00	3.78
4	4.00	6.72	6.25	42.00
Total		10.92		50.47

*Para el numero de la sección, véase la Figura 26.

+ Peso específico del enrocado (γE) = 1.68 tonf/m³

El peso y momento total estabilizante del muro de enrocado es 10.92 tonf/m y 50.47 tonf-m/m respectivamente.

4.3.2.6. Factor de seguridad al volteo del enrocado (FSv). Para calcular el factor de seguridad del volteo debemos de conocer la sumatoria de los momentos estabilizantes, momentos desestabilizantes y se determina con la siguiente ecuación:

$$FSv = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$FSv = \frac{Me + Mp}{Ma}$$

Donde:

Me = Momento estabilizante = 50.47 tonf-m/m

Mp = Momento pasivo = 1.16 tonf-m/m

Ma = Momento activo = 11.62 tonf-m/m

Reemplazando en la ecuación principal obtenemos lo siguiente:

$$FSv = \frac{50.47 + 1.16}{11.62} = 4.44$$

Finalmente se concluye el factor de seguridad al volcamiento es de 4.44 mayor a 1.5, lo cual indica que el muro es estable a este tipo de falla según lo recomendado por Braja (1985).

4.3.2.7. Factor de seguridad al deslizamiento del enrocado (FS_d).

Para calcular el factor de seguridad del deslizamiento es necesario conocer las fuerzas que estabilizan y desestabilizan a la estructura finalmente se aplica la siguiente ecuación:

$$FSd = \frac{\sum F_{\text{estabilizantes}}}{\sum F_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$FSd = \frac{(\sum W)\tan\phi_s + BC_s + Pp}{Pa}$$

Donde:

$\sum W$ = Peso total de muro = 10.92 ton/m

ϕ_s = Angulo de fricción del terreno = 34°

B = Ancho de la base del muro = 1.50 m

C_s = Cohesión del suelo = 0.0 tonf/m³

Pp = Presión pasiva = 3.47 tonf/m

Pa = Presión activa = 6.91 tonf/m

Reemplazando en la ecuación general se obtiene lo siguiente:

$$FSd = \frac{10.92 \tan (34^\circ) + 1.5 * 0 + 3.47}{6.91}$$

$$FSd = 1.57$$

Finalmente se concluye el factor de seguridad al deslizamiento es de 1.57 mayor a 1.5 lo que indica que el muro es estable a este tipo de falla según lo recomendado por Braja (1985).

4.3.2.8. Factor de Seguridad por falla de capacidad de carga del enrocado (FS_q). Para calcular el factor de seguridad por falla de capacidad de carga, debemos conocer la presión máxima transmitida al suelo por la base

debido al peso de la estructura y verificar con la resultante de la capacidad de carga ultima.

Para calcular la presión transmitida primero calcularemos la excentricidad también conocida como la distancia donde se aplica la fuerza.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}} - \sum M_{\text{desestabilizantes}}}{\sum W}$$

Donde:

$$\sum W = \text{Peso total de muro} = 10.92 \text{ ton/m}$$

$$B = \text{Ancho de la base del muro} = 1.5 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación principales obtenemos.

$$e = \frac{1.50}{2.00} - \frac{51.63 + 11.62}{10.92} = -2.91 \text{ m}$$

De la ecuación anterior podemos concluir que la excentricidad es -2.91m por lo que asumiremos una excentricidad de 0 m. seguidamente se calcula la máxima presión transmitida al suelo con la siguiente ecuación.

$$q_{\text{max}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 7.28 \text{ ton/m}^2$$

Seguidamente mediante la siguiente expresión matemática se calcula el factor de seguridad contra falla de capacidad de carga.

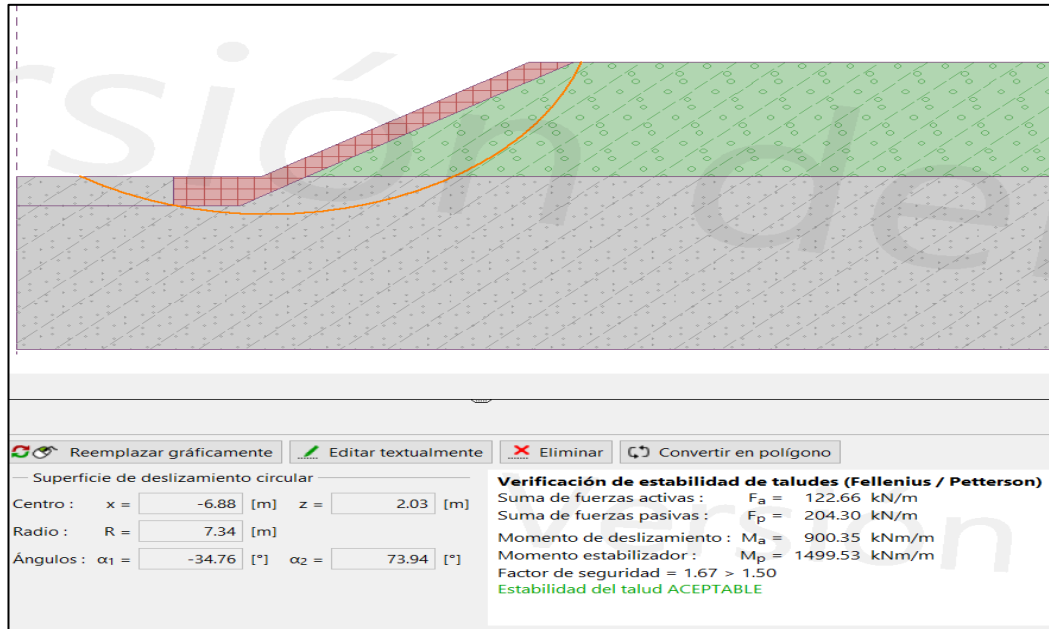
$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{max}}} = \frac{52.97 \text{ ton/m}^2}{7.28 \text{ ton/m}^2} = 7.28$$

Finalmente 7.28 es el factor de seguridad de capacidad de carga, dicho factor es mayor a 3 lo cual indica que el muro es estable a este tipo de falla según lo reportado por Braja (1985)

4.3.2.9. Estabilidad del conjunto: La inestabilidad de un muro de retención puede presentarse por una falla del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie de curva de deslizamiento, mas o menos cilíndrica. Para el

calculo de este factor de seguridad se utilizó el software GEO5 aplicando el metodo de Fellenius (Springer, 2017).

Figura 29. Análisis de estabilidad del conjunto del enrocado (FS = 1.67)



De la Figura 29 podemos se concluye que los momentos estabilizantes del conjunto es de 1 499.53 kNm/m y los momentos desestabilizantes del conjunto es de 900.35 kNm/m por tanto, realizando la relación de estas dos fuerzas se obtiene el factor de estabilidad del conjunto con la siguiente ecuación:

$$FS_{(falla\ global)} = \frac{\sum M_{Estabilizantes\ del\ conjunto}}{\sum M_{Desestabilizantes\ del\ conjunto}} = \frac{1499.53\ kNm/m}{900.35\ kNm/m} = 1.67$$

1.67 es el factor de seguridad de estabilidad del conjunto el cual es mayor a 1 lo que indica que el muro es estable a la falla global.

4.3.2.10. Resistencia a la erosión de enrocado. Para determinar la resistencia de la estructura del muro de enrocado al esfuerzo de arrastre del agua, debemos calcular el valor que soporta (τ_c) y esfuerzo que actúa (τ_a), a continuación, mediante la siguiente ecuación se calcula el esfuerzo de arrastre actuante (τ_a):

$$\tau_a = \gamma_w \times y \times i$$

Donde:

$$\gamma_w = \text{Peso específico del agua} = 1\,000 \text{ kg/m}^3$$

$$y = \text{Tirante del agua} = 3.36 \text{ m}$$

$$i = \text{Pendiente del río} = 0.005 \text{ m/m}$$

Reemplazando en la ecuación principal obtenemos:

$$\tau_a = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 3.36 \text{ m} * 0.005 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 16.80 \text{ kg/m}^2$$

Del resultado obtenido se concluye que esfuerzo que ejerce el agua por cada metro cuadrado es de 16.80 kg. Seguidamente, para el cálculo del esfuerzo crítico del arrastre que debe resistir el enrocado, se determina con la siguiente ecuación:

$$\tau_c = C \times (\gamma_s - \gamma_w) \times D_{50}$$

Donde:

$$C = \text{Coeficiente de Shield} = 0.047$$

$$\gamma_s = \text{Peso específico de la piedra} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$D_{50} = \text{Diámetro medio de las piedras} = 0.40 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación principal obtenemos:

$$\tau_c = 0.047 * \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 1\,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 0.40 \text{ m} = 26.32 \text{ kg/m}^2$$

Finalmente se concluye que el esfuerzo de arrastre crítico que soporta el enrocado es mayor que el esfuerzo de arrastre actuante que ejerce el agua $\tau_c > \tau_a$ por lo tanto la estructura de enrocado es resistente a la erosión.

4.4. Evaluación del costo beneficio entre los sistemas de defensa ribereña de tipo gaviones y enrocado.

La evaluación costo beneficio de los dos sistemas en estudio se determina mediante la metodología y técnicas de análisis de costo unitario. Asimismo, para el análisis de beneficios se determina en función a los daños sociales, ambientales, tecnológico y económicos que se pretende evitar con la construcción de los sistemas de defensa ribereña. A continuación, se

describe el planteamiento preliminar para la construcción de los dos tipos de defensa ribereña.

- Se tomará como referencia el diseño establecido en el capítulo 4.2 en donde se establece el predimensionamiento y las propiedades de los materiales que conforman cada sistema de protección ribereña.
- La longitud total para ambos sistemas de protección es de 155 m. que serán ubicadas en la margen derecha del río Supte. Ambas estructuras estarán protegidas por un relleno en el espaldar acompañados de un geotextil ubicado entre el relleno y la estructura.
- Los metrados más relevantes para cada sistema de defensa ribereña serán sustentados mediante planilla de metrados, donde se cuantifica la cantidad necesaria de materiales para la construcción de cada sistema.
- Para elaborar el presupuesto, se utilizarán los precios actualizados del mercado así mismo para el análisis de costos unitario será formulado en base a la necesidad propia de las partidas más incidentes.
- Para comparar costos, se realizará en base al presupuesto generado en la construcción de cada sistema de defensa y a nivel de costo directo.
- Para comparar el beneficio, se realizará en función al impacto económico y beneficio social que puede generar la construcción de cada sistema de defensa ribereña.

4.4.1. Costo para el sistema de defensa ribereña con gaviones.

Para el análisis económico del sistema de defensa ribereña con gaviones, fue necesario dibujar los planos y las secciones transversales en base al predimensionamiento obtenido en el ítem 4.2.

Figura 30. Vista de sección geométrica de muro con gaviones en la progresiva: 0+000.

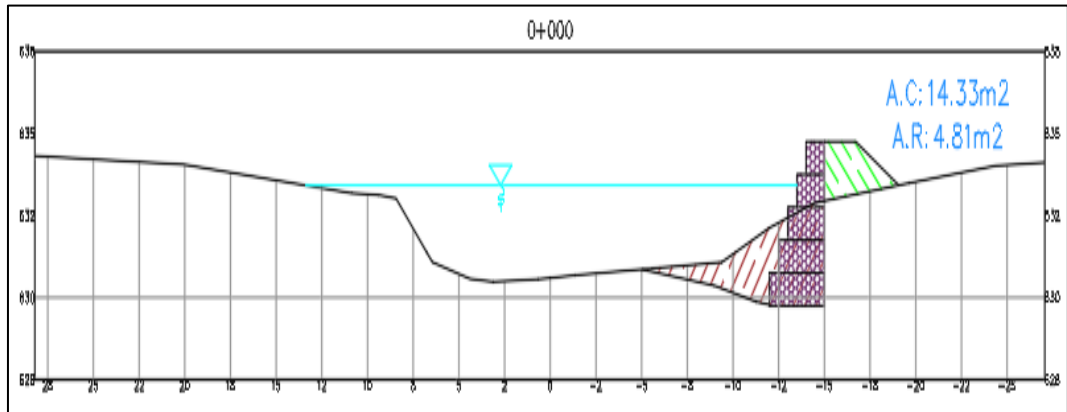
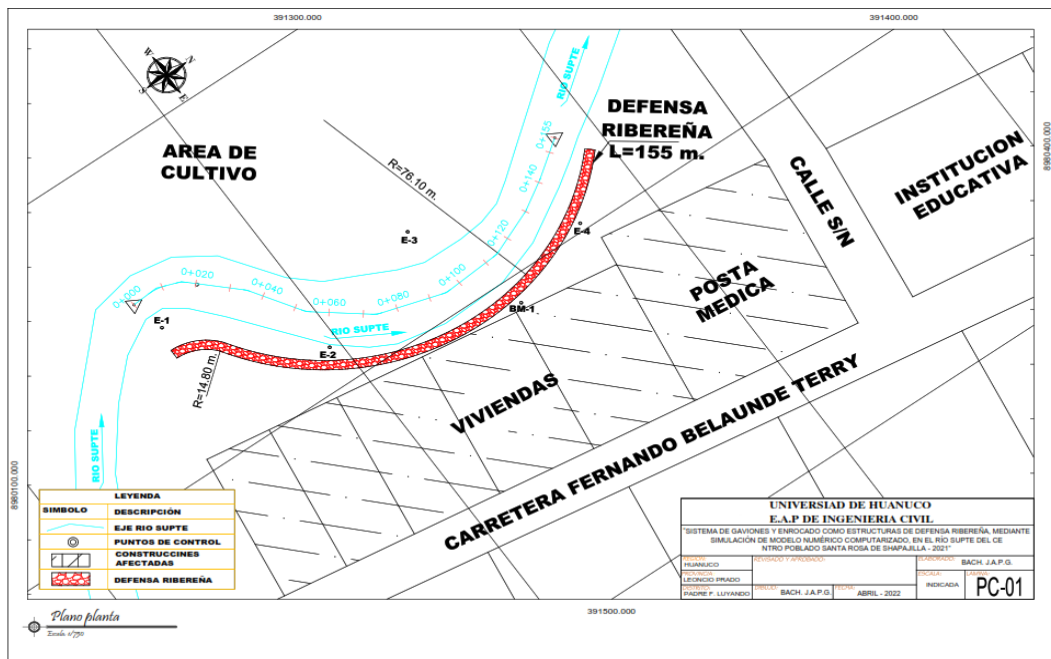


Figura 31. Vista en planta para el sistema de defensa con gaviones.



En Figuras 30 y 31 se observa la sección típica y el plano en planta del sistema de defensa ribereña con gaviones en el área del proyecto, donde se visualiza los ejes de ubicación de la defensa ribereña, además se observan 05 viviendas, una posta médica y la carretera central que une el centro poblado Santa Rosa de Shapajilla y la ciudad de Tingo María, infraestructuras que serían beneficiadas directamente con la construcción del muro. En base a los planos (ver Anexo 4) se elaboran los metrados que a continuación se presenta.

Tabla 32. Planilla de metrados del sistema de defensa con gaviones.

Partida Nº	Especificaciones	Nº de Veces	Medidas			Parcial	Total	Unid.
			Largo	Ancho	Alto			
01	MURO DE GAVIONES L=155.00M							
1.01	TRABAJOS PRELIMINARES							
1.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL						875.00	m ²
	Longitud Gaviones	1.00	155.00	5.00		775.00		
	Gaviones aguas abajo	1.00	10.00	5.00		50.00		
	Gaviones aguas arriba	1.00	10.00	5.00		50.00		
1.01.02	Trazo, niveles y replanteo preliminar						875.00	m ²
	Longitud Gaviones	1.00	155.00	5.00		775.00		
	Gaviones aguas abajo	1.00	10.00	5.00		50.00		
	Gaviones aguas arriba	1.00	10.00	5.00		50.00		
1.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
1.02.01	CORTE DE MATERIAL SUELTO P/EMPLAZAMIENTO DE GAVIONES						843.75	m ³
	Longitud Gaviones	0.75	155.00	5.00	3.50	581.25		
	Gaviones aguas abajo	0.75	10.00	5.00	3.50	131.25		
	Gaviones aguas arriba	0.75	10.00	5.00	3.50	131.25		
1.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO						523.13	m ³
	Espaldar de gaviones	0.75	155.00	1.50	3.00	523.13		
1.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE						384.75	m ³
	Eliminación material excedente		320.63			384.75		
1.03	PROTECCION CON GAVIONES							
1.03.01	ADQUISICION DE PIEDRAS SELECCIONADAS PARA MURO DE GAVIONES PUESTO EN OBRA						1,550.00	m ³
	1º Nivel	1.00	155.00	3.00	1.00	465.00		
	2º Nivel	1.00	155.00	2.50	1.00	387.50		
	3º Nivel	1.00	155.00	2.00	1.00	310.00		
	4º Nivel	1.00	155.00	1.50	1.00	232.50		
	5º Nivel	1.00	155.00	1.00	1.00	155.00		
1.03.02	SUMINISTRO Y ARMADO DE GAVIONES TIPO CAJA DE 5.00mx1.50mX1.00m						124.00	Und
	B - Muro de Gaviones	31.00	4.00			124.00		
1.03.03	SUMINISTRO Y ARMADO DE GAVIONES TIPO CAJA DE 5.00mx1.00mX1.00m						124.00	Und
	A - Muro de Gaviones	31.00	4.00			124.00		
1.03.04	INSTALACION DE GAVIONES TIPO CAJA DE 5.00mx1.50mX1.00m						124.00	Und.
	B - Muro de Gaviones	31.00	4.00			124.00		
1.03.05	INSTALACION DE GAVIONES TIPO CAJA DE 5.00mx1.00mX1.00m						124.00	Und.
	A - Muro de Gaviones	31.00	4.00			124.00		
1.03.06	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOTEXTIL						976.50	m ²
	Suministro e instalación geotextil	1.05	155.00		6.00	976.50		
1.03.07	LLENADO DE GAVIONES						1,550.00	m ³
	B - Muro de Gaviones	4.00	155.00	1.50	1.00	930.00		
	A - Muro de Gaviones	4.00	155.00	1.00	1.00	620.00		
1.03.08	COCIDO Y ATIRANTAMIENTO DE GAVIONES						1,007.50	m ²
	B - Muro de Gaviones	3.00	155.00	1.50		697.50		
	A - Muro de Gaviones	2.00	155.00	1.00		310.00		

Con la información de la Tabla 32 donde se realizó los metrados, se elabora el presupuesto para el sistema de defensa ribereña con gaviones.

Tabla 33. Presupuesto del sistema de defensa con gaviones.

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	MURO DE GAVIONES L=155.00M				287,508.09
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				3,162.34
01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m ²	875.00	0.9064	793.10
01.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m ²	875.00	2.7077	2,369.24
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				3,859.55
01.02.01	CORTE DE MATERIAL SUELTO P/EMPLAZAMIENTO GAVIONES	m ³	843.75	2.4565	2,072.67
01.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m ³	523.13	1.6175	846.16
01.02.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m ³	384.75	2.4450	940.71
01.03	PROTECCION CON GAVIONES				280,486.20
01.03.01	ADQUISICIÓN DE PIEDRAS SELECCIONADAS PARA GAVIONES PUESTO EN OBRA	m ³	1,550.00	73.5000	113,925.00
01.03.02	SUMINISTRO Y ARMADO DE GAVION TIPO CAJA DE 5 X 1.5 X 1 m	Und.	124.00	420.6067	52,155.23
01.03.03	SUMINISTRO Y ARMADO DE GAVION TIPO CAJA DE 5 X 1 X 1 m	Und.	124.00	380.6067	47,195.23
01.03.04	INSTALACION DE GAVION TIPO CAJA DE 5 X 1.50 X 1 m	Und.	124.00	12.1087	1,501.48
01.03.05	INSTALACION DE GAVION TIPO CAJA DE 5 X 1 X 1 m	Und.	124.00	12.1087	1,501.48
01.03.06	SUMINISTRO Y INSTALACION DE GEOTEXTIL	m ²	976.50	5.0964	4,976.63
01.03.07	LLENADO DE GAVIONES	m ³	1,550.00	34.2738	53,124.39
01.03.08	COCIDO Y ATIRANTAMIENTO DE GAVIONES	m ²	1,007.50	6.0613	6,106.76
COSTO DIRECTO					287,508.09

USOS Y FUENTES	Costo Total	
	S/	%
Mano de Obra	73,524.87	25.57 %
Materiales	207,554.55	72.19 %
Equipos y maquinarias	6,428.67	2.24 %
Total	287,508.09	100.00 %

En la Tabla 33 se observa el costo directo para la construcción del sistema de defensa ribereña con gaviones cuyo costo total es S/. 287 508 .09 soles, del cual el costo de mano de obra representa el 25.57%, materiales 72.19% y en equipo y maquinaria 2.24%.

4.4.2. Costo para el sistema de defensa ribereña con enrocado.

Para el análisis económico del sistema de defensa ribereña con enrocado, fue necesario dibujar los planos y las secciones transversales en base al predimensionamiento obtenido en el ítem 4.2.

Figura 32. Vista de sección geométrica de muro con enrocado en la Prog: 0+000.

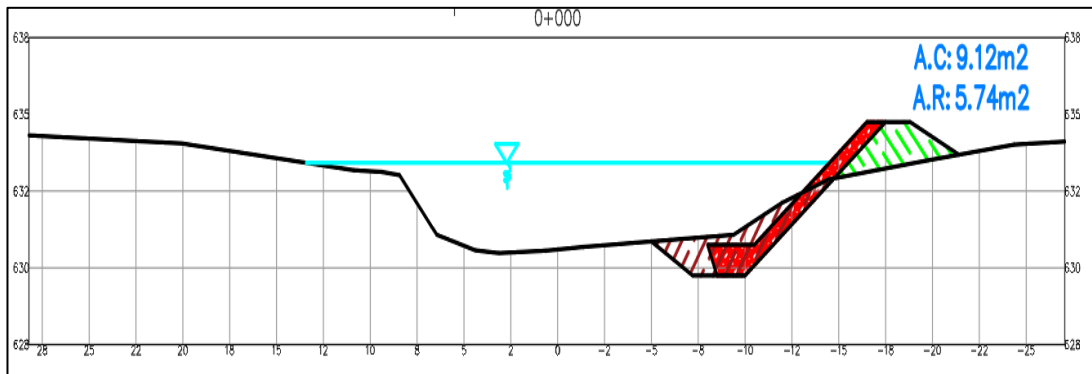
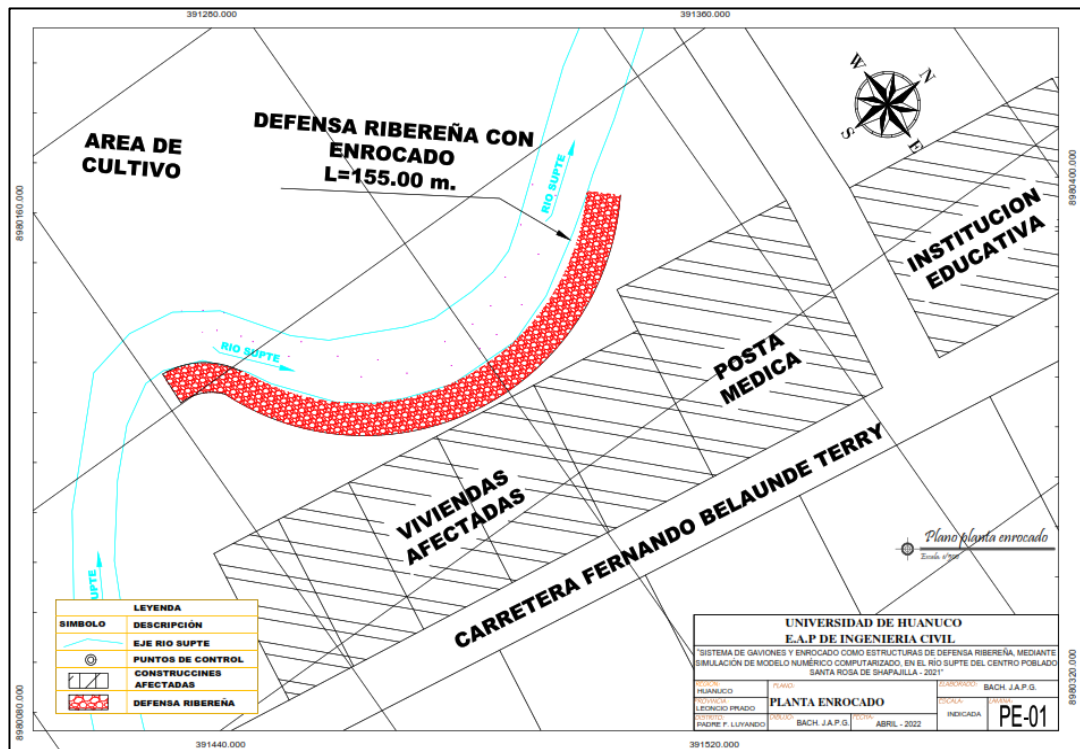


Figura 33. Vista en planta para el sistema de defensa con enrocado.



En las Figuras 32 y 33 se observa la sección geométrica y el plano en planta del sistema de defensa ribereña con enrocado en el área del proyecto, donde se observan los ejes de ubicación de la defensa ribereña, además se observan 05 viviendas, una posta médica y la carretera central que une el

centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla y la ciudad de Tingo María, infraestructuras que serían beneficiadas directamente con la construcción del muro. En base a los planos (ver Anexo 4) se elaboran los metrados que a continuación se presenta.

Tabla 34. Planilla de metrados del sistema de defensa con enrocado.

Partida Nº	Especificaciones	Nº de	Medidas			Parcial	Total	Unid.
		Veces	Largo	Ancho	Alto			
01	MURO DE ENROCADO L=155.00M							
1.01	TRABAJOS PRELIMINARES							
1.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL						1,750.00	m ²
	Longitud Enrocado	1.00	155.00	10.00		1,550.00		
	Enrocado aguas abajo	1.00	10.00	10.00		100.00		
	Enrocado aguas arriba	1.00	10.00	10.00		100.00		
1.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR						1,750.00	m ²
	Longitud Enrocado	1.00	155.00	10.00		1,550.00		
	Enrocado aguas abajo	1.00	10.00	10.00		100.00		
	Enrocado aguas arriba	1.00	10.00	10.00		100.00		
1.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
1.02.01	CORTE DE MATERIAL SUELTO P/EMPLAZAMIENTO DE ENROCADO						1,687.50	m ³
	Longitud Gaviones	0.75	155.00	10.00	3.50	1,162.50		
	Gaviones aguas abajo	0.75	10.00	10.00	3.50	262.50		
	Gaviones aguas arriba	0.75	10.00	10.00	3.50	262.50		
1.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO						871.88	m ³
	Espaldar de gaviones	0.75	155.00	3.00	2.50	871.88		
1.02.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE						978.75	m ³
	Eliminación material excedente	1.20	815.63			978.75		
1.03	PROTECCION CON ENROCADO							
1.03.01	ADQUISICIÓN DE ROCA PARA MURO DE ENROCADO						1,007.50	m ³
	Roca en uñas	1.00	155.00	sección;	2.50	387.50		
	Roca en revestimiento	1.00	155.00	sección;	4.00	620.00		
1.03.02	SELECCION Y ACOMODO EN CANTERA DE MATERIAL ADQUIRIDO - ROCAS PARA MURO						1,007.50	m ³
	Rocas para enrocado	1.00	1,007.50			1,007.50		
1.03.03	TRANSPORTE DE MATERIAL SELECCIONADO Y ACOMODADO DM= 5.50 KM CON MAQUINARIA PESADA						1,007.50	m ³
	Rocas para enrocado	1.00	1,007.50			1,007.50		
1.03.04	ACOMODO DE ROCA Y CONFORMACIÓN DE MURO CON MAQUINARIA PESADA						1,007.50	m ³
	Rocas para enrocado	1.00	1,007.50			1,007.50		
1.03.05	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOTEXTIL						1,627.50	m ²
	Suministro e instalación geotextil	1.05	155.00		10.00	1,627.50		

Con la información de la Tabla 34 se elabora el presupuesto para el sistema de defensa ribereña con enrocado.

Tabla 35. Presupuesto del sistema de defensa con enrocado.

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	MURO DE ENROCADO L=155.00M				211,777.35
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				6,324.68
01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m ²	1,750.00	0.9064	1,586.20
01.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m ²	1,750.00	2.7077	4,738.48
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				11,809.32
01.02.01	CORTE DE MATERIAL SUELTO P/EMPLAZAMIENTO ENROCADO	m ³	1,687.50	4.7443	8,006.01
01.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m ³	871.88	1.6175	1,410.27
01.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m ³	978.75	2.4450	2,393.04
01.03	PROTECCION CON ENROCADO				193,643.36
01.03.01	ADQUISICIÓN DE ROCA PARA MURO DE ENROCADO	m ³	1,007.50	60.9000	61,356.75
01.03.02	SELECCION Y ACOMODO EN CANTERA DE MATERIAL ADQUIRIDO - ROCAS PARA MURO	m ³	1,007.50	30.4799	30,708.50
01.03.03	TRANSPORTE DE MATERIAL SELECCIONADO Y ACOMODADO DM= 5.50 KM CON MAQUINARIA PESADA	m ³	1,007.50	41.1330	41,441.50
01.03.04	ACOMODO DE ROCA Y CONFORMACIÓN DE MURO CON MAQUINARIA PESADA	m ³	1,007.50	51.4563	51,842.22
01.03.05	SUMINISTRO Y INSTALACION DE GEOTEXTIL	m ²	1,627.50	5.0964	8,294.39

COSTO DIRECTO	211,777.35
----------------------	-------------------

USOS Y FUENTES	Costo Total All	
	S/	%
Mano de Obra	14,886.59	7.03 %
Materiales	68,842.35	32.51 %
Equipos y maquinarias	128,048.41	60.46 %
Total	211,777.35	100.00 %

En la Tabla 35 se observa el costo directo para la construcción del sistema de defensa ribereña con enrocado cuyo costo total es S/. 211 777.35 soles, del cual el costo de mano de obra representa el 7.03%, materiales 32.51% y en equipo y maquinaria 60.46%.

4.4.3. Beneficio de los sistemas de defensa ribereña (gaviones y enrocado):

El principal beneficio de los sistemas de defensa ribereña es: evitar la pérdida de la infraestructura pública, carreteras y patrimonios e inversiones a proteger, por inundación y erosión causada por las avenidas extraordinarias del río Supte.

De lo anterior, los daños previsibles a consecuencias de los desastres por efectos de desborde y erosión del río Supte, que afectaría el medio físico, biológico y socioeconómico, conforme a las valorizaciones puede representar a un daño estimado de S/. 670 000.00 soles en caso de producirse el desborde del río Supte.

Tabla 36. Resumen general de daños estimados

Descripción	Valor de los daños S/.
Daños previsibles a la infraestructura vial	200,000.00
Daños a la infraestructura pública	350,000.00
Daños a la vivienda	120,000.00
Total	670,000.00

4.4.4. Evaluación del costo beneficio:

Para la evaluación del costo beneficio, se considera el presupuesto de defensa ribereña con gaviones y enrocado, además el beneficio obtenido en el análisis de los daños estimados.

Finalmente, si el costo beneficio es mayor a la unidad, podremos indicar que la construcción de la defensa ribereña que se pretende construir en la margen derecha del río Supte para el área de estudio es rentable.

Tabla 37. Comparación del costo beneficio entre los sistemas de defensa ribereña de gaviones y enrocado.

Sistema de defensa ribereña	Costo	Daños estimados	Relación Costo Beneficio
Gaviones	287,508.09	670,000.00	2.33
Enrocado	211,777.35	670,000.00	3.16

Para el presente estudio observamos que ambos sistemas de defensa ribereña ofrecen un valor mayor a 1 lo cual indica que es rentable la construcción del muro, pero el mayor costo beneficio se determina en el sistema de defensa ribereña de tipo enrocado con un valor de 3.16 comparado con el sistema de defensa con gaviones cuyo valor es 2.33.

CAPÍTULO V

5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Presentación de la contrastación de los resultados del trabajo de investigación

En base a los resultados obtenidos y los antecedentes elegidos para la presente investigación a continuación se desarrolla la contrastación de los resultados.

- El resultado del coeficiente de rugosidad de Manning obtenido es 0.04 utilizando la metodología de factores que afectan a la rugosidad, este resultado comparado con lo citado por Rojas (2014) en su trabajo de investigación “Bases de Diseño Hidráulico para los Encauzamientos o Canalizaciones de los Ríos” quien determina el coeficiente de rugosidad de Manning de 0.03 mediante el método para canales no revestidos, esta ligera diferencia de 0.01 se asume a la influencia de los factores como el tipo de material, irregularidades del cauce, obstrucciones y la presencia de vegetación, etc. según Suarez, 2001.
- En cuanto a la resistencia de erosión para el sistema de defensa ribereña de tipo enrocado fue de 26.32 kg/m² utilizando la ecuación general del esfuerzo de arrastre crítico, este resultado al ser comparado con lo citado por Medina y Serrano (2019) en su trabajo de investigación “Propuesta de una defensa ribereña en el río La Leche, tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la Bocatoma Huaca de La Cruz - Íllimo -Lambayeque” quien determina la resistencia a la erosión para la defensa ribereña con enrocado de 26.88 kg/m² empleando el mismo método, en el cual se observa una ligera diferencia no significativa en cuanto a la resistencia por erosión.
- En cuanto al factor de seguridad al volteo y deslizamiento para el sistema de gaviones en el presente estudio se obtuvo 3.37 y 2.48 mediante el método de revisión por estabilidad, este resultado comparado con lo citado por Farroñay (2017) en su trabajo de investigación “Propuesta de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del río Rímac en los kilómetros 34 - 35 Luriganchó - Chosica” quien determina factores de

seguridad al volteo y deslizamiento para el sistema de gaviones de 3.73 y 1.45 utilizando el mismo método, la diferencia podemos asumir que los muros de retención dependen de su peso propio, por el material empleado y el tipo suelo de fundación para su estabilidad (Braja, 1985).

- Seguidamente la fuerza erosiva obtenida en el presente estudio fue de 16.80 kg/m² aplicando la ecuación general de la fuerza tractiva, este resultado comparado con lo citado por Aguilar (2016) en su trabajo de investigación “Comparación técnica entre el uso de gaviones y geoceldas como estructuras de defensa ribereña” determinó una erosión de 10.00 kg/m² utilizando el mismo método, la diferencia numérica se debe a la diferencia del caudal, forma y geometría del cauce del río (Knigh, 2011).
- 129.42 m³/s es el caudal de diseño del río Supte a un periodo de retorno de 150 años determinado mediante el método racional modificado, el resultado comparado con lo obtenido por Zevallos (2015) en su trabajo de investigación “Diseño de la defensa ribereña para el balneario turístico Cocalmayo, ubicado en la margen izquierda del río Urubamba” quien determinó el caudal de diseño de 1,280 m³/s con un periodo de retorno de 500 años utilizando el método de distribución probabilística, esta diferencia se asume, que para calcular el caudal de diseño depende directamente del área de la cuenca, información hidrológica, periodo de retorno, importancia de la obra y la vida útil de ésta (Villón, 2012).
- El análisis de datos hidrológicos del ámbito de estudio indica que las precipitaciones de mayor intensidad ocurren entre los meses de enero a marzo y octubre a diciembre según las estaciones pluviométricas de Tingo María y Tulumayo, el resultado obtenido al ser comparado con lo que manifiesta Tacsá (2020) en su investigación “Inundación fluvial y pluvial en el casco urbano del distrito de José Crespo y Castillo, a fin de proponer medidas estructurales y no estructurales”, concluye que las precipitaciones máximas según la estación Tingo María se dan entre los meses de febrero a marzo, este comportamiento hidrológico es similar debido a que las altas precipitaciones en la zona de estudio

se dan entre los meses de diciembre, enero, febrero, marzo y abril (SENAMHI, 2016).

5.2. Comparación de resultado de estabilidad y erosión entre los sistemas de defensa ribereña de gaviones y enrocado:

Como se evidencia en el presente estudio, el diseño planteado para la defensa ribereña con gaviones, resultó mayor estabilidad y resistencia a la erosión en el río Supte obteniendo factores de seguridad al deslizamiento (3.37), volteo (2.48), capacidad de carga (6.11), estabilidad global (1.69) y resistencia a la erosión (36.10), los resultados obtenidos nos muestran que el sistema de defensa ribereña con gaviones muestra mejor estabilidad y resistencia a la erosión comparado con el sistema de enrocado lo cual se puede observar en la siguiente Tabla 38.

Tabla 38. Comparación de resultados del análisis de estabilidad y erosión entre los sistemas de defensa ribereña de gaviones y enrocado.

Sistema de defensa ribereña	Factor de seguridad				Resistencia a la erosión (kg/m ²)
	Deslizamiento	Volteo	Capacidad de carga	Estabilidad del conjunto	
Gaviones	2.48	3.37	6.11	1.69	36.1
Enrocado	1.57	4.44	7.28	1.67	26.32

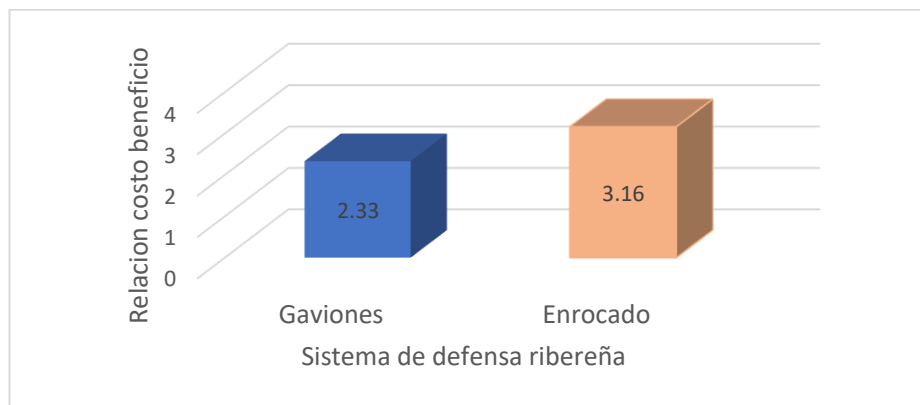
Finalmente se concluye, ambos sistemas ofrecen una estabilidad mayor a 1.5 valores recomendados para mantener el equilibrio y garantizar una buena resistencia a la estabilidad lo cual es corroborado por Braja (1985) y en cuanto a la erosión se observan resultados mayores a 16.80 kg/m² (erosión actuante) lo que significa que los muros son resistentes a las fuerzas erosivas debido que las fuerzas actuantes son menores a las fuerzas resistentes (Maccaferri, 2015).

5.3. Comparación de resultado de costo beneficio entre los sistemas de defensa ribereña de gaviones y enrocado:

En la Figura 34 se observa la relación costo beneficio de ambos sistemas de defensa ribereña donde se observa que el sistema de enrocado tiene un valor 3.16 y los gaviones 2.33, estos resultados nos permiten concluir que el

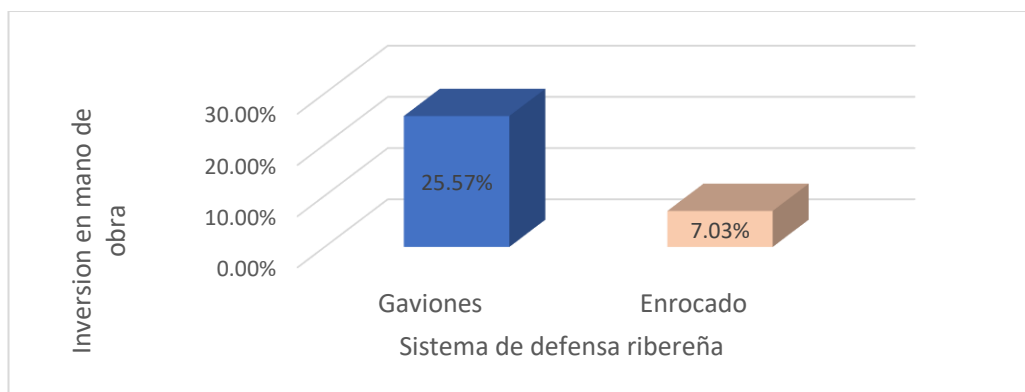
sistema de enrocado es mayor el costo beneficio comparado con el sistema de gaviones. La diferencia obtenida se debe al menor costo de material estimado para la construcción del sistema de enrocado comparado con los gaviones que requiere principalmente de mallas tipo caja que genera un incremento significativo del costo.

Figura 34. Relación costo beneficio entre el sistema de defensa con gaviones y enrocado



Pero ventaja que ofrece la defensa ribereña con el sistema gaviones en comparación con los enrocados, es la generación de puestos de trabajos para el personal de la zona del centro poblado Santa Rosa de Shapajilla, debido que para la construcción del muro se requiere mayor inversión del presupuesto total en mano de obra (25.57%) en comparación con el enrocado (7.03%). Tal como se puede observar en la Figura 35.

Figura 35. Diferencia de inversión en mano de obra entre el sistema de defensa ribereña con gaviones y enrocado



CONCLUSIONES

Partiendo de los objetivos del presente estudio y en base a las variables técnicas obtenidas las cuales son: la resistencia a la erosión, la estabilidad y el costo beneficio que fueron desarrolladas en el presente estudio donde se trata de comparar el sistema de defensa ribereña con gaviones y enrocado, a continuación, se proceden a definir las siguientes conclusiones:

- Bajo las condiciones que se ha desarrollado el presente estudio el análisis de la variable de la resistencia a la erosión se determina que el sistema de gaviones ofrece una mayor resistencia en comparación con el sistema de enrocado ($36.10 \text{ kg/m}^2 > 26.32 \text{ kg/m}^2$), esto debido a que los gaviones cuentan con una malla galvanizada que ofrece un factor de resistencia adicional.
- En el análisis de las variables de estabilidad del muro, se determina que el sistema de defensa ribereña con enrocado y gavión resultan ser idénticos.
- Mediante el análisis de la variable del costo beneficio, el sistema de defensa ribereña con enrocado (3.16) en comparación con el sistema de gaviones (2.33) genera un mayor costo beneficio, esto debido a que los gaviones necesariamente requieren la adquisición de mallas, insumo necesario para la construcción de los gaviones lo que genera un mayor costo.

RECOMENDACIONES

Considerando la importancia de esta investigación y en función de los resultados obtenidos se presenta las siguientes recomendaciones:

- Recopilar información básica de ingeniería como son la topografía, mecánica de suelos, hidrología e hidráulica fluvial para la elaboración del diseño de la defensa ribereña de gaviones y enrocado.
- Se recomienda realizar un dimensionamiento adecuado del pie de la estructura del sistema de enrocado teniendo en cuenta que las principales causas de falla durante la vida de servicio de la estructura son las cimentaciones.
- Analizar y buscar la disponibilidad de los materiales existentes en ámbito de estudio, para elegir la mejor alternativa en la construcción de la defensa ribereña.
- Se recomienda realizar la comparación técnica en cuanto a la erosión, estabilidad del muro y costo beneficio para elegir la mejor alternativa en la construcción de la defensa ribereña.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar, D. (2016). Comparación técnica entre el uso de gaviones y geoceldas como estructuras de defensa ribereña. Tesis. Lima, Perú. Universidad Católica del Perú
- Aguilera, A. (2017). Confin Habana - Versión Online Vol 11. El costo-beneficio como herramienta de decisión en la inversión en actividades científicas.
- Alvites, J. y Parco, D. (2018). Propuesta de guía constructiva para la construcción de defensas ribereñas utilizando el sistema de muro enrocado en la planta de cppq s.a. En ñaña. Tesis. Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas, Lima.
- Baena, G. (2014). Metodología de la investigación. Grupo Editorial Patria. México.
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2015). Perfil de riesgo por inundaciones en Perú. Lima: BID.
- Braja, D. (1984). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Sacramento-California.
- Camargo, V. (2001). Manual de Gaviones. Instituto de Ingeniería UNAM. Mexico.
- Casanova, L. (2002). Topografía Plana. Universidad de los Andes Mérida-Venezuela.
- Cconislla, J. (2017). Protección Contra Inundaciones En El Sector Del Centro Poblado De Gorgor, Distrito De Gorgor, Provincia De Cajatambo, Lima. Lima-Perú.
- Centro de Operaciones de Emergencia Nacional. (2020). Reporte Complementario N° 1159. Inundación en el distrito de Luyando - Huánuco. Lima: INDECI.
- Cillero, M. (2020). Manuel.Cillero, es mi circunstancia digital. Obtenido de Métrica 3: Análisis de coste/beneficio: <https://manuel.cillero.es/doc/metrica-3/tecnicas/analisis-coste-beneficio/>
- Cochachin, D. (2014). Diseño de Muro de Gaviones para la Protección de la Margen Izquierda del Río Mosna en el Tramo KM: 17+000 al KM:

- 17+330 en el Distrito de Chavin, Aplicando Hec Ras, 2013. Tesis. Huaraz-Perú. Universidad Nacional Santiago Antunes de Mayolo.
- Farroñay, P. (2017). Propuesta de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del río Rímac en los kilómetros 34 - 35 Lurigancho. Tesis. Chosica. Lima, Perú. Universidad San Martín de Porres
 - IGME (1987) Manual de Ingeniería de Taludes – España.
 - Knight, M. (2011). Brisbane river flood, January 201. Report on river bank erosion.
 - Leister, A. (2015). Manual Técnico. Obras de Contención (Maccaferri). Brasil
 - Harmsen, T. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima-Perú.
 - Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). Metodología de la investigación (6ta ed.). D.F.: McGraw-Hill Interamericana.
 - Maccaferri. (2015). Defensas ribereñas y obras transversales. Necesidades y soluciones. Lima: Maccaferri.
 - Maccaferri. (2015). Guía de diseño. Dimensionamiento de los Colchones Reno y Gaviones.
 - Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, (2008) Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Lima-Perú.
 - Martín, J. (2003). Ingeniería de Ríos. Barcelona: Alfa Omega Ediciones - Universidad Politécnica de Cataluña.
 - Medina, J., y Serrano, J. (2019). Propuesta de una defensa ribereña en el río La Leche, tramo 01 km aguas arriba y 01 km aguas abajo de la Bocatoma Huaca de La Cruz - Íllimo -Lambayeque. Tesis. Ingeniería civil. Pimentel, Perú. Universidad Señor de Sipán
 - Morassutti, F. (2013). Manual de Diseño de Estructuras Flexibles. Carabobo-Venezuela.
 - Ordoñez, G. (2011). Contribuyendo al desarrollo de una Cultura del Agua y la Gestión Integral del Recurso Hídrico. Lima-Perú.
 - Piñar, V. (2008). Proyecto de construcción de un muro de gaviones de 960 m³. Costa Rica.

- Prosser, I., Rutherford, I., Olley, J., Young, W., Wallbrink, P., & Mora, C. (2001). Large - Scale Patterns of Erosion and Sediment Transport in river networks, with examples from Australia. *Marine and Freshwater Research*, 81-99.
- Ramakrishna, B. (1997). *Estrategias de Extensión Para el Manejo Integrado de Cuencas Hidrograficas*. San José-Costa Rica.
- Rocha, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima-Peru
- Rodas, M. (2018). *Estudio Técnico para Rectificación y Protección de Márgenes del Río Tarqui*. Tesis Ingeniería civil. Cuenca, Ecuador. Universidad de Cuenca
- Rojas, M. (2014). *Bases de Diseño Hidráulicos para los Encauzamientos o Canalizaciones de Ríos*. Ecuador.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga-Colombia.
- Suárez, J. (2001). *Control de Erosión en Zonas Tropicales*. Colombia: División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander.
- Tacsá, E. (2020). *Inundación fluvial y pluvial en el casco urbano del distrito de José Crespo y Castillo, a fin de proponer medidas estructurales y no estructurales*. (Tesis). Universidad Nacional Hermilio Valdizán, Huanuco.
- Teran, A. (1998). *Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas*. Lima-Perú.
- Villón, B. (2004). *Hidrología*. Costa Rica.
- Zevallos, M. (2015). *Diseño de la defensa ribereña para el balneario turístico Cocalmayo, ubicado en la margen izquierda del río Urubamba*. Tesis. Ingeniería civil. Piura, Perú. Universidad de Piura

ANEXOS

Anexo 1. Matriz de consistencia

Título: "SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021"

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	OPERACIONALIZACIÓN			MÉTODOLÓGIA		
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Variables	Dimensiones	Indicadores	Tipo	Técnicas e Instrumentos	
<p>¿Cuál será la diferencia técnica entre el diseño de las estructuras de defensa ribereña del sistema de gaviones y el enrocado, mediante la simulación de modelo numérico computarizado, en el río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla – 2021?</p>	<p>Comparar los sistemas estructurales de gaviones y enrocado como defensa ribereña, mediante la simulación de modelo numérico computarizado, en el río Supte en el tramo de estudio del Centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla – 2021.</p>	<p>Mediante la simulación de modelo numérico computarizado, existe diferencias significativas entre el sistema de gaviones y enrocado como estructuras de defensa ribereña, en el Río Supte del Centro poblado Santa Rosa de Shapajilla – 2021</p>	Variable independiente	Tipo de gavión	a. Gavión tipo caja	Según finalidad: Aplicada	Técnica de recolección: Observación	
	b. Gavión tipo colchón							
	c. Gavión tipo saco o cilindro							
	Objetivos específicos		<p>1.Realizar estudios preliminares para el diseño de defensa ribereña de gaviones y enrocado, en el río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla – 2021.</p>	Variable dependiente	Resistencia a la erosión	a. Enrocado con roca al volteo	Según enfoque: Mixto	Instrumentos: Fichas técnicas
						b. Muro de enrocado		
<p>2.Diseñar la estructura de gaviones y enrocado como defensa ribereña, mediante simulación de modelo numérico computarizado, en el río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla – 2021.</p>	<p>3.Comparar la estabilidad y resistencia a la erosión del muro entre los sistemas de gaviones y enrocado como estructuras de defensa ribereña, mediante simulación de modelo numérico computarizado, en el Río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla– 2021.</p>	Defensa ribereña	Estabilidad del muro	a. Esfuerzos de arrastre (τ : Kg/m ²)	Según Nivel: Explicativo	Instrumentos y equipos de medición		
<p>4. Evaluar la diferencia técnica en relación costo beneficio que existe entre los sistemas de gaviones y de enrocado como estructuras de defensa ribereña, mediante simulación de modelo numérico computarizado, en el Río Supte en el tramo del centro poblado de Santa Rosa de Shapajilla– 2021.</p>				<p>a. Deslizamiento (F.S).</p> <p>b. Volteo (F.S).</p> <p>c. Capacidad de carga (F.S).</p>			Según diseño: No Experimental	Técnicas de procesamiento y análisis: Modelos matemáticos
			Costos	Análisis de costo unitario (S/.)		Herramientas computarizadas		

Anexo 2. Fichas Técnicas

Anexo 2.1. Formato de levantamiento topografía:



Proyecto: "SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021"

Nombre del Estudio: **Levantamiento topográfico**

Ejecutado por: **Josué Alex Pablo Garay**

Muestra (tramo): **Km: 0+000.00 al Km 0+140.00**

Mediciones de puntos

Realizado el levantamiento topográfico en la zona de estudio con el teodolito de marca Topcon, se procedió a realizar los trabajos en gabinete, con la finalidad de obtener los puntos topográficos que serán necesarios para representar el relieve del terreno en estudio. A continuación, se muestran los puntos topográficos.

A. Puntos Topográficos:

Numero	coordenadas UTM WGS 84 zona 18 Sur			Descripción
	Norte (m)	Este (m)	Elevación (m)	
1	8980196.705	391387.62	631.2	ESTACIONA
2	8980187.385	391387.017	632.979	BORDE
3	8980188.973	391378.244	631.36	BORDE
4	8980190.906	391359.606	630.218	EJE
5	8980186.575	391347.223	631.006	BORDE
6	8980178.656	391337.783	633.02	BORDE
7	8980201.852	391390.764	631.176	BORDE
8	8980194.158	391375.979	630.928	BORDE
9	8980196.405	391367.633	630.091	EJE
10	8980206.335	391393.096	631.363	BORDE
11	8980209.108	391383.031	629.918	EJE
12	8980213.79	391386.031	629.858	EJE
13	8980220.763	391385.289	630.65	BORDE
14	8980227.893	391384.037	630.98	BORDE
15	8980235.628	391398.109	629.718	EJE
16	8980246.432	391387.242	630.919	BORDE
17	8980235.4	391401.069	632.621	BORDE
18	8980253.916	391397.715	629.538	EJE
19	8980258.215	391382.937	630.87	BORDE
20	8980201.072	391357.836	632.82	BORDE
21	8980205.972	391361.976	632.82	BORDE
22	8980178.712	391371.18	632.879	BORDE
23	8980169.898	391358.507	632.879	BORDE

24	8980178.263	391339.425	631.076	BORDE
25	8980197.868	391354.348	632.92	BORDE
26	8980193.054	391354.208	630.976	BORDE
27	8980176.49	391365.813	632.979	BORDE
28	8980199.334	391361.746	631.076	BORDE
29	8980194.014	391363.564	630.158	EJE
30	8980185.39	391350.295	630.338	EJE
31	8980177.698	391341.475	630.458	EJE
32	8980180.336	391331.986	633.82	BORDE
33	8980187.565	391344.428	633.02	BORDE
34	8980202.969	391353.165	633.72	BORDE
35	8980182.868	391343.336	631.076	BORDE
36	8980210.314	391364.572	632.82	BORDE
37	8980220.219	391369.687	632.72	BORDE
38	8980225.805	391372.325	632.72	BORDE
39	8980230.904	391375.293	632.62	BORDE
40	8980181.844	391346.204	630.398	EJE
41	8980225.128	391394.149	629.838	EJE
42	8980166.12	391366.628	633.879	BORDE
43	8980224.131	391400.873	632.67	BORDE
44	8980215.662	391381.239	630.65	BORDE
45	8980241.243	391398.373	629.658	EJE
46	8980254.094	391400.071	632.521	BORDE
47	8980171.828	391354.317	631.076	BORDE
48	8980200.658	391373.156	630.038	EJE
49	8980209.672	391366.355	631.32	BORDE
50	8980187.019	391371.502	631.26	BORDE
51	8980246.535	391381.286	631.12	BORDE
52	8980266.722	391387.765	629.388	EJE
53	8980282.721	391372.858	629.238	EJE
54	8980279.301	391368.577	630.17	BORDE
55	8980189.75	391338.881	633.82	BORDE
56	8980183.907	391341.024	633.02	BORDE
57	8980173.96	391374.662	634.079	BORDE
58	8980190.118	391350.586	631.006	BORDE
59	8980191.345	391347.586	632.92	BORDE
60	8980188.495	391354.28	630.278	EJE
61	8980183.615	391368.574	631.176	BORDE
62	8980181.986	391374.732	632.979	BORDE
63	8980171.531	391373.202	633.879	BORDE
64	8980197.298	391345.79	633.72	BORDE
65	8980196.373	391357.788	630.976	BORDE
66	8980190.496	391372.997	631.16	BORDE
67	8980202.942	391367.084	630.976	BORDE
68	8980204.789	391363.333	631.35	BORDE

69	8980198.643	391378.8	630.928	BORDE
70	8980190.681	391392.657	632.879	BORDE
71	8980192.636	391382.448	631.26	BORDE
72	8980188.529	391400.93	633.779	BORDE
73	8980196.274	391397.808	632.879	BORDE
74	8980205.364	391378.716	629.978	EJE
75	8980203.562	391384.109	630.828	BORDE
76	8980201.778	391400.041	632.879	BORDE
77	8980198.55	391405.924	633.679	BORDE
78	8980207.466	391387.845	630.828	BORDE
79	8980205.508	391400.382	632.779	BORDE
80	8980204.169	391407.041	634.079	BORDE
81	8980210.892	391400.752	632.779	BORDE
82	8980213.938	391369.192	631.32	BORDE
83	8980214.711	391367.721	632.72	BORDE
84	8980206.136	391376.675	630.15	BORDE
85	8980210.148	391405.672	634.079	BORDE
86	8980219.36	391389.442	629.898	EJE
87	8980212.491	391390.583	630.628	BORDE
88	8980212.654	391396.272	631.663	BORDE
89	8980219.567	391371.478	631.32	BORDE
90	8980218.283	391393.761	630.528	BORDE
91	8980217.545	391397.735	631.963	BORDE
92	8980217.171	391400.417	632.779	BORDE
93	8980216.065	391407.301	634.079	BORDE
94	8980225.297	391374.697	631.22	BORDE
95	8980224.772	391396.688	630.528	BORDE
96	8980235.562	391399.642	630.928	BORDE
97	8980230.556	391377.176	631.22	BORDE
98	8980230.274	391397.683	629.789	EJE
99	8980235.139	391379.155	631.12	BORDE
100	8980235.531	391377.309	632.62	BORDE
101	8980229.914	391399.174	630.928	BORDE
102	8980229.707	391401.072	632.647	BORDE
103	8980237.376	391386.967	630.92	BORDE
104	8980238.679	391380.605	631.12	BORDE
105	8980239.098	391378.428	632.62	BORDE
106	8980241.988	391378.929	632.52	BORDE
107	8980246.762	391399.223	629.598	EJE
108	8980241.248	391399.763	630.828	BORDE
109	8980241.289	391401.435	632.521	BORDE
110	8980241.534	391387.404	630.92	BORDE
111	8980241.947	391380.604	631.12	BORDE
112	8980246.559	391379.315	632.52	BORDE
113	8980246.736	391400.18	630.828	BORDE

114	8980246.82	391401.773	632.521	BORDE
115	8980253.854	391398.748	630.728	BORDE
116	8980252.62	391385.768	630.819	BORDE
117	8980252.186	391378.77	632.52	BORDE
118	8980257.238	391378.415	632.42	BORDE
119	8980262.055	391378.047	632.42	BORDE
120	8980260.721	391393.366	629.438	EJE
121	8980272.078	391382.841	629.358	EJE
122	8980274.037	391372.104	630.27	BORDE
123	8980278.07	391377.969	629.298	EJE
124	8980261.379	391394.955	630.828	BORDE
125	8980268.038	391390.426	630.828	BORDE
126	8980274.029	391385.863	630.228	BORDE
127	8980275.305	391387.935	632.447	BORDE
128	8980285.336	391376.707	630.028	BORDE
129	8980287.524	391378.891	632.347	BORDE
130	8980266.753	391374.535	632.42	BORDE
131	8980272.563	391370.221	632.32	BORDE
132	8980277.783	391366.084	632.32	BORDE
133	8980225.836	391409.315	634.079	BORDE
134	8980244.003	391410.347	633.979	BORDE
135	8980259.026	391406.589	633.779	BORDE
136	8980268.715	391392.145	632.447	BORDE
137	8980261.911	391396.908	632.447	BORDE
138	8980268.618	391377.327	630.27	BORDE
139	8980279.966	391380.857	630.128	BORDE
140	8980217.159	391377.174	631.02	BORDE
141	8980211.386	391372.286	631.02	BORDE
142	8980207.53	391373.106	630.82	BORDE
143	8980226.737	391389.386	630.55	BORDE
144	8980231.57	391391.582	630.55	BORDE
145	8980236.483	391392.66	630.45	BORDE
146	8980241.386	391393.906	630.35	BORDE
147	8980259.646	391390.463	629.65	BORDE
148	8980262.682	391380.211	630.25	BORDE
149	8980246.411	391395.578	629.75	BORDE
150	8980224.294	391399.212	632.063	BORDE
151	8980235.281	391409.257	634.079	BORDE
152	8980281.739	391383.624	632.347	BORDE
153	8980186.933	391317.157	634.32	BORDE
154	8980200.917	391328.838	634.32	BORDE
155	8980211.621	391346.467	634.32	BORDE
156	8980225.787	391357.955	634.12	BORDE
157	8980246.161	391367.159	634.12	BORDE
158	8980262.342	391362.669	634.02	BORDE

159	8980269.373	391351.11	634.02	BORDE
160	8980162.877	391374.855	634.22	BORDE
161	8980175.92	391397.062	634.52	BORDE
162	8980192.962	391411.052	634.32	BORDE
163	8980210.475	391413.514	634.32	BORDE
164	8980223.809	391426.38	634.32	BORDE
165	8980253.636	391417.436	634.12	BORDE
166	8980276.845	391416.423	634.22	BORDE
167	8980302.432	391396.877	634.12	BORDE
168	8980194.417	391351.384	632.92	BORDE
169	8980184.34	391380.928	632.979	BORDE
170	8980246.8	391393.641	630.35	BORDE
171	8980253.321	391393.487	629.75	BORDE
172	8980252.266	391380.247	631.02	BORDE
173	8980258.485	391398.755	632.521	BORDE
174	8980256.939	391396.392	629.488	EJE
175	8980257.577	391397.542	630.828	BORDE
176	8980178.281	391361.177	631.076	BORDE
177	8980268.339	391401.21	633.779	BORDE
178	8980281.855	391392.001	633.779	BORDE
179	8980291.396	391384.167	633.334	BORDE
180	8980251.545	391408.625	633.879	BORDE
181	8980212.191	391359.272	633.82	BORDE
182	8980232.26	391370.77	633.52	BORDE
183	8980242.787	391373.981	633.82	BORDE
184	8980262.503	391369.563	633.82	BORDE
185	8980222.108	391364.411	633.62	BORDE
186	8980251.797	391372.866	633.82	BORDE
187	8980274.893	391361.953	633.72	BORDE
188	8980269.677	391365.699	633.72	BORDE
189	8980251.711	391426.673	634.32	BORDE
190	8980265.884	391385.978	629.45	BORDE
191	8980241.318	391395.593	629.85	BORDE
192	8980236.1	391395.289	629.85	BORDE
193	8980230.925	391394.426	629.98	BORDE
194	8980225.85	391392.319	629.95	BORDE
195	8980175.177	391378.013	633.879	BORDE
196	8980204.28	391380.555	630.15	BORDE
197	8980201.744	391371.442	630.15	BORDE
198	8980199.399	391375.849	630.15	BORDE
199	8980197.6	391366.019	630.15	BORDE
200	8980195.914	391370.746	630.15	BORDE
201	8980211.093	391377.766	630.65	BORDE
202	8980209.89	391380.856	630.15	BORDE
203	8980208.352	391384.763	630.15	BORDE

204	8980192.82	391365.391	630.15	BORDE
205	8980214.413	391384.382	630.05	BORDE
206	8980252.934	391390.793	630.45	BORDE
207	8980258.697	391386.813	630.45	BORDE
208	8980213.267	391387.691	630.05	BORDE
209	8980219.772	391388.282	630	BORDE
210	8980218.733	391391.035	630	BORDE
211	8980181.376	391365.358	631.076	BORDE
212	8980176.3	391344.113	630.558	EJE
213	8980186.248	391380.256	631.66	BORDE
214	8980185.299	391376.85	631.66	BORDE
215	8980183.352	391374.206	631.66	BORDE
216	8980189.489	391385.397	631.66	BORDE
217	8980192.658	391391.773	631.66	BORDE
218	8980197.81	391395.587	631.66	BORDE
219	8980203.59	391398.528	631.66	BORDE
220	8980179.418	391386.424	633.879	BORDE
221	8980182.379	391392.231	633.879	BORDE
222	8980185.93	391397.105	633.879	BORDE
223	8980208.713	391397.568	631.66	BORDE
224	8980222.093	391380.696	631.02	BORDE
225	8980233.529	391386.049	630.92	BORDE
226	8980257.078	391380.067	631.02	BORDE

Anexo 2.2. Formato de Mecánica de suelos:



Proyecto: "SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUFTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021"

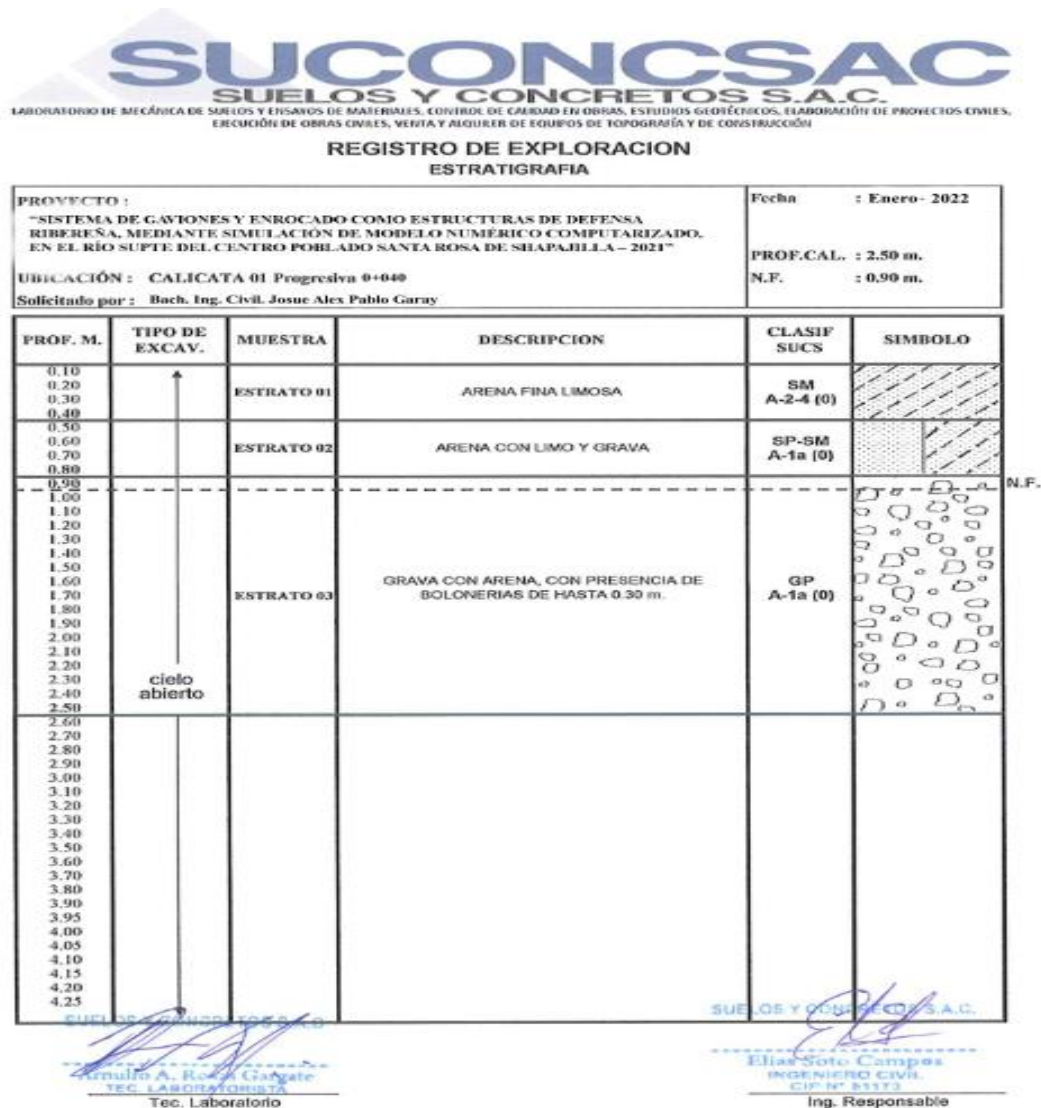
Nombre del Estudio: **Mecánica de suelos**

Ejecutado por:

Muestra (tramo):

Calicatas: Se ha realizado la excavación de 03 calicatas a una profundidad de 2.50 m ubicadas en la margen derecha e izquierda del área en estudio. Con la finalidad obtener las propiedades físico mecánico del suelo de acuerdo a las normas vigentes como son el perfil estratigráfico, análisis granulométrico, humedad natural, límite de consistencia y ensayo de corte directo que son los parámetros más importantes para este tipo de estudios.

A. Perfil estratigrafico



SUCONCSAC

SUELOS Y CONCRETOS S.A.C.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES, CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS, ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, ELABORACIÓN DE PROYECTOS CIVILES, EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES, VENTA Y ALQUILER DE EQUIPOS DE TOPOGRAFÍA Y DE CONSTRUCCIÓN

REGISTRO DE EXPLORACION ESTRATIGRAFIA

PROYECTO : "SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTÉ DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA - 2021" UBICACIÓN : CALICATA 02 Progresiva 0+080 Solicitado por : Bach. Ing. Civil, Josue Alex Pablo Garay	Fecha : Enero - 2022 PROF.CAL. : 2.50 m. N.F. : 0.80 m.
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------

PROF. M.	TIPO DE EXCAV.	MUESTRA	DESCRIPCION	CLASIF SUCS	SIMBOLO
0.10 0.20 0.30 0.40	↑	ESTRATO 01	ARENA FINA LIMOSA	SM A-2-4 (0)	
0.50 0.60 0.70 0.80		ESTRATO 02	ARENA CON LIMO Y GRAVA	SP-SM A-1a (0)	
0.90 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50 1.60 1.70 1.80 1.90 2.00 2.10 2.20 2.30 2.40 2.50		↓ cielo abierto	ESTRATO 03	GRAVA CON ARENA, CON PRESENCIA DE BOLONERIAS DE HASTA 0.30 m.	GP A-1a (0)
2.60 2.70 2.80 2.90 3.00 3.10 3.20 3.30 3.40 3.50 3.60 3.70 3.80 3.90 3.95 4.00 4.05 4.10 4.15 4.20 4.25					

N.F.

Arnulfo A. Rojas Gargate
 TEC. LABORATORISTA
 Tec. Laboratorio

SUELOS Y CONCRETOS S.A.C.
 Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 81173
 Ing. Responsable

**REGISTRO DE EXPLORACION
 ESTRATIGRAFIA**

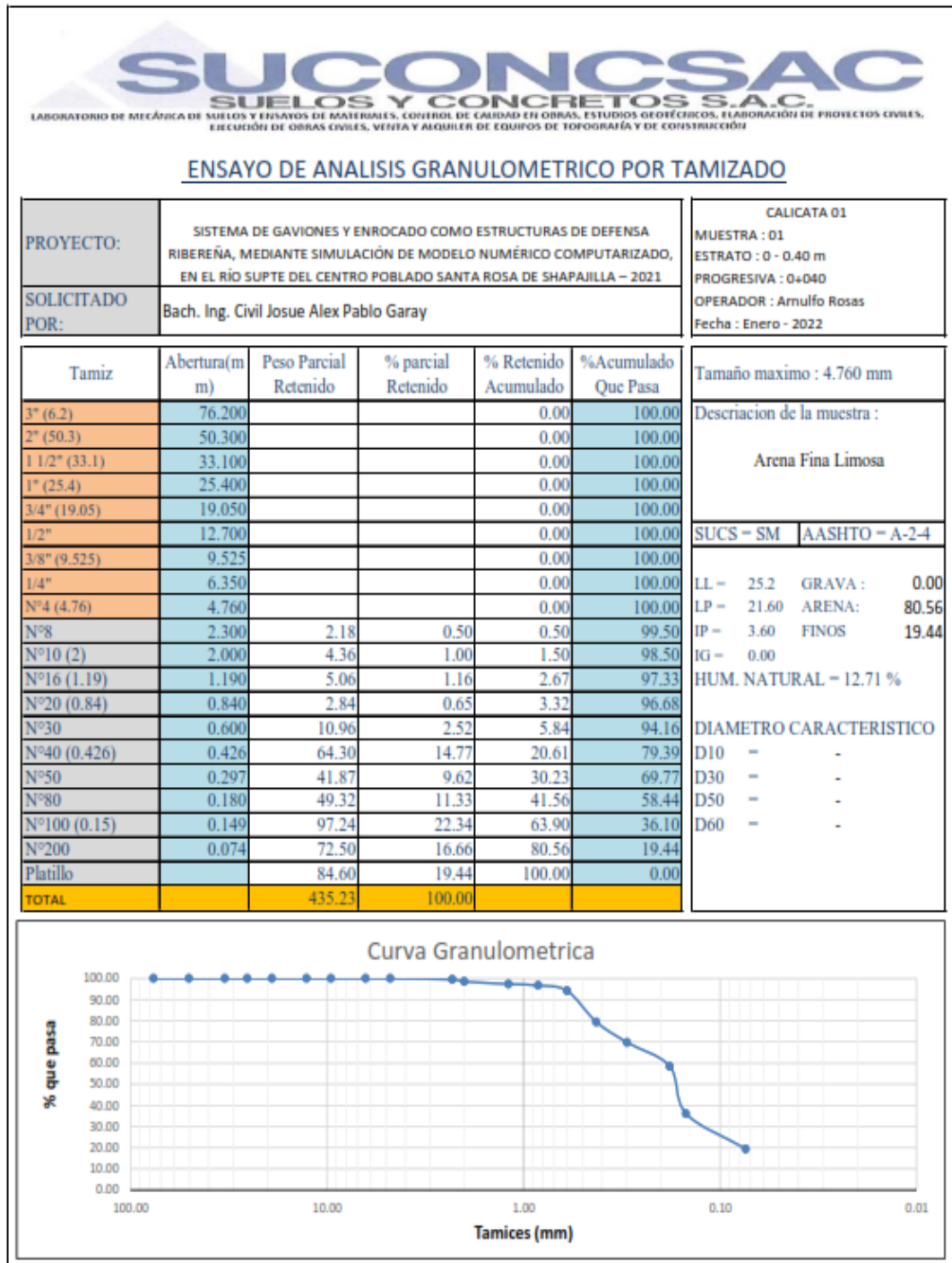
PROYECTO : "SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUYTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA - 2021" UBICACIÓN : CALICATA 03 Progresivo 0+120 Solicitado por : Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	Fecha : Enero - 2022 PROF.CAL. : 2.50 m. N.F. : 0.70 m.
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------

PROF. M.	TIPO DE EXCAV.	MUESTRA	DESCRIPCION	CLASIF SUCS	SIMBOLO
0.10 0.20 0.30 0.40	↑	ESTRATO 01	ARENA FINA LIMOSA	SM A-2-4 (0)	
0.50 0.60 0.70 0.80		ESTRATO 02	ARENA CON LIMO Y GRAVA	SP-SM A-1a (0)	N.F.
0.90 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50 1.60 1.70 1.80 1.90 2.00 2.10 2.20 2.30 2.40 2.50	↑	ESTRATO 03	GRAVA CON ARENA, CON PRESENCIA DE BOLONERIAS DE HASTA 0.30 m.	GP A-1a (0)	
2.60 2.70 2.80 2.90 3.00 3.10 3.20 3.30 3.40 3.50 3.60 3.70 3.80 3.90 3.95 4.00 4.05 4.10 4.15 4.20 4.25	↓				

Arnulfo A. Rojas Gargate
 T.E.C. LABORATORISTA
 Tec. Laboratorio

Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 81173
 Ing. Responsable

B. Analisis granulometrico:

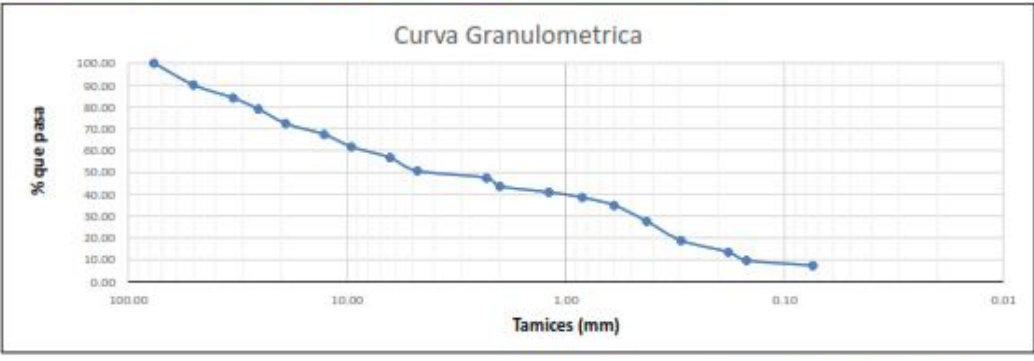


ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

PROYECTO:	SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTÉ DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA - 2021	CALICATA 01
SOLICITADO POR:	Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	MUESTRA : 02 ESTRATO : 0.40- 0.75 m PROGRESIVA : 0+040 OPERADOR : Arnulfo Rosas Fecha : Enero - 2022

Tamiz	Abertura(m m)	Peso Parcial Retenido	% parcial Retenido	% Retenido Acumulado	%Acumulado Que Pasa
3" (6.2)	76.200			0.00	100.00
2" (50.3)	50.300	365.90	9.94	9.94	90.06
1 1/2" (33.1)	33.100	222.50	6.05	15.99	84.01
1" (25.4)	25.400	184.30	5.01	21.00	79.00
3/4" (19.05)	19.050	243.50	6.62	27.62	72.38
1/2"	12.700	185.40	5.04	32.65	67.35
3/8" (9.525)	9.525	206.90	5.62	38.28	61.72
1/4"	6.350	184.90	5.02	43.30	56.70
Nº4 (4.76)	4.760	222.60	6.05	49.35	50.65
Nº8	2.300	115.90	3.15	52.50	47.50
Nº10 (2)	2.000	143.90	3.91	56.41	43.59
Nº16 (1.19)	1.190	98.60	2.68	59.09	40.91
Nº20 (0.84)	0.840	88.40	2.40	61.49	38.51
Nº30	0.600	132.50	3.60	65.09	34.91
Nº40 (0.426)	0.426	269.40	7.32	72.42	27.58
Nº50	0.297	322.70	8.77	81.19	18.81
Nº80	0.180	195.40	5.31	86.50	13.50
Nº100 (0.15)	0.149	139.50	3.79	90.29	9.71
Nº200	0.074	87.60	2.38	92.67	7.33
Platillo		269.80	7.33	100.00	0.00
TOTAL		3679.70	100.00		

Tamaño maximo : 3"	
Descriación de la muestra :	
Arena con Limo y Grava	
SUCS - SP-SM	AASHTO - A-1a
LL = NP	GRAVA : 49.35
LP = NP	ARENA: 43.32
IP = NP	FINOS 7.33
IG = 0.00	
HUM. NATURAL = 8.45 %	
DIAMETRO CARACTERISTICO	
D10 =	-
D30 =	-
D50 =	-
D60 =	-



EJC
 Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 51173

SUELOS Y CONCRETOS S.A.C.
ARN
 Arnulfo A. Rosas Gargate
 TEC. LABORATORISTA

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

PROYECTO:	SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADOS COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTÉ DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021	CALICATA 01			
SOLICITADO POR:	Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	MUESTRA : 03 ESTRATO : 0.75- 2.5 m PROGRESIVA : 0+040 OPERADOR : Arnulfo Rosas Fecha : Enero - 2022			
Tamiz	Abertura(m m)	Peso Parcial Retenido	% parcial Retenido	% Retenido Acumulado	%Acumulado Que Pasa
3" (6.2)	76.200	623.80	10.90	10.90	89.10
2" (50.3)	50.300	471.50	8.24	19.15	80.85
1 1/2" (33.1)	33.100	735.60	12.86	32.00	68.00
1" (25.4)	25.400	426.80	7.46	39.46	60.54
3/4" (19.05)	19.050	402.10	7.03	46.49	53.51
1/2"	12.700	396.70	6.93	53.43	46.57
3/8" (9.525)	9.525	285.20	4.99	58.41	41.59
1/4"	6.350	224.80	3.93	62.34	37.66
Nº4 (4.76)	4.760	193.60	3.38	65.73	34.27
Nº8	2.300	118.70	2.07	67.80	32.20
Nº10 (2)	2.000	136.20	2.38	70.18	29.82
Nº16 (1.19)	1.190	101.70	1.78	71.96	28.04
Nº20 (0.84)	0.840	96.70	1.69	73.65	26.35
Nº30	0.600	163.90	2.86	76.52	23.48
Nº40 (0.426)	0.426	248.30	4.34	80.86	19.14
Nº50	0.297	330.60	5.78	86.63	13.37
Nº80	0.180	249.50	4.36	91.00	9.00
Nº100 (0.15)	0.149	187.30	3.27	94.27	5.73
Nº200	0.074	122.00	2.13	96.40	3.60
Platillo		205.80	3.60	100.00	0.00
TOTAL		5720.80	100.00		

Tamaño máximo : 4"

Descripción de la muestra :
Grava con arena, con presencia de boloneras de hasta 0.30m.

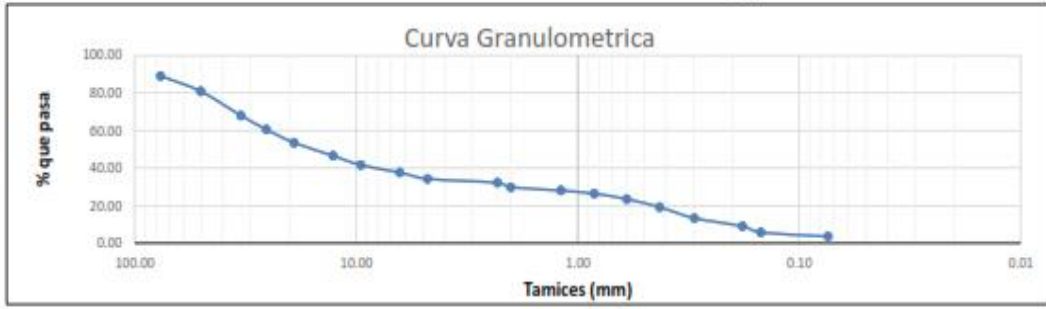
SUCS – GP AASHTO – A-1a

LL – NP GRAVA : 65.73
 LP – NP ARENA : 30.68
 IP – NP FINOS 3.60
 IG – 0.00

HUM. NATURAL – 9.95 %

DIAMETRO CARACTERISTICO

D10 – 0.21
 D30 – 2.02
 D50 – 15.95
 D60 – 24.94



EJC
 Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 51173

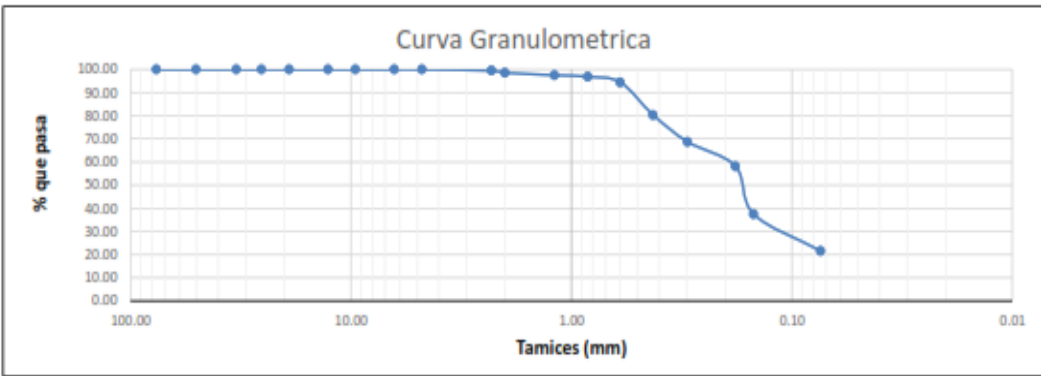
AR
 Arnulfo A. Rosas Bargarate
 TEC. LABORATORISTA

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

PROYECTO:	SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTÉ DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021	CALICATA 02
SOLICITADO POR:	Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	MUESTRA : 01 ESTRATO : 0 - 0.40 m PROGRESIVA : 0+080 OPERADOR : Arnulfo Rosas Fecha : Enero - 2022

Tamiz	Abertura(m m)	Peso Parcial Retenido	% parcial Retenido	% Retenido Acumulado	%Acumulado Que Pasa	Tamaño maximo : 4.760 mm
3" (6.2)	76.200			0.00	100.00	Descriacion de la muestra : Arena Fina Limosa
2" (50.3)	50.300			0.00	100.00	
1 1/2" (33.1)	33.100			0.00	100.00	
1" (25.4)	25.400			0.00	100.00	
3/4" (19.05)	19.050			0.00	100.00	
1/2"	12.700			0.00	100.00	
3/8" (9.525)	9.525			0.00	100.00	
1/4"	6.350			0.00	100.00	
Nº4 (4.76)	4.760			0.00	100.00	
Nº8	2.300	2.35	0.51	0.51	99.49	
Nº10 (2)	2.000	4.21	0.91	1.42	98.58	
Nº16 (1.19)	1.190	4.98	1.08	2.50	97.50	
Nº20 (0.84)	0.840	2.92	0.63	3.13	96.87	
Nº30	0.600	11.08	2.40	5.53	94.47	
Nº40 (0.426)	0.426	65.22	14.13	19.66	80.34	
Nº50	0.297	53.60	11.61	31.27	68.73	
Nº80	0.180	48.70	10.55	41.82	58.18	
Nº100 (0.15)	0.149	95.60	20.71	62.53	37.47	
Nº200	0.074	73.40	15.90	78.43	21.57	
Platillo		99.60	21.57	100.00	0.00	
TOTAL		461.66	100.00			

SUCS - SM	AASHTO - A-2-4
LL - 25.4	GRAVA : 0.00
LP - 21.20	ARENA: 78.43
IP - 4.20	FINOS 21.57
IG - 0.00	
HUM. NATURAL - 12.62 %	
DIAMETRO CARACTERISTICO	
D10 - -	-
D30 - -	-
D50 - -	-
D60 - -	-

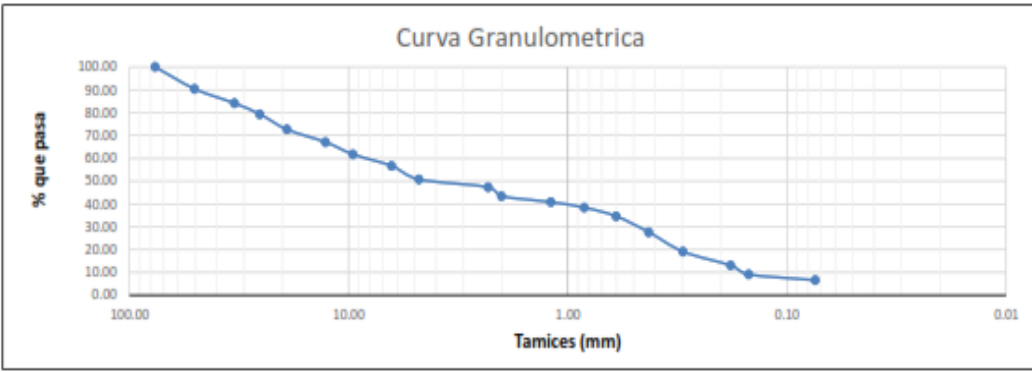


E.S.C.
 Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 51173

ARN
 Arnulfo A. Rosas Gargate
 TEC. LABORATORISTA

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

PROYECTO:	SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021	CALICATA 02				
SOLICITADO POR:	Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	MUESTRA : 02 ESTRATO : 0.40- 0.75 m PROGRESIVA : 0+080 OPERADOR : Arnulfo Rosas Fecha : Enero - 2022				
Tamiz	Abertura(m m)	Peso Parcial Retenido	% parcial Retenido	% Retenido Acumulado	%Acumulado Que Pasa	Tamaño maximo : 3"
3" (6.2)	76.200			0.00	100.00	
2" (50.3)	50.300	355.80	9.57	9.57	90.43	Descripción de la muestra : Arena con Limo y Grava
1 1/2" (33.1)	33.100	234.60	6.31	15.89	84.11	
1" (25.4)	25.400	177.60	4.78	20.66	79.34	SUCS – SP-SM AASHTO – A-1a
3/4" (19.05)	19.050	249.70	6.72	27.38	72.62	
1/2"	12.700	206.80	5.56	32.95	67.05	LL – NP GRAVA : 49.25 LP – NP ARENA : 44.17 IP – NP FINOS 6.57 IG – 0.00 HUM. NATURAL = 8.18 %
3/8" (9.525)	9.525	197.60	5.32	38.26	61.74	
1/4"	6.350	188.70	5.08	43.34	56.66	DIAMETRO CARACTERISTICO D10 – - D30 – - D50 – - D60 – -
Nº4 (4.76)	4.760	219.70	5.91	49.25	50.75	
Nº8	2.300	125.90	3.39	52.64	47.36	
Nº10 (2)	2.000	146.80	3.95	56.59	43.41	
Nº16 (1.19)	1.190	97.60	2.63	59.22	40.78	
Nº20 (0.84)	0.840	87.40	2.35	61.57	38.43	
Nº30	0.600	143.80	3.87	65.44	34.56	
Nº40 (0.426)	0.426	259.70	6.99	72.43	27.57	
Nº50	0.297	315.90	8.50	80.93	19.07	
Nº80	0.180	224.80	6.05	86.97	13.03	
Nº100 (0.15)	0.149	147.20	3.96	90.94	9.06	
Nº200	0.074	92.60	2.49	93.43	6.57	
Platillo		244.30	6.57	100.00	0.00	
TOTAL		3716.50	100.00			

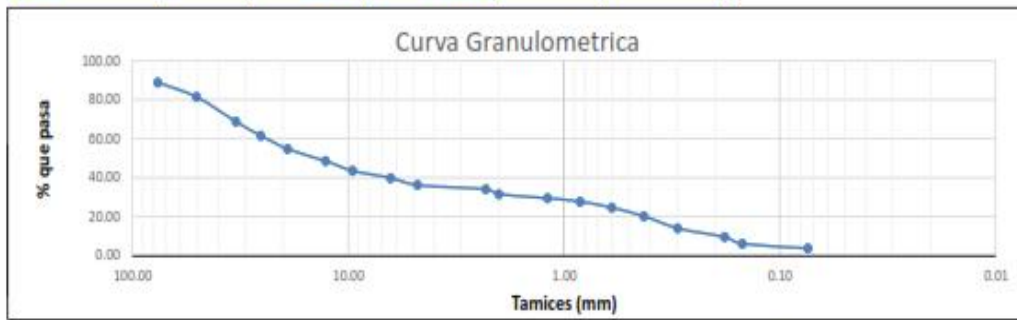


EJC
 Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 51173

AR
 Arnulfo A. Rosas Argate
 TEC. LABORATORISTA

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

PROYECTO:	SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADOS COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021	CALICATA 02				
SOLICITADO POR:	Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	MUESTRA : 03 ESTRATO : 0.75- 2.5 m PROGRESIVA : 0+080 OPERADOR : Arnulfo Rosas Fecha : Enero - 2022				
Tamiz	Abertura(m m)	Peso Parcial Retenido	% parcial Retenido	% Retenido Acumulado	%Acumulado Que Pasa	Tamaño máximo : 4"
3" (6.2)	76.200	634.80	11.19	11.19	88.81	Descripción de la muestra : Grava con arena, con presencia de boloneras de hasta 0.30m.
2" (50.3)	50.300	425.90	7.50	18.69	81.31	
1 1/2" (33.1)	33.100	715.30	12.60	31.29	68.71	SUCS - GP AASHTO - A-1a
1" (25.4)	25.400	406.90	7.17	38.46	61.54	
3/4" (19.05)	19.050	387.60	6.83	45.29	54.71	LL - NP GRAVA : 63.78
1/2"	12.700	351.80	6.20	51.49	48.51	LP - NP ARENA: 32.42
3/8" (9.525)	9.525	281.60	4.96	56.45	43.55	IP - NP FINOS 3.80
1/4"	6.350	208.70	3.68	60.13	39.87	IG - 0.00
Nº4 (4.76)	4.760	206.90	3.65	63.78	36.22	HUM. NATURAL - 9.94 %
Nº8	2.300	122.40	2.16	65.93	34.07	DIAMETRO CARACTERISTICO
Nº10 (2)	2.000	143.60	2.53	68.46	31.54	D10 - 0.19
Nº16 (1.19)	1.190	114.80	2.02	70.49	29.51	D30 - 1.39
Nº20 (0.84)	0.840	101.70	1.79	72.28	27.72	D50 - 14.30
Nº30	0.600	172.30	3.04	75.31	24.69	D60 - 24.03
Nº40 (0.426)	0.426	251.90	4.44	79.75	20.25	
Nº50	0.297	347.60	6.12	85.88	14.12	
Nº80	0.180	258.40	4.55	90.43	9.57	
Nº100 (0.15)	0.149	192.30	3.39	93.82	6.18	
Nº200	0.074	134.90	2.38	96.20	3.80	
Platillo		215.90	3.80	100.00	0.00	
TOTAL		5675.30	100.00			



EJC
 Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 51173

SUELOS Y CONCRETOS S.A.C.
ARN
 Arnulfo A. Rosas Bargas
 TEC. LABORATORISTA

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

PROYECTO:	SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTÉ DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021	CALICATA 03
SOLICITADO POR:	Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	MUESTRA : 01 ESTRATO : 0 - 0.40 m PROGRESIVA : 0+120 OPERADOR : Arnulfo Rosas Fecha : Enero - 2022

Tamiz	Abertura(m m)	Peso Parcial Retenido	% parcial Retenido	% Retenido Acumulado	%Acumulado Que Pasa
3" (6.2)	76.200			0.00	100.00
2" (50.3)	50.300			0.00	100.00
1 1/2" (33.1)	33.100			0.00	100.00
1" (25.4)	25.400			0.00	100.00
3/4" (19.05)	19.050			0.00	100.00
1/2"	12.700			0.00	100.00
3/8" (9.525)	9.525			0.00	100.00
1/4"	6.350			0.00	100.00
Nº4 (4.76)	4.760			0.00	100.00
Nº8	2.300	2.63	0.57	0.57	99.43
Nº10 (2)	2.000	5.01	1.09	1.67	98.33
Nº16 (1.19)	1.190	5.72	1.25	2.91	97.09
Nº20 (0.84)	0.840	3.30	0.72	3.63	96.37
Nº30	0.600	11.72	2.56	6.19	93.81
Nº40 (0.426)	0.426	65.08	14.20	20.39	79.61
Nº50	0.297	42.97	9.37	29.76	70.24
Nº80	0.180	53.70	11.71	41.47	58.53
Nº100 (0.15)	0.149	107.80	23.51	64.99	35.01
Nº200	0.074	71.56	15.61	80.60	19.40
Platillo		88.96	19.40	100.00	0.00
TOTAL		458.45	100.00		

Tamaño maximo : 4.760 mm

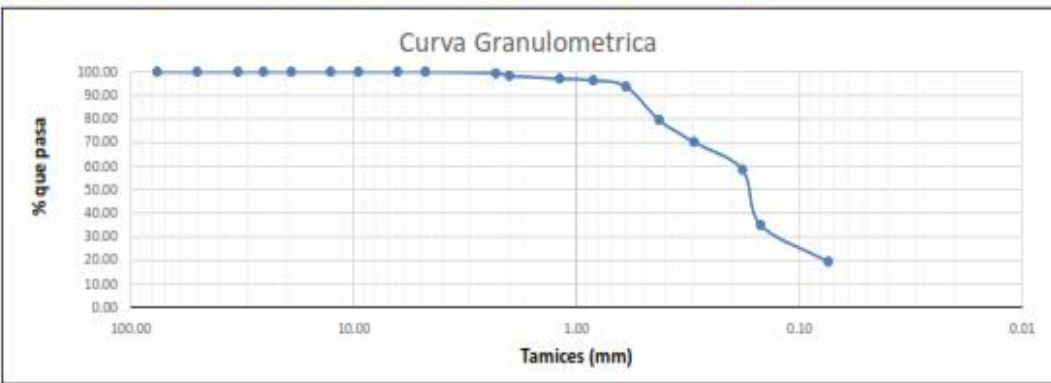
Descriacion de la muestra :
Arena Fina Limosa

SUCS - SM AASHTO - A-2-4

LL - 25.4 GRAVA : 0.00
 LP - 22.10 ARENA: 80.60
 IP - 3.30 FINOS 19.40
 IG - 0.00
 HUM. NATURAL - 12.31 %

DIAMETRO CARACTERISTICO

D10 - -
 D30 - -
 D50 - -
 D60 - -



EJC
 Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 51173

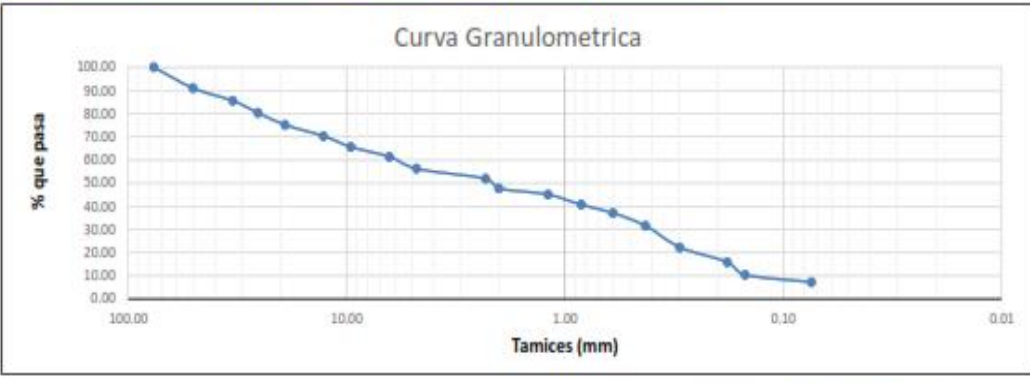
SUELOS Y CONCRETOS S.A.C.
ARN
 Arnulfo A. Rosas Argate
 TEC. LABORATORISTA

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

PROYECTO:	SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADOS COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBERENA, MEDIANTE SIMULACION DE MODELO NUMERICO COMPUTARIZADO, EN EL RIO SUPTÉ DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA - 2021	CALICATA 03
SOLICITADO POR:	Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	MUESTRA : 02 ESTRATO : 0.40- 0.75 m PROGRESIVA : 0+120 OPERADOR : Arnulfo Rosas Fecha : Enero - 2022

Tamiz	Abertura(m m)	Peso Parcial Retenido	% parcial Retenido	% Retenido Acumulado	%Acumulado Que Pasa
3" (6.2)	76.200			0.00	100.00
2" (50.3)	50.300	358.70	9.03	9.03	90.97
1 1/2" (33.1)	33.100	216.70	5.46	14.49	85.51
1" (25.4)	25.400	205.30	5.17	19.66	80.34
3/4" (19.05)	19.050	207.10	5.21	24.87	75.13
1/2"	12.700	193.60	4.87	29.74	70.26
3/8" (9.525)	9.525	185.40	4.67	34.41	65.59
1/4"	6.350	167.30	4.21	38.62	61.38
Nº4 (4.76)	4.760	205.90	5.18	43.81	56.19
Nº8	2.300	171.20	4.31	48.12	51.88
Nº10 (2)	2.000	165.70	4.17	52.29	47.71
Nº16 (1.19)	1.190	106.90	2.69	54.98	45.02
Nº20 (0.84)	0.840	174.30	4.39	59.37	40.63
Nº30	0.600	142.90	3.60	62.97	37.03
Nº40 (0.426)	0.426	218.70	5.51	68.47	31.53
Nº50	0.297	367.90	9.26	77.73	22.27
Nº80	0.180	253.10	6.37	84.11	15.89
Nº100 (0.15)	0.149	219.80	5.53	89.64	10.36
Nº200	0.074	124.60	3.14	92.78	7.22
Platillo		286.90	7.22	100.00	0.00
TOTAL		3972.00	100.00		

Tamaño maximo : 3"	
Descriacion de la muestra :	
Arena con Limo y Grava	
SUCS - SP-SM	AASHTO - A-1a
LL - NP	GRAVA : 43.81
LP - NP	ARENA: 48.97
IP - NP	FINOS 7.22
IG - 0.00	
HUM. NATURAL = 10.64 %	
DIAMETRO CARACTERISTICO	
D10 -	-
D30 -	-
D50 -	-
D60 -	-



E.S.C.
 Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 51173

SUELOS Y CONCRETOS S.A.C.
ARN
 Arnulfo A. Rosas Targate
 TEC. LABORATORISTA

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

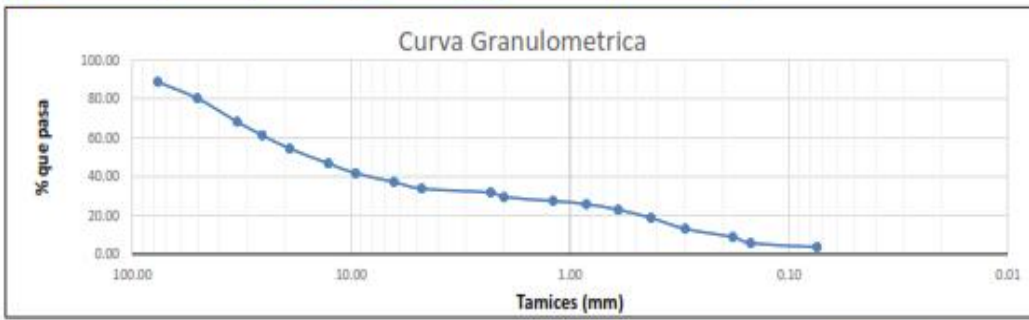
PROYECTO:	SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021	CALICATA 03
SOLICITADO POR:	Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	MUESTRA : 03 ESTRATO : 0.75- 2.5 m PROGRESIVA : 0+120 OPERADOR : Arnulfo Rosas Fecha : Enero - 2022

Tamiz	Abertura(m m)	Peso Parcial Retenido	% parcial Retenido	% Retenido Acumulado	%Acumulado Que Pasa
3" (6.2)	76.200	682.40	11.42	11.42	88.58
2" (50.3)	50.300	506.30	8.47	19.89	80.11
1 1/2" (33.1)	33.100	716.90	11.99	31.88	68.12
1" (25.4)	25.400	415.80	6.96	38.83	61.17
3/4" (19.05)	19.050	409.60	6.85	45.69	54.31
1/2"	12.700	455.20	7.61	53.30	46.70
3/8" (9.525)	9.525	301.60	5.05	58.35	41.65
1/4"	6.350	273.60	4.58	62.92	37.08
Nº4 (4.76)	4.760	199.70	3.34	66.26	33.74
Nº8	2.300	122.50	2.05	68.31	31.69
Nº10 (2)	2.000	141.60	2.37	70.68	29.32
Nº16 (1.19)	1.190	116.30	1.95	72.63	27.37
Nº20 (0.84)	0.840	97.20	1.63	74.25	25.75
Nº30	0.600	173.60	2.90	77.16	22.84
Nº40 (0.426)	0.426	252.40	4.22	81.38	18.62
Nº50	0.297	332.80	5.57	86.95	13.05
Nº80	0.180	257.60	4.31	91.26	8.74
Nº100 (0.15)	0.149	185.60	3.10	94.36	5.64
Nº200	0.074	120.70	2.02	96.38	3.62
Platillo		216.30	3.62	100.00	0.00
TOTAL		5977.70	100.00		

Tamaño máximo : 4"

Descripción de la muestra :
Grava con arena, con presencia de boloneras de hasta 0.30m.

SUCS – GP	AASHTO – A-1a
LL – NP	GRAVA : 66.26
LP – NP	ARENA: 30.12
IP – NP	FINOS 3.62
IG – 0.00	
HUM. NATURAL = 10.68 %	
DIAMETRO CARACTERISTICO	
D10 –	0.22
D30 –	2.09
D50 –	15.57
D60 –	24.37



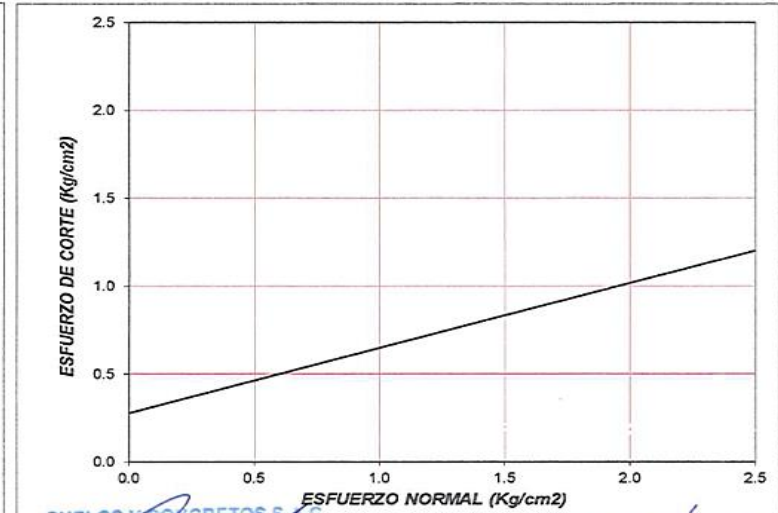
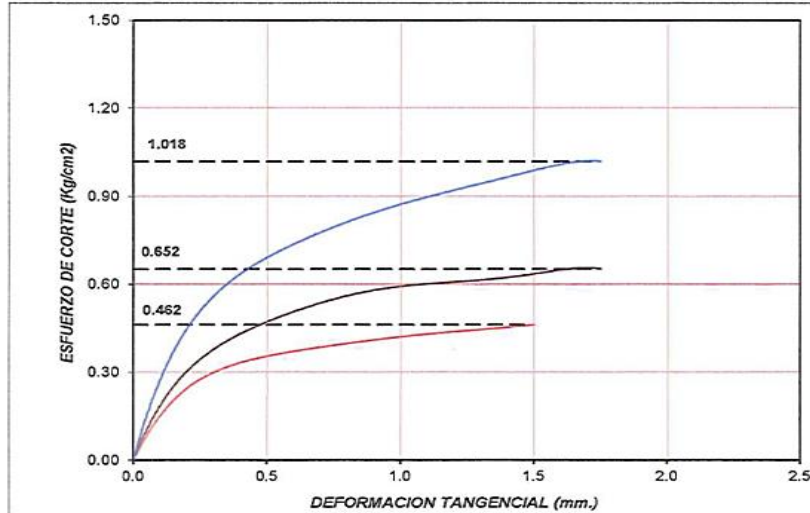
Elias Soto Campos
 ELIAS SOTO CAMPOS
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 51173

Arnulfo A. Rosas Gargate
 ARNULFO A. ROSAS GARGATE
 TEC. LABORATORISTA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D-3080)

PROYECTO : "SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTÉ DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA - 2021"	
SOLICITADO : Bach. Ing. Civil Josue Alex Pablo Garay	
UBICACIÓN : CALICATA 01 Prov. : Leoncio Prado	ENSAYO N° : 01
MUESTRA : C-1 / ESTRAT. PROF (m) : 2.50 m.	TÉCNICO : ARG
CONDICIÓN : MUESTRA ALTERADA	FECHA : ENERO - 2022
OBSERVACIONES : Remoldeada en laboratorio, PASANTE MALLA N° 4	

CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES						
MUESTRA N°	DIÁMETRO (cm)	ÁREA (cm ²)	CONT. HUM. (%)	DENS. SECA (gr/cm ³)	ESFUERZO NORMAL (Kg/cm ²)	
01	6.0	31.27	10.0	1.959	0.5	
02	6.0	31.27	10.0	1.959	1.0	
03	6.0	31.27	10.0	1.959	2.0	
CLASIF. SUCS :		GP	LL : NP	I.P : NP	% MENOR QUE MALLA N° 200 :	3.6



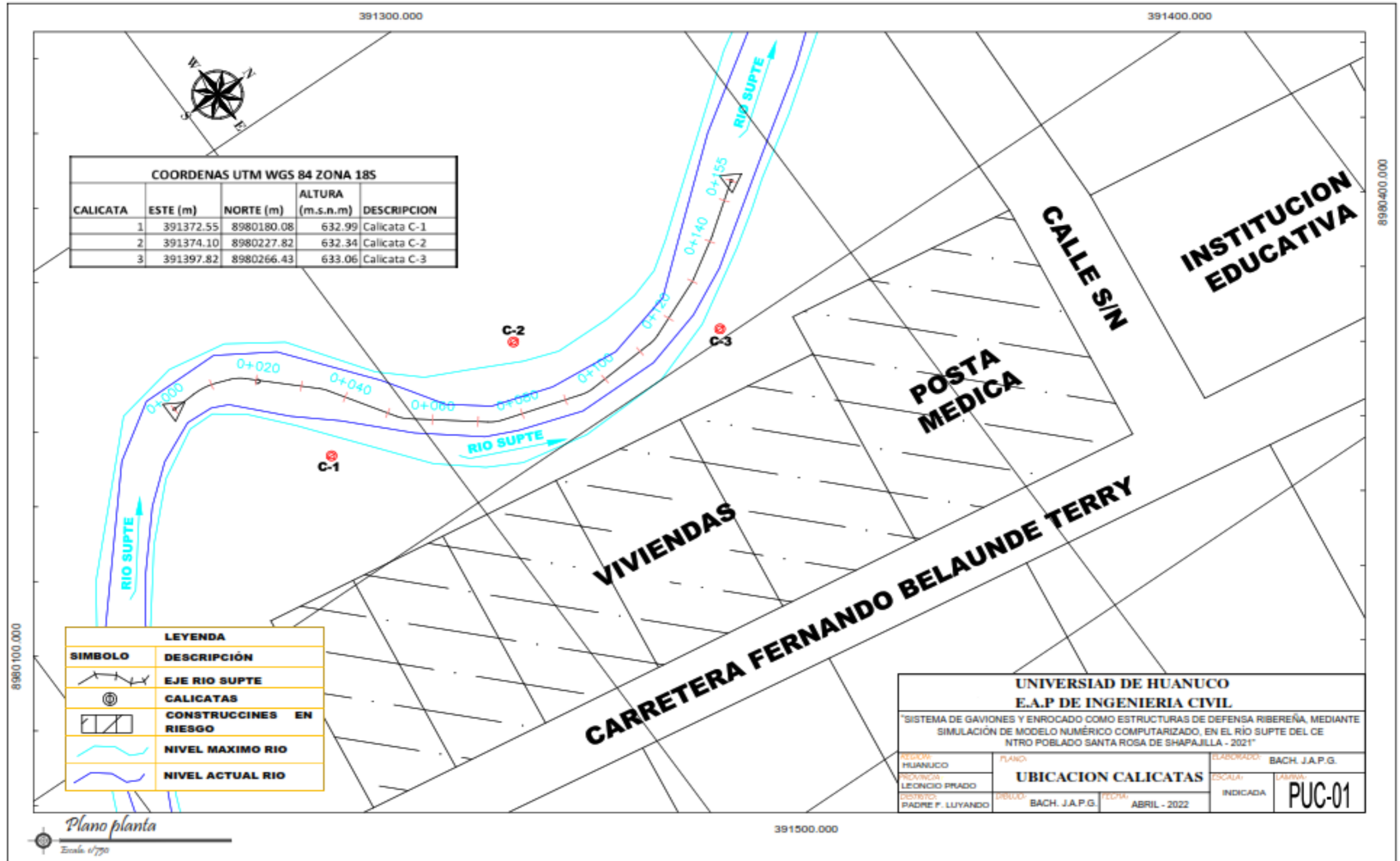
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN (Kg/cm ²)	0.00	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	34.3

ASOCIACIÓN DE VIVIENDA BUENOS AIRES MZ E LTE. 3A - AFILADOR - TINGO MARÍA - RUPA RUPA - LEONCIO PRADO - HUANUCO
 CELULAR 962061020 - 920045999

SUELOS Y CONCRETOS S.A.C.
Arnulfo A. Rosas Gárate
 TEG. LABORATORISTA

SUELOS Y CONCRETOS S.A.C.
Elias Soto Campos
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 21113

D. Vista en planta de ubicación de calicatas:



Anexo 2.3. Formato de Hidrología



Proyecto: “SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021”

Nombre del Estudio: **Levantamiento hidrológico**

Ejecutado por: **Josué Alex Pablo Garay**

Muestra (tramo): **Km: 0+000.00 al Km 0+140.00**

Registro de precipitaciones pluviales cercanas a la zona de estudio

La información utilizada para este estudio fue la serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones pluviométricas de Tingo María y Tulumayo descargadas de la página oficial del SENAMHI.

A. Estación Pluviométrica Tingo María

REGISTRO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE 24 HORAS (mm)															
Estación:		Estación Tingo María					Latitud:		9°18'36.60"S		Dpto:			Huanuco	
Parámetro:		Precipitación Máxima 24 hr (mm)					Longitud:		76° 0'1.80"O		Prov:			Leoncio Prado	
							Altitud:		662 m.s.n.m.		Dist:			Rupa Rupa	
Año	Ener.	Febr.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	PP MAX		
1965	80.0	30.0	16.0	57.0	85.0	35.0	35.0	25.0	20.0	35.0	44.0	50.0	85.0		
1966	60.0	60.0	22.0	31.0	20.0	12.0	13.0	12.0	30.0	40.0	35.0	65.0	65.0		
1967	50.0	63.0	70.5	44.0	40.0	30.0	40.0	18.0	25.8	44.3	36.6	61.1	70.5		
1968	60.2	90.4	81.5	57.3	30.0	10.1	40.0	28.1	34.7	85.9	41.8	41.0	90.4		
1969	63.8	80.8	71.2	57.2	57.2	31.8	69.3	70.0	56.1	67.8	132.5	45.2	132.5		
1970	101.4	37.4	124.1	107.3	68.5	46.2	27.9	48.0	46.2	118.5	75.5	54.5	124.1		
1971	41.9	84.1	31.9	32.7	21.1	15.4	133.0	31.5	72.0	65.7	141.0	48.4	141.0		
1972	93.2	71.2	76.2	37.5	22.9	29.5	35.6	71.6	39.7	50.3	102.2	92.6	102.2		
1973	90.4	104.8	85.8	60.1	68.4	36.0	38.0	51.6	39.5	52.8	121.1	63.5	121.1		
1974	70.7	72.5	52.0	84.7	50.0	50.0	31.6	51.3	50.2	68.0	84.3	51.6	84.7		
1975	86.4	75.5	63.0	50.5	55.0	29.4	27.1	52.8	51.5	35.2	58.7	55.0	86.4		
1976	53.0	56.0	51.5	55.0	65.0	23.0	21.3	18.9	23.1	128.0	83.5	86.0	128.0		
1977	110.0	51.0	80.5	125.7	33.9	18.0	57.5	29.0	61.5	25.4	80.4	33.3	125.7		
1978	45.4	31.6	49.4	51.5	61.8	19.5	61.8	31.0	30.0	50.0	58.0	54.0	61.8		
1979	27.8	52.0	74.5	67.6	52.0	27.0	44.6	5.0	20.8	54.8	70.8	75.3	75.3		
1980	68.9	81.4	36.0	43.0	35.0	49.9	30.0	29.0	36.0	45.0	58.7	66.5	81.4		
1981	119.8	134.0	80.0	43.7	48.0	62.0	15.0	14.0	76.7	100.0	106.0	108.0	134.0		
1982	99.7	73.0	94.8	78.0	80.0	41.0	58.8	15.0	63.0	42.0	58.0	81.0	99.7		
1983	83.0	109.0	54.0	76.0	32.0	32.0	20.0	31.0	33.0	65.0	89.0	79.7	109.0		
1984	68.0	60.0	60.0	58.0	80.0	63.0	66.0	56.0	45.0	75.0	59.8	21.0	80.0		
1985	51.0	100.0	38.0	82.0	15.0	23.0	82.0	68.0	52.0	50.0	74.0	55.5	100.0		
1986	67.3	57.8	62.6	36.8	50.8								67.3		
1987	64.5	47.2	68.1	85.7	55.0	31.4	36.9	22.5	23.9	76.5	85.0	61.2	85.7		
1988	79.0	56.6	42.2	89.0	53.0	20.6	31.8	3.7	60.8	66.7	64.0	44.0	89.0		
1989	58.4	94.4	85.0	84.8	18.7	35.0	36.8	52.0	43.0	58.2	67.0	34.0	94.4		

1990	76.7	67.0	41.2	33.0	70.0	47.2	60.0	36.5	30.2	60.5	52.5	86.3	86.3
1991	98.4	21.3	58.4	67.8	32.4	33.2	27.9	16.5	20.5	42.7	68.8	72.5	98.4
1992	49.6	79.3	55.2	90.0	77.7	56.8	20.0	58.0	56.2	85.0	98.3	98.0	98.3
1993	104.0	25.0	27.5	62.0	43.4	36.3	48.3	40.5	55.9	90.5	80.7	97.4	104.0
1994	133.0	84.8	46.5	94.3	71.3	34.3	67.4	21.9	58.1	82.3	45.7	149.2	149.2
1995	82.3	98.4	83.7	36.2	36.3	45.3	44.2	16.9	44.5	75.3	51.3	70.7	98.4
1996	68.7	75.3	32.2	76.0	63.9	50.0	21.0	30.0	54.5	53.0	78.0	44.6	78.0
1997	55.0	39.7	60.4	51.0	50.0	33.7	51.3	23.7	76.2	33.6	68.0	99.8	99.8
1998	52.5	87.0	74.5	63.3	156.0	83.0	16.4	27.5	36.9	97.1	72.2	54.8	156.0
1999	57.1	78.3	82.6	66.3	116.5	52.2	48.0	22.3	22.7	26.1	71.8	94.0	116.5
2000	88.5	64.5	54.6	24.1	20.9	60.9	85.6	20.5	32.8	53.4	51.7	65.4	88.5
2001	95.9	45.8	71.8	38.7	67.7	28.3	43.3	7.4	88.3	35.5	79.0	43.9	95.9
2002	72.2	78.8	123.1	72.7	64.7	46.9	40.7	28.9	61.3	46.0	65.2	60.4	123.1
2003	33.8	106.0	51.7	54.6	149.7	94.6	23.5	57.1	58.4	111.2	86.0	103.3	149.7
2004	64.1	67.8	80.0	50.0	38.1	13.8	79.6	27.5	33.4	48.5	68.2	46.1	80.0
2005	48.8	92.6	94.7	23.3	37.5	43.7	37.5	25.7	54.3	58.7	66.8	97.5	97.5
2006	54.8	108.0	53.0	80.5	41.9	20.5	42.0	30.6	68.1	68.9	96.0	64.5	108.0
2007	70.5	35.0	69.8	51.5	35.8	4.9	35.5	29.1	27.8	48.3	61.8	60.9	70.5
2008	69.5	88.6	65.5	31.7	34.9	26.5	35.0	14.5	24.6	95.8	28.8	32.9	95.8
2009	78.2	53.0	48.5	55.5	65.6	27.4	35.5	34.8		34.4	41.8	56.7	78.2
2010	46.0	64.4	69.9	30.3	23.7	26.9	55.7	22.0	45.3	51.4	68.4	66.3	69.9
2011	105.0	66.3	85.3	64.0	44.0	37.6	21.7	26.0	79.6	47.2	60.5	38.8	105.0
2012	58.9	51.5	103.7	52.2	43.0	33.7	9.6	15.8	28.8	55.1	48.5	61.6	103.7
2013	98.0	104.5	65.3	115.0	32.4	59.7	18.8	37.8	121.0	69.2	44.2	53.0	121.0
2014	44.7	42.4	73.2	43.8					56.5	148.0	65.5	75.9	148.0
2015	59.8	122.5	55.7	107.7	74.8	21.8	101.2	8.7	63.1	36.0			122.5
PROM	71.76	71.01	64.68	61.40	53.81	36.53	43.32	30.92	47.62	63.08	70.34	65.75	101.50
DESV. ESTA.	22.719	25.699	22.833	24.082	29.107	17.883	24.103	17.091	20.578	26.669	23.692	24.074	24.131
MAXIMO	133.00	134.00	124.10	125.70	156.00	94.60	133.00	71.60	121.00	148.00	141.00	149.20	156.00
MINIMO	27.80	21.30	16.00	23.30	15.00	4.90	9.60	3.70	20.00	25.40	28.80	21.00	61.80
N° DATOS	51.00	51.00	51.00	51.00	50.00	49.00	49.00	49.00	49.00	50.00	49.00	49.00	51.00

B. Estación Pluviométrica Tulumayo

REGISTRO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE 24 HORAS (mm)															
Estación:		Estación Tulumayo					Latitud:		9° 8'49.40"S			Dpto:		Huanuco	
Parámetro:		Precipitación Máxima 24 hr (mm)					Longitud:		76° 0'33.97"O			Prov:		Leoncio Prado	
							Altitud:		612 m.s.n.m.			Dist:		Pueblo Nuevo	
Año	Ener.	Febr.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	PP Max		
1965					12.7	33	29.7	18.5	38	33	66.5		66.5		
1966		15	45.6	30.2	59.5	29.3	35	24.7	32.8	45.9	66.5	41.2	66.5		
1967	27.5		57	64.4	50	49.8	26.3	36.9	52.8	34.3	75.1	98.8	98.8		
1968	54.8	57.9	94.7	37.9	22.3	50.3	27.1	46.2	34.8	55.8	45.6	62.7	94.7		
1969	42.7	42.2	58.2	52	32.8	18	29.2	22.3	22.4	56.3	78.9	40.4	78.9		

1970	57.7	61.6	47.9	35	84	57	31.6	25.6	24.2	12.4	26.8	74	84
1971	43	30.2	55.1	61.8	43.2	86.9	108.5	40.5	25.5	55.8	112.8	59.9	112.8
1972	44.4	87.6	35.8	53.8	34.6	28.6	57.2	112	30.5	47.2	59.7	75.2	112
1973	70	107.6	36.8	63.8	53.7	32.5	70	38.2	25.7	52.4	154.5	82	154.5
1974	99.8	59.3	50.4	46.4	47	27.2	65.8	82.6	24.3	35.3	45.4	57.3	99.8
1975	53.9	52.8	47.7	38.9	62.7	49	38.4	48.3	21.2	41.4	65.1	55	65.1
1976	42.5	24.8	54.4	45.4	29.5	51.3	30.2	17	71.7	50.8	68.4	63.6	71.7
1977	27.4	68.3	95	36.7	44.7	33.4	64	35	61.3	41.1	85.7	50.7	95
1978	81.4	39.3	58.6	56.7	39	30.4	92	26.2	30.7	55.5	44.5	58.3	92
1979	34	40.3	57.3	55.4	48	42.4	38.5	39.2	22.3	41.8	45.4	49.6	57.3
1980	31.6	67	43	47.4	67.3	31.4	17.7	37.5	37	81.6	88	80	88
1981	75	78.6	38	40.5	74	37.9	29.4	15.4	53.2	53.8	63.5	133.5	133.5
1982	61	69.3	115.8	57.5	56.6	39	46.6	20.2	116.7	99	107	53	116.7
1983	48.8	27.4	60	65	23	43	20.5	37	19	43.1	86	66.5	86
1984	43	58.2	26.6	61	54.4	48.6	15.5		15.9	21.1	59	74.7	74.7
1985	95.5	84.5	38.1	67.2	26.8	25.5	63.2	44.4	35.2	29.8	75.1	51.3	95.5
1986	23.7	97.1	85.3	29.3	47	16.5	16	24.6	76	79.2	30	40	97.1
1987	78.5	46.6	54.4	38.9	62.7	34	31	31	28	59	59.4	33.7	78.5
1988	34	43.5	57.3	54.4	50	23	25	10.6					57.3
1994	53.5	52	53.5	72									72
1996		36	28.3	102.9	95.7	43.6	4.2	19.2	25.2	55.2	65.3	71.1	102.9
1997	48.4	58.4	62.4	136	31	40.5	21.6	43.8	51.2	49.2	110.5	45.2	136
1998	63.7	109	82	67.2	113.3	35.8	23.2	60.8	37	65.7	27.2	65.6	113.3
1999	113.8	60.6	74.4	17.3	67.7	26.3	43.6	12.8	24	34	53.5	23.8	113.8
2000	47.4	57.8	63.2	34	40.9	49.5	26.1	96.6	21.2	35.4	28.3	58.1	96.6
2001	67.8	42.4	34.6	28.4	62	42.8	41	18.5	34.4	34.1	65.4	90.7	90.7
2002	56.3	103.5	50.5	43.3	58	31.3	72.5	35	12	40.3	79		103.5
2003	41.8	72.3	60.5	126	72	36.2	23	68.2	66	44	93	74.5	126
2004	70.8	31.3	60	40.2	32.3	21.3	102.4	22.7	22.1	32.2	50.2	45.7	102.4
2005	52.6	142	65.1	24.8	13.1	62.5	5.5	27.7	54.7	72.7	41.6	87.7	142
2006	46.4	118.6	40.8	38	38	51.4	30.4	60	35.5	55.3	63.2	62.3	118.6
2007	60	34.7	45.2	40.8	65	20.4	35.2	21.6	19.1	76.8	56	67	76.8
2008	34.8	43.4	45.5	68.3	37.8	36.4	61	22.8	47.9	57.4	26.2	43	68.3
2009	62	97.6	40.8	56.7	67	33	27.8	32.7	41.1	35.5	50.7	66.3	97.6
2010	36.3	70.9	108.5	56.7	26.3	11.3	40.3	14.4	12.5	39.6	78.6	43.6	108.5
2011	54.1	84	28.2	38.4	29.3	18.1	54.6	16.7	89	52	22.5	50	89
2012	80	73	69	43	52.6	54.6	13.8	31.1	36.4	22.7	61.8	52.7	80
2013	83.7								67.8	70	56.4	45.5	83.7
2014	77	31.2	73.4	17.7		33							77
PROM	56.60	62.87	57.12	52.17	49.45	37.29	39.87	35.96	38.93	48.72	64.35	61.39	83.51
DESV. ESTA.	20.740	28.498	20.568	24.241	21.288	14.299	24.395	22.398	22.208	17.573	26.830	20.153	37.683
MAXIMO	113.80	142.00	115.80	136.00	113.30	86.90	108.50	112.00	116.70	99.00	154.50	133.50	154.50
MINIMO	23.70	15.00	26.60	17.30	12.70	11.30	4.20	10.60	12.00	12.40	22.50	23.80	0.00
Nº DATOS	41.00	41.00	42.00	42.00	41.00	42.00	41.00	40.00	41.00	41.00	41.00	39.00	50.00

Anexo 2.4. Formato de Hidráulica fluvial



Proyecto: “SISTEMA DE GAVIONES Y ENROCADO COMO ESTRUCTURAS DE DEFENSA RIBEREÑA, MEDIANTE SIMULACIÓN DE MODELO NUMÉRICO COMPUTARIZADO, EN EL RÍO SUPTTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE SHAPAJILLA – 2021”

Nombre del Estudio: **Levantamiento hidráulico**

Ejecutado por: **Josué Alex Pablo Garay**

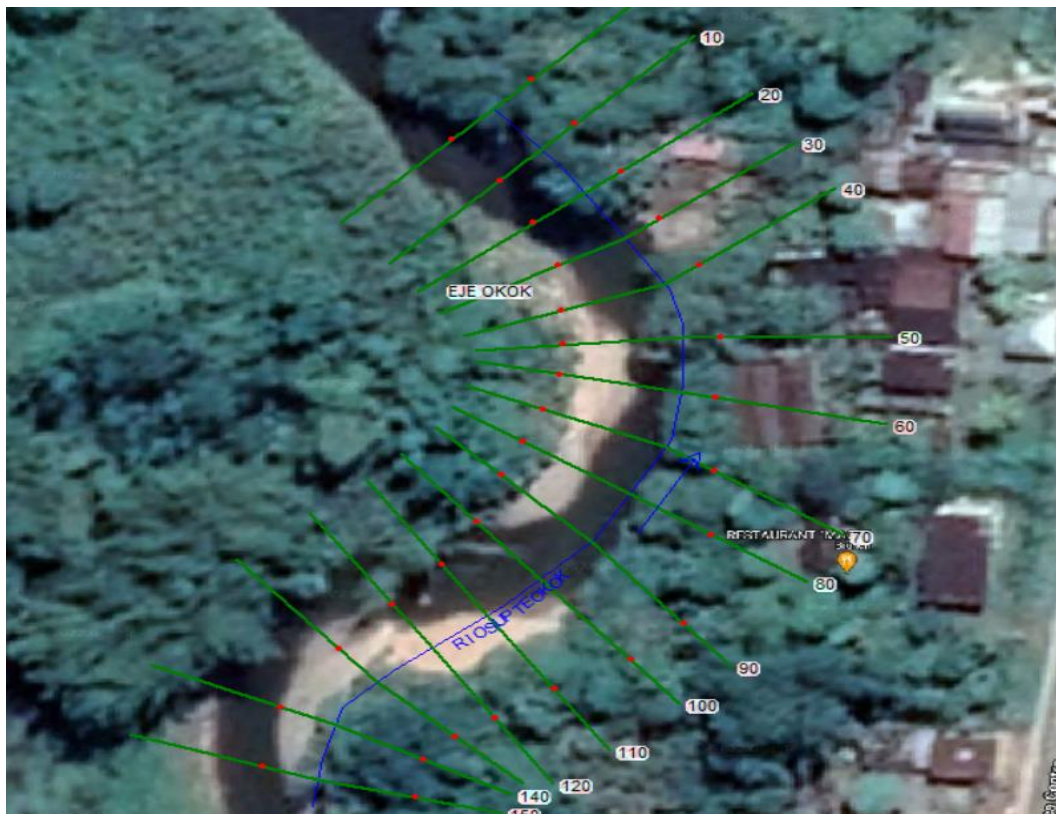
Muestra (tramo):

Coefficiente de Manning In – Situ: para determinar el coeficiente de rugosidad de Manning es necesario conocer las características morfológicas del material de fondo del río Supte, la vegetación y otras obstrucciones que pueden elevar el factor de rugosidad. A continuación, se muestra los factores evaluados.

Factor	Descripción del Factor
Material del fondo del cauce	Arena o grava fina
Irregularidad de fondo de cauce	Irregularidades menores
Cambio de secciones transversales	Ocasional
Obstrucciones o grandes bloques en el cauce	Gradual
Vegetación en el cauce	Baja

A. Calculo HEC-RAS V 5.0.7

Datos geométricos



Condiciones de Flujo

Steady Flow Data - CAUDAL

File Options Help

Description :

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max):

Locations of Flow Data Changes

River:

Reach: River Sta.:

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates	
River	Reach	RS	PF 1	
1	RIOSUPTEOKOK	EJE OKOK	150	129.42

Edit Steady flow data for the profiles (m3/s)

Steady Flow Boundary Conditions

Set boundary for all profiles Set boundary for one profile at a time

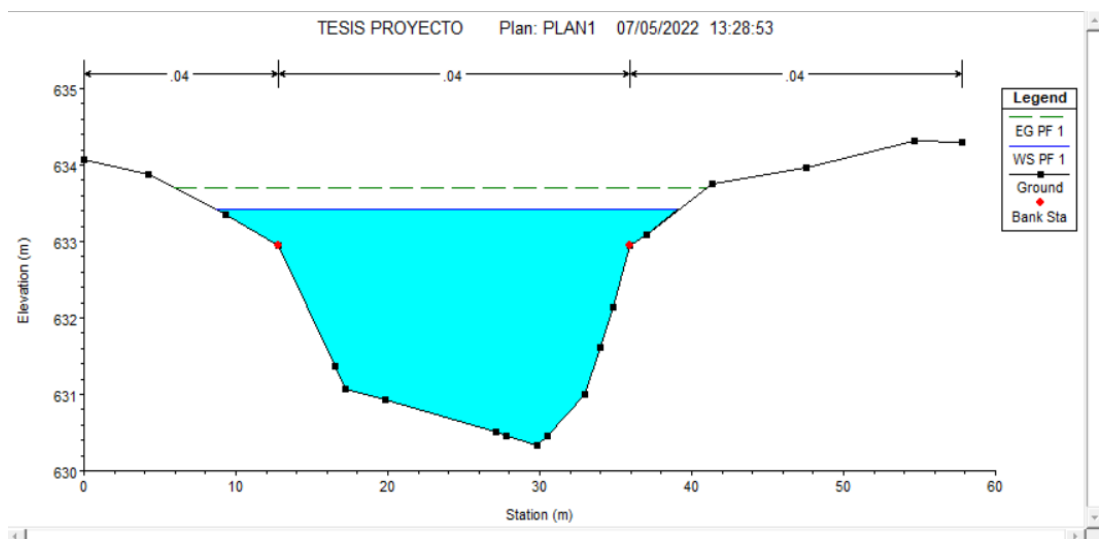
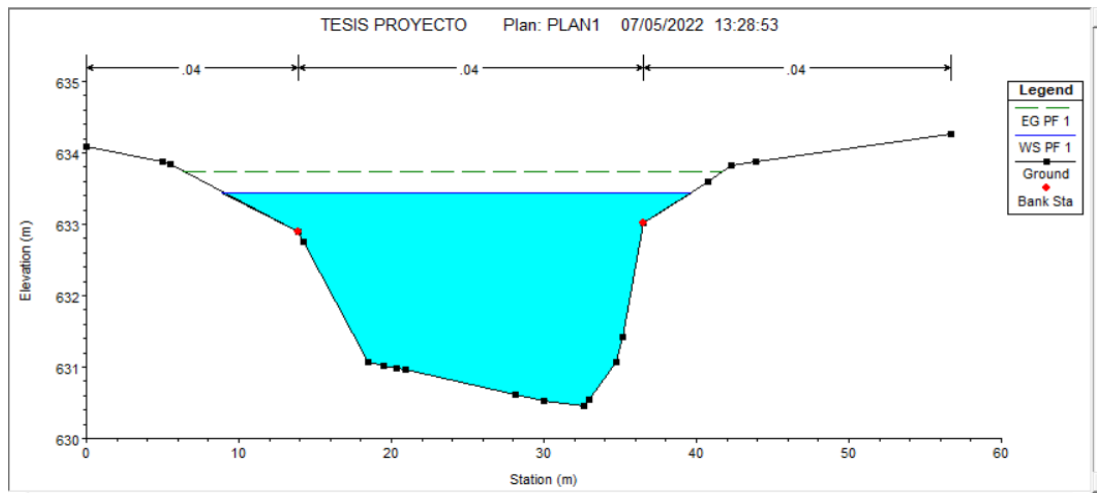
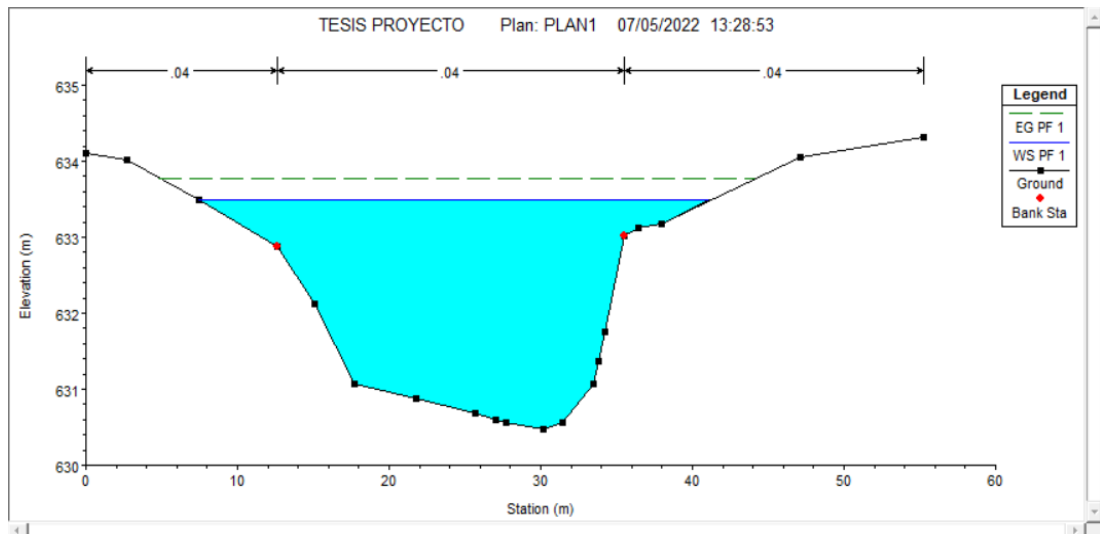
Available External Boundary Condition Types

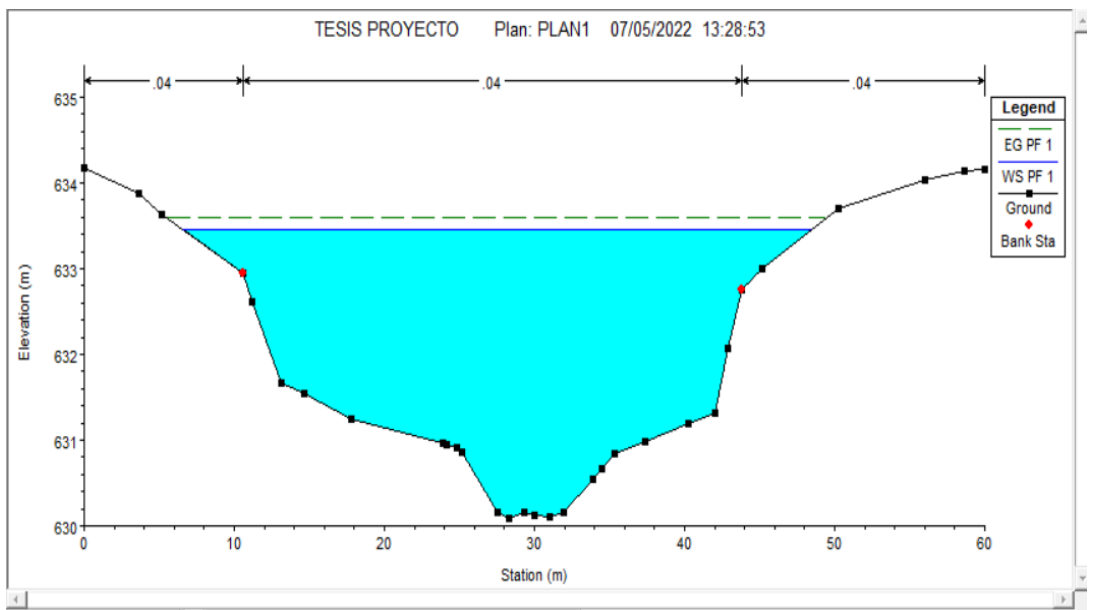
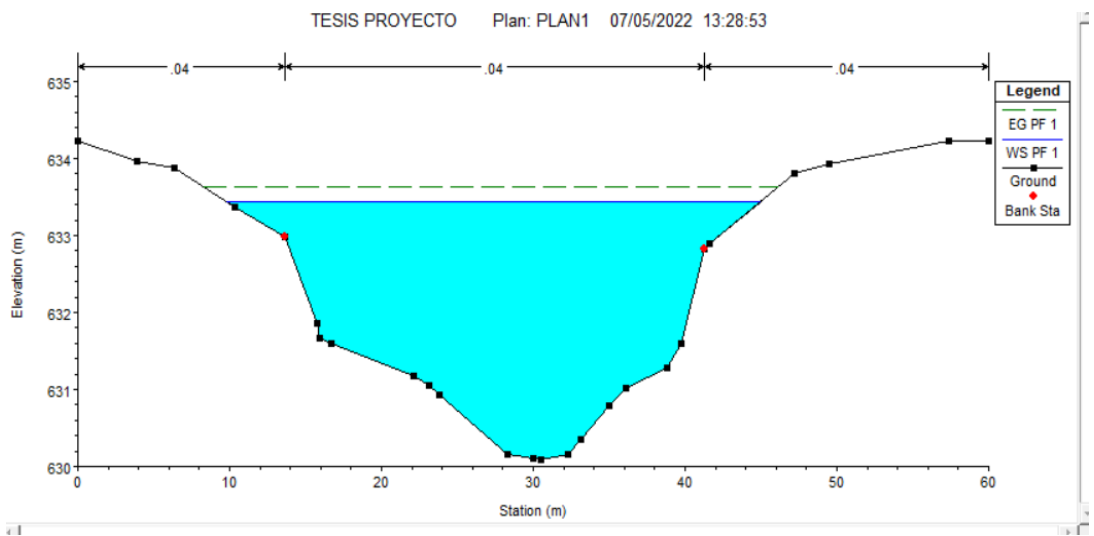
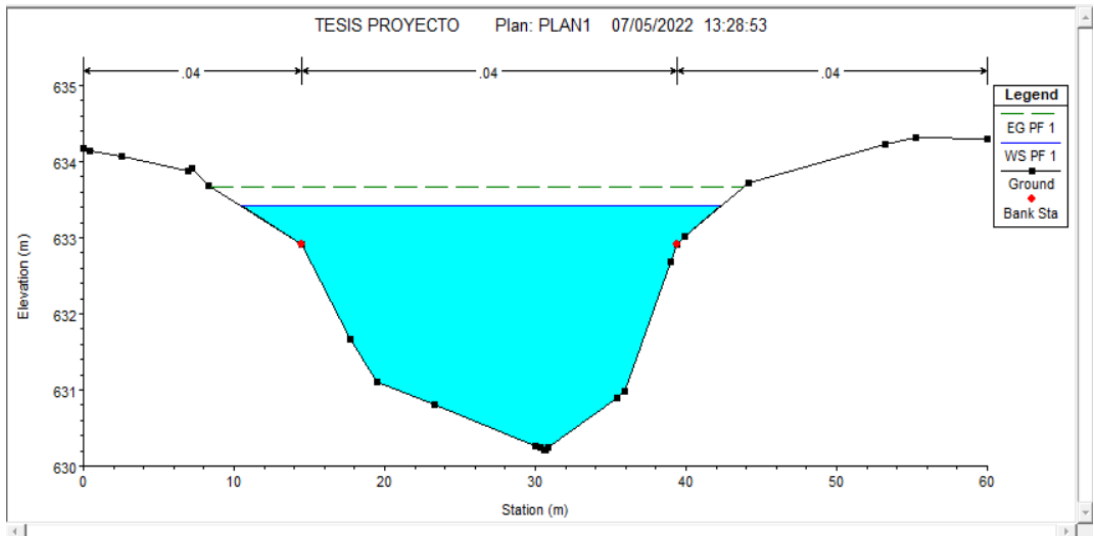
Selected Boundary Condition Locations and Types

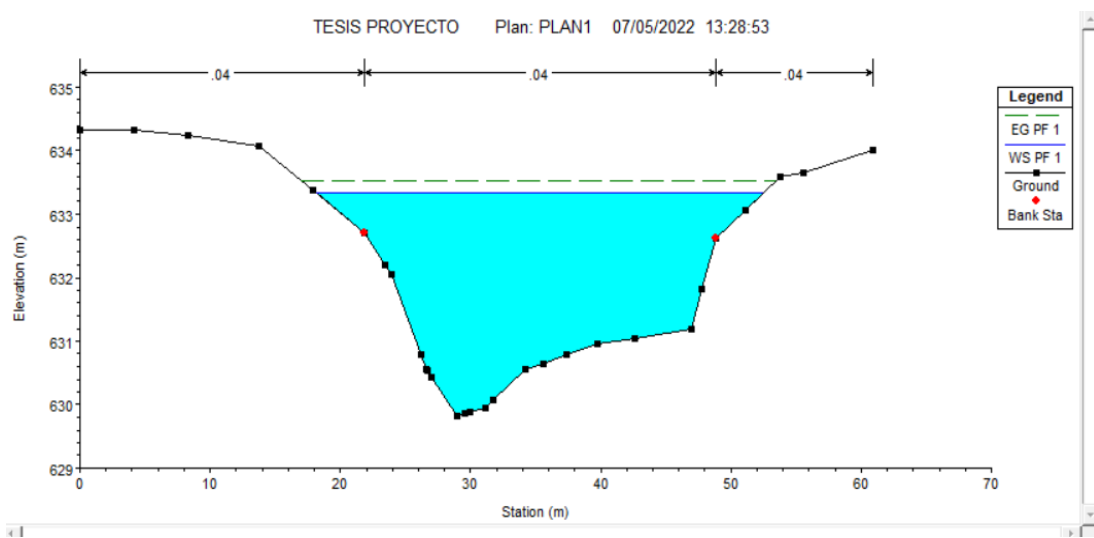
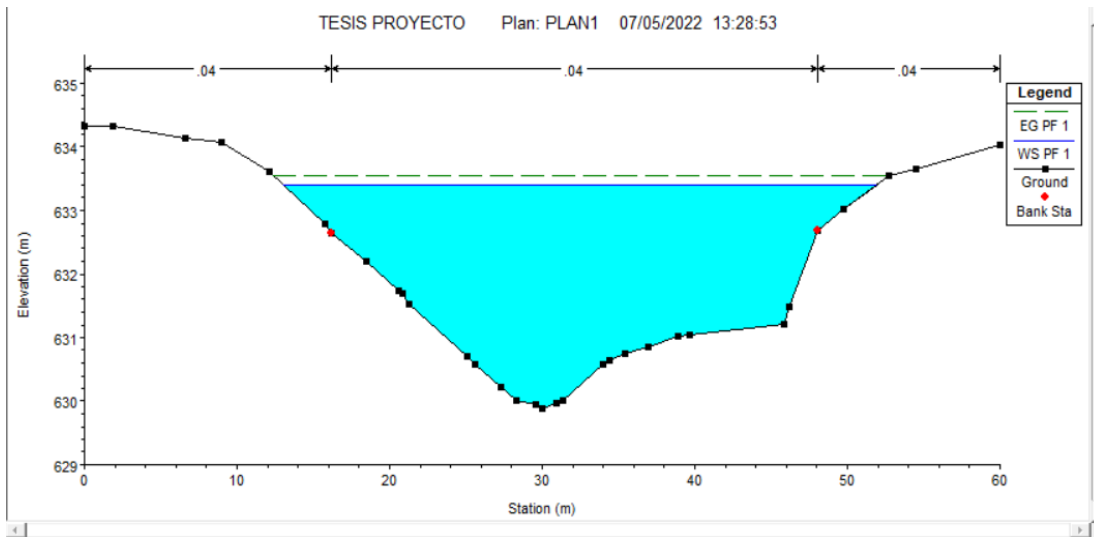
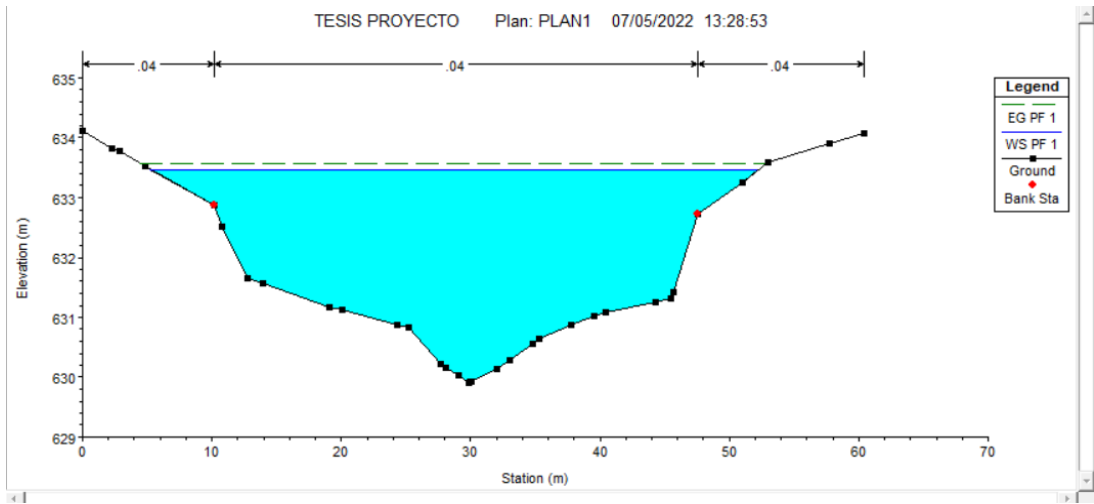
River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
RIOSUPTEOKOK	EJE OKOK	all		Normal Depth S = 0.0074

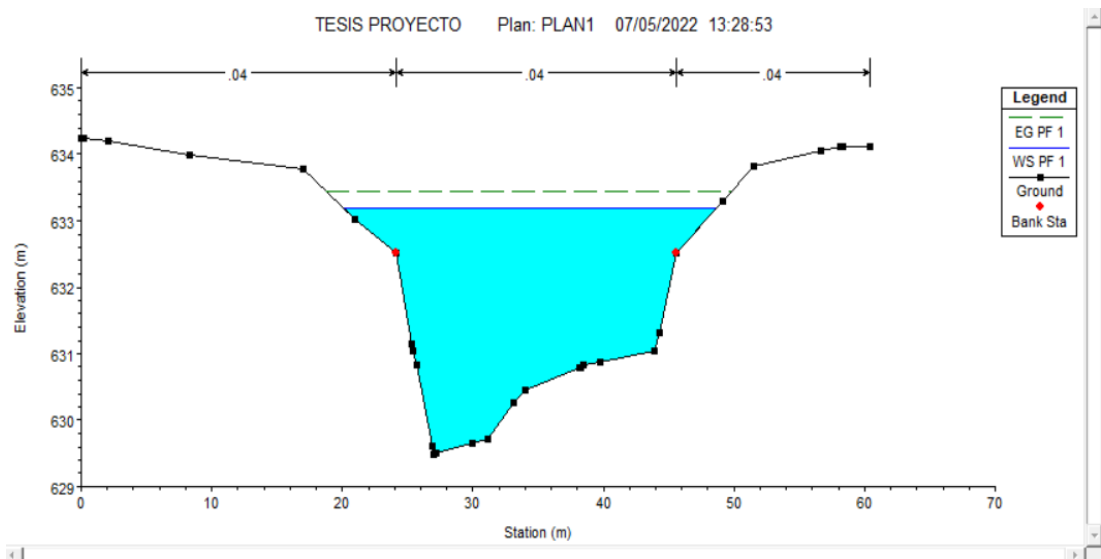
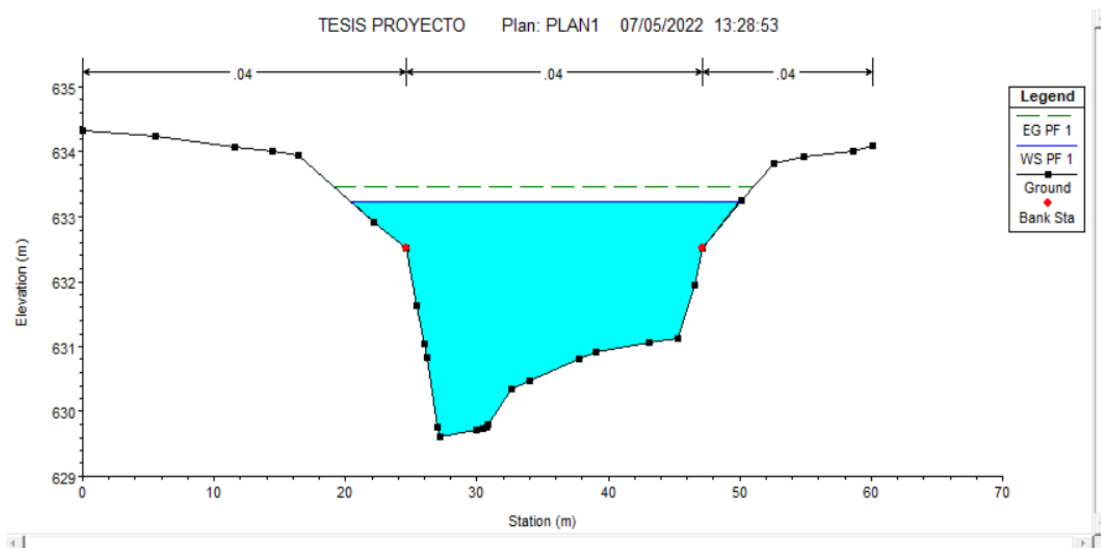
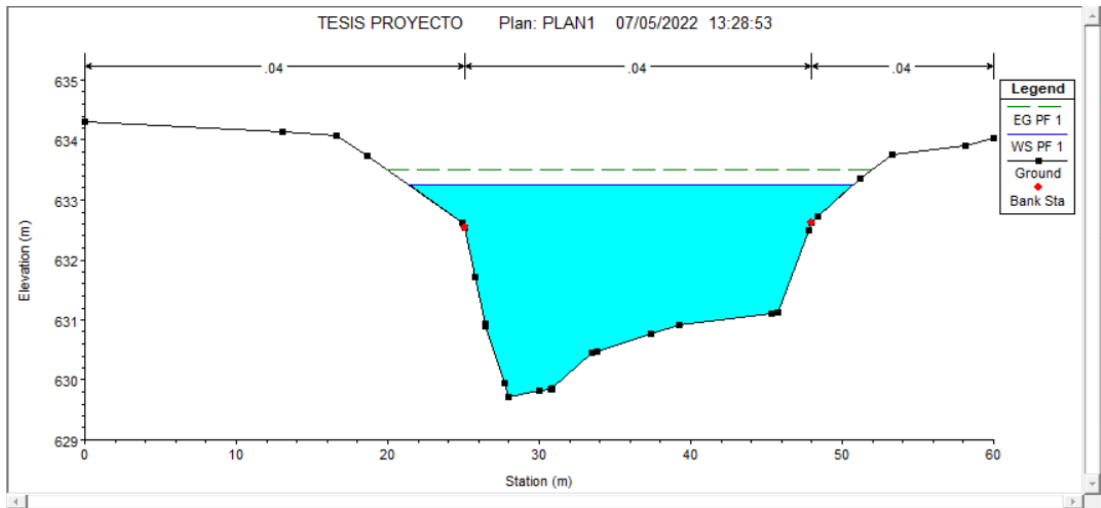
Enter to accept data changes.

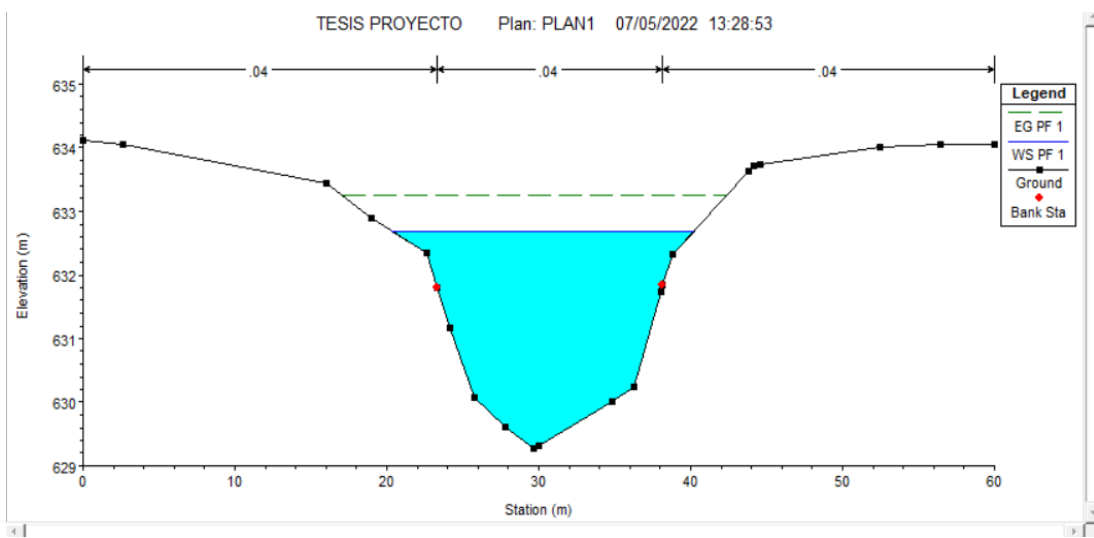
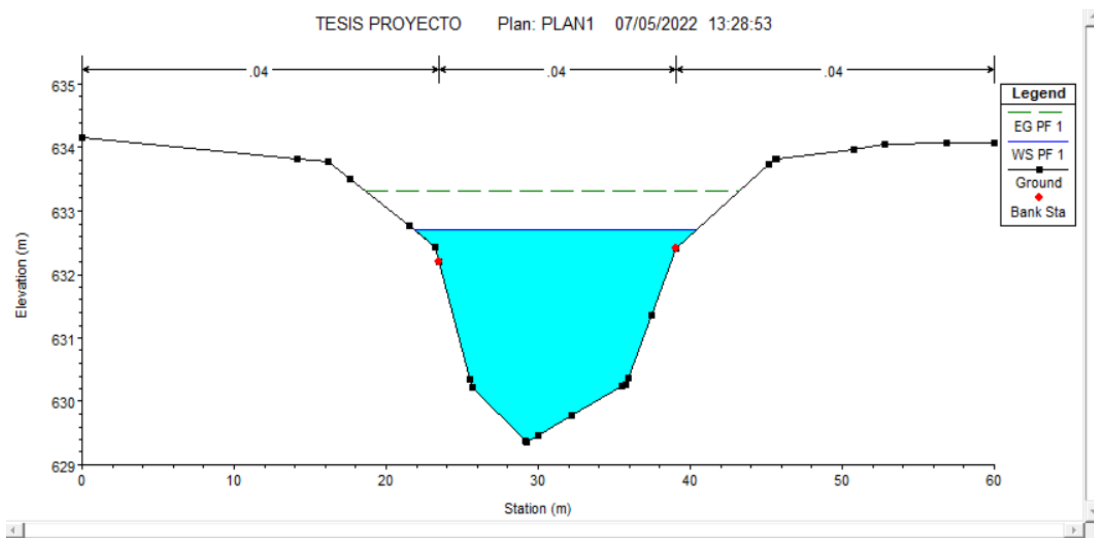
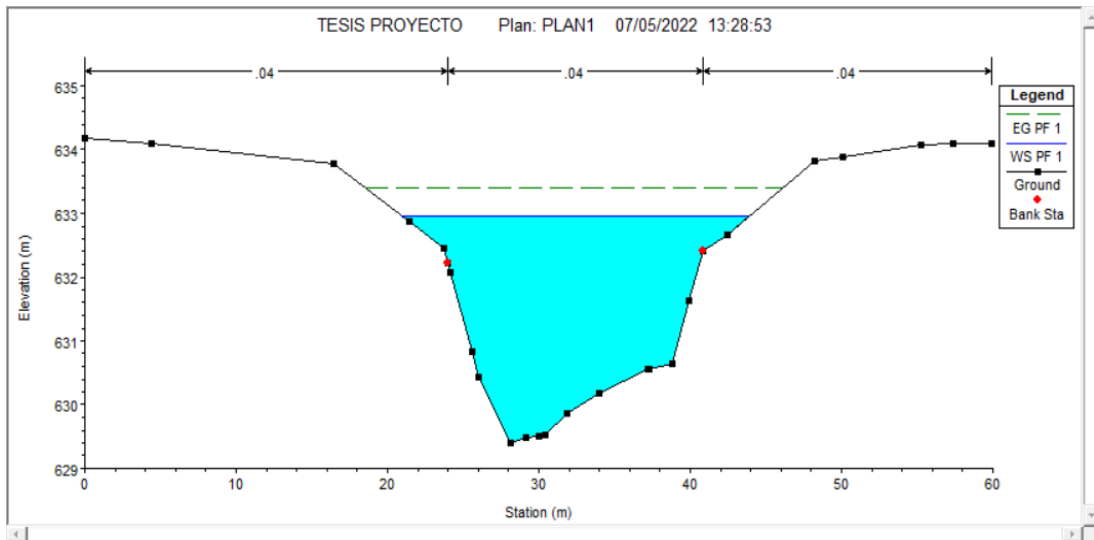
Módulo de resultados

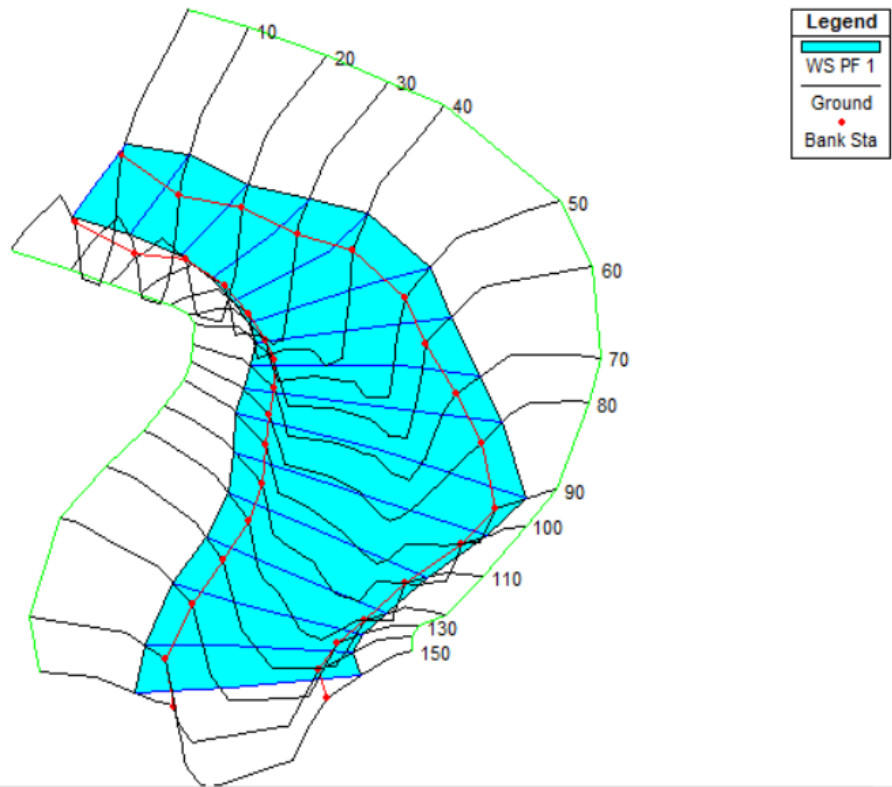












Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
EJE OKOK	150	PF 1	129.42	630.48	633.48		633.77	0.003160	2.39	56.35	33.70	0.50
EJE OKOK	140	PF 1	129.42	630.45	633.45		633.74	0.003198	2.41	55.29	30.74	0.50
EJE OKOK	130	PF 1	129.42	630.33	633.41		633.71	0.003238	2.41	55.04	30.36	0.51
EJE OKOK	120	PF 1	129.42	630.22	633.42		633.66	0.002686	2.22	59.63	31.83	0.46
EJE OKOK	110	PF 1	129.42	630.09	633.43		633.62	0.002018	1.95	67.74	35.14	0.40
EJE OKOK	100	PF 1	129.42	630.09	633.46		633.59	0.001329	1.61	82.56	41.86	0.33
EJE OKOK	90	PF 1	129.42	629.91	633.47		633.57	0.000990	1.40	94.55	47.01	0.29
EJE OKOK	80	PF 1	129.42	629.89	633.41		633.55	0.001508	1.70	78.07	38.92	0.35
EJE OKOK	70	PF 1	129.42	629.83	633.33		633.53	0.002026	1.97	67.54	34.31	0.40
EJE OKOK	60	PF 1	129.42	629.72	633.24		633.50	0.002641	2.25	59.04	29.30	0.46
EJE OKOK	50	PF 1	129.42	629.61	633.22		633.47	0.002585	2.24	59.62	29.44	0.45
EJE OKOK	40	PF 1	129.42	629.48	633.19		633.45	0.002584	2.28	58.60	28.50	0.45
EJE OKOK	30	PF 1	129.42	629.40	632.96		633.40	0.004425	2.94	45.31	22.95	0.58
EJE OKOK	20	PF 1	129.42	629.36	632.71		633.32	0.006945	3.48	37.59	18.61	0.72
EJE OKOK	10	PF 1	129.42	629.28	632.69		633.24	0.005469	3.31	40.18	19.87	0.66
EJE OKOK	0	PF 1	129.42	629.24	632.54	632.10	633.17	0.007401	3.52	36.94	18.06	0.74

Anexo 3. Parámetros y factores tabulados empleados para los cálculos

Factores de corrección para las márgenes y fondo

b/y	m					
	2		1,5		0	
	K _f	K _m	K _f	K _m	K _f	K _m
0	0	0,650	0	0,565	0	0,000
1	0,780	0,730	0,780	0,695	0,372	0,468
2	0,890	0,760	0,890	0,735	0,686	0,686
3	0,940	0,760	0,940	0,743	0,870	0,740
4	0,970	0,770	0,970	0,750	0,936	0,744
6	0,980	0,770	0,980	0,755	—	—
8	0,990	0,770	0,990	0,760	—	—

Coefficientes de contracción del cauce, μ

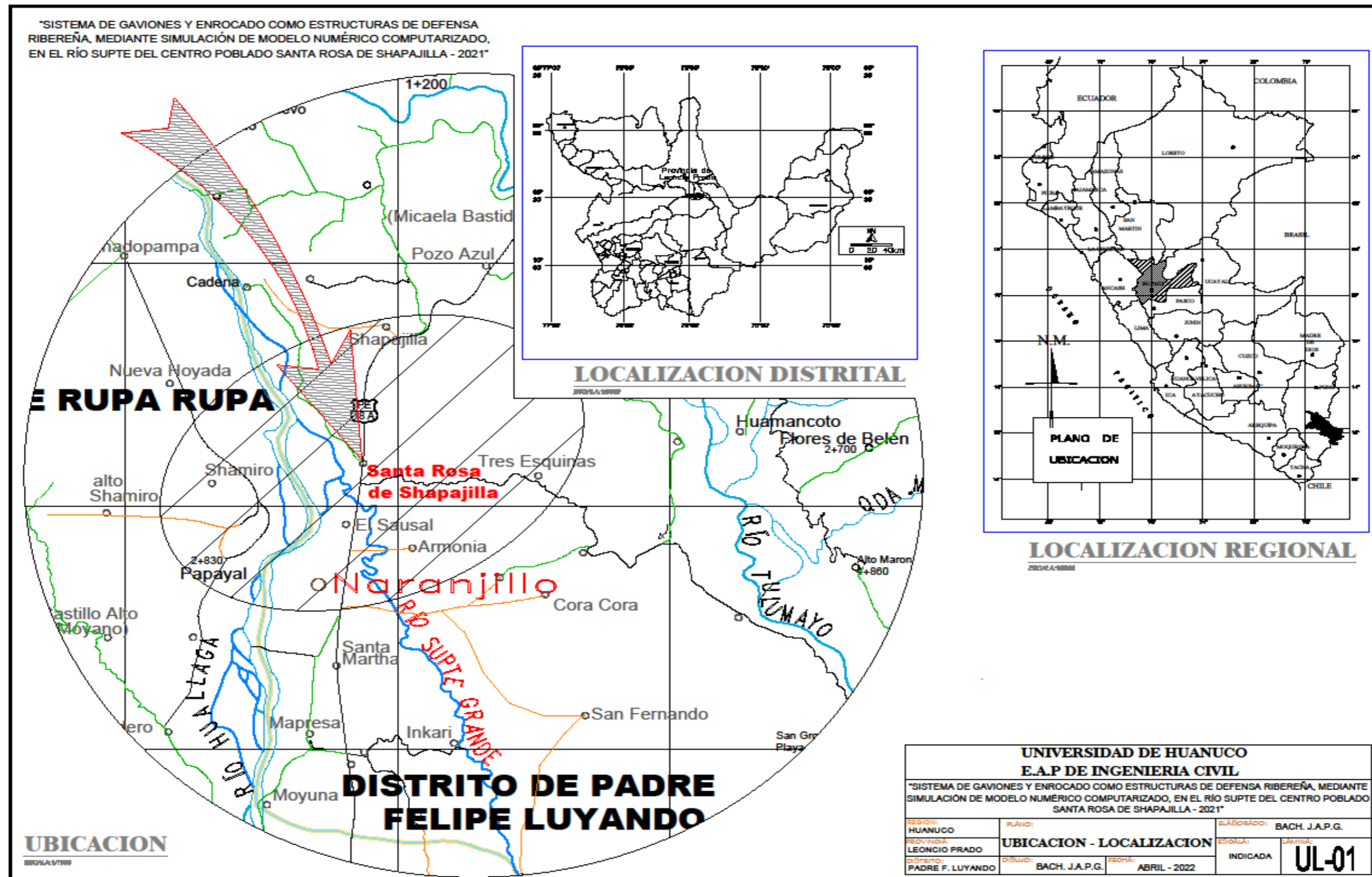
Velocidad media en mts/seg	Luz libre entre dos pilas, en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
	Coeficiente μ												
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Valores de x y z

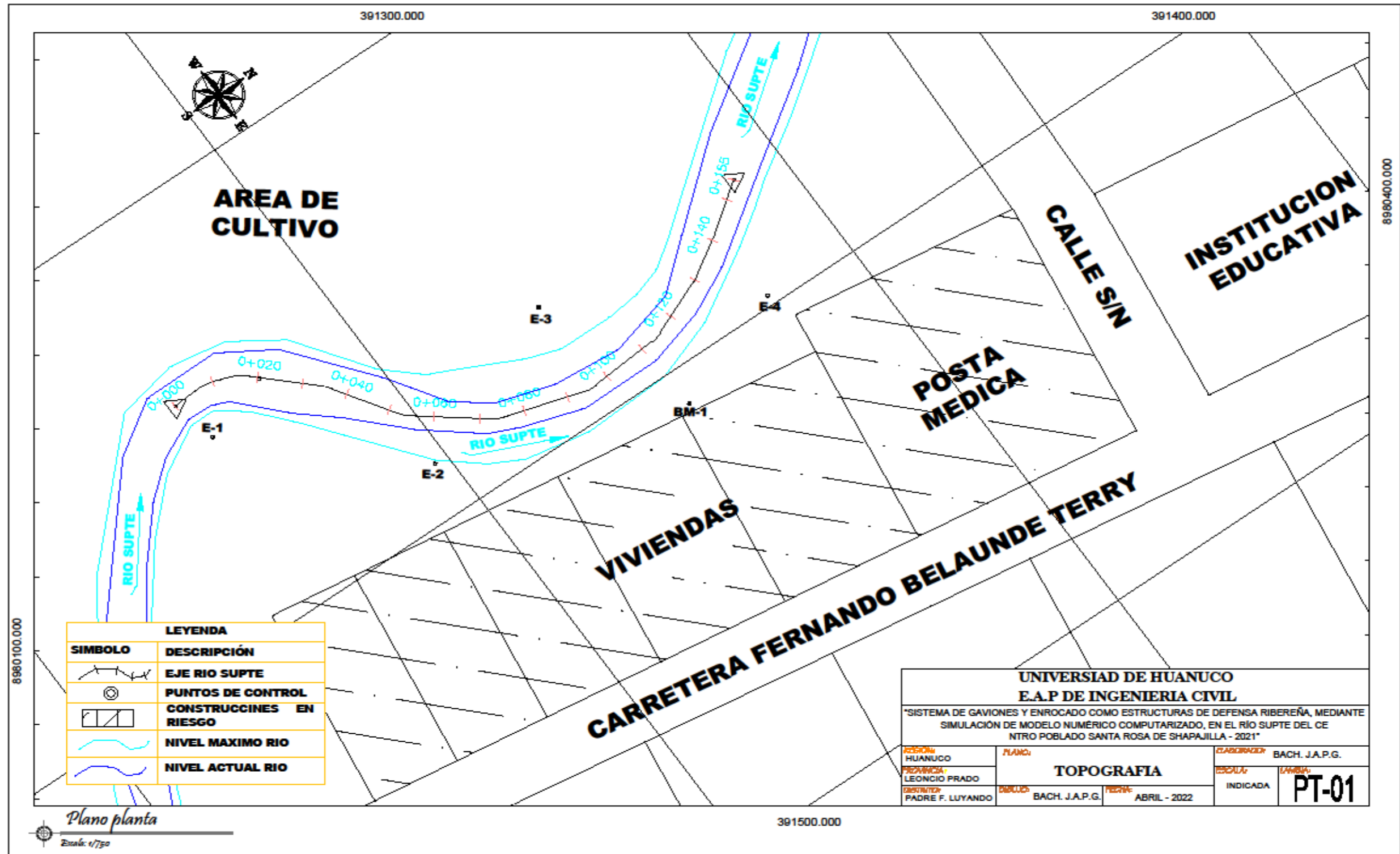
Suelos cohesivos						Suelos granulares					
γ_d	x	1 1+x	γ_d	x	1 1+x	d (mm)	z	1 1+z	d (mm)	z	1 1+z
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.000	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.000	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.000	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.000	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.000	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.000	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.000	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76	6.00	0.35	0.74	370.000	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.000	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.000	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74	15.00	0.33	0.75	750.000	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1.000.000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Anexo 4. Planos

A. Plano de ubicación de la zona de estudio:



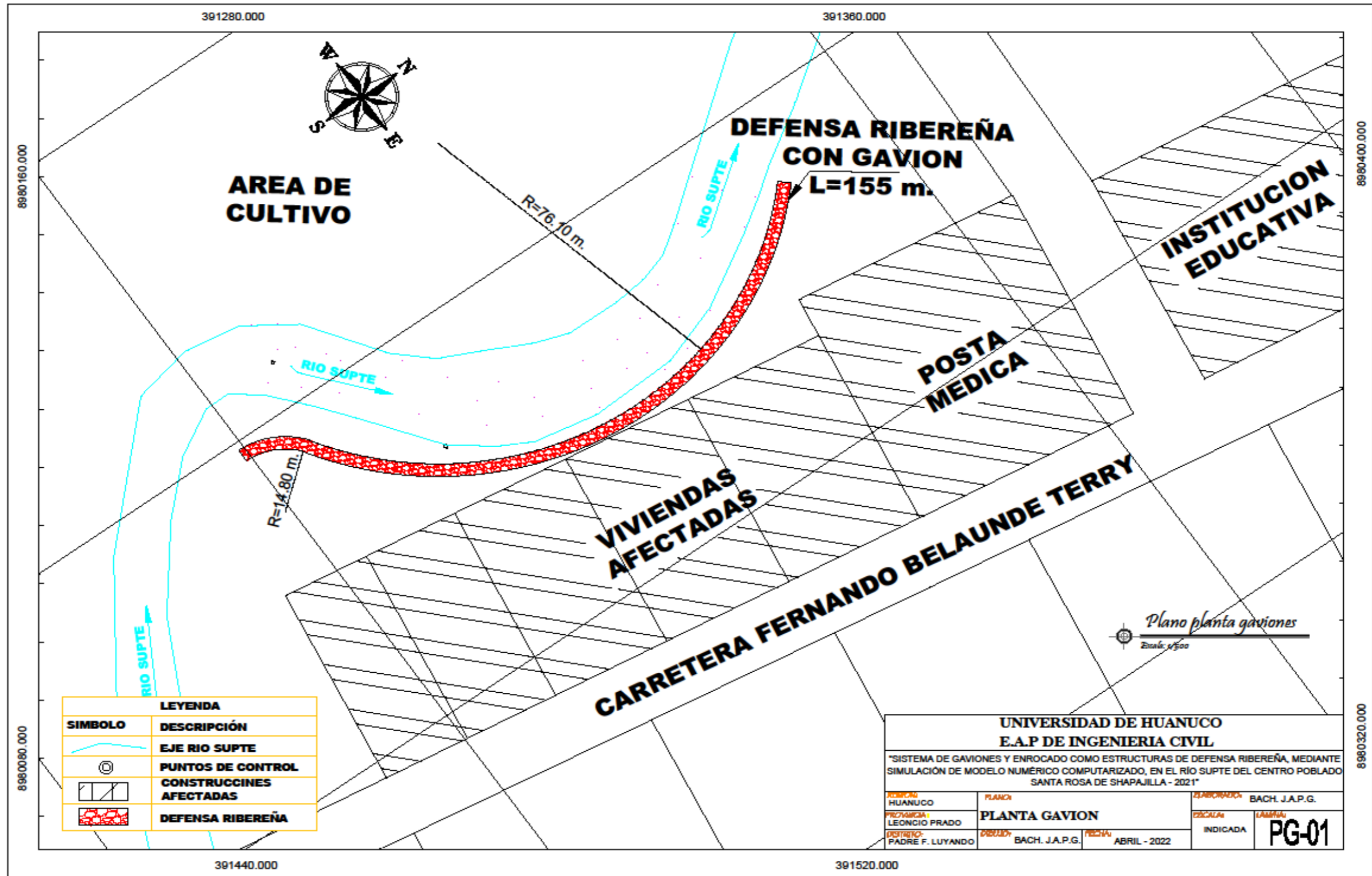
B. Plano topográfico del área de estudio:



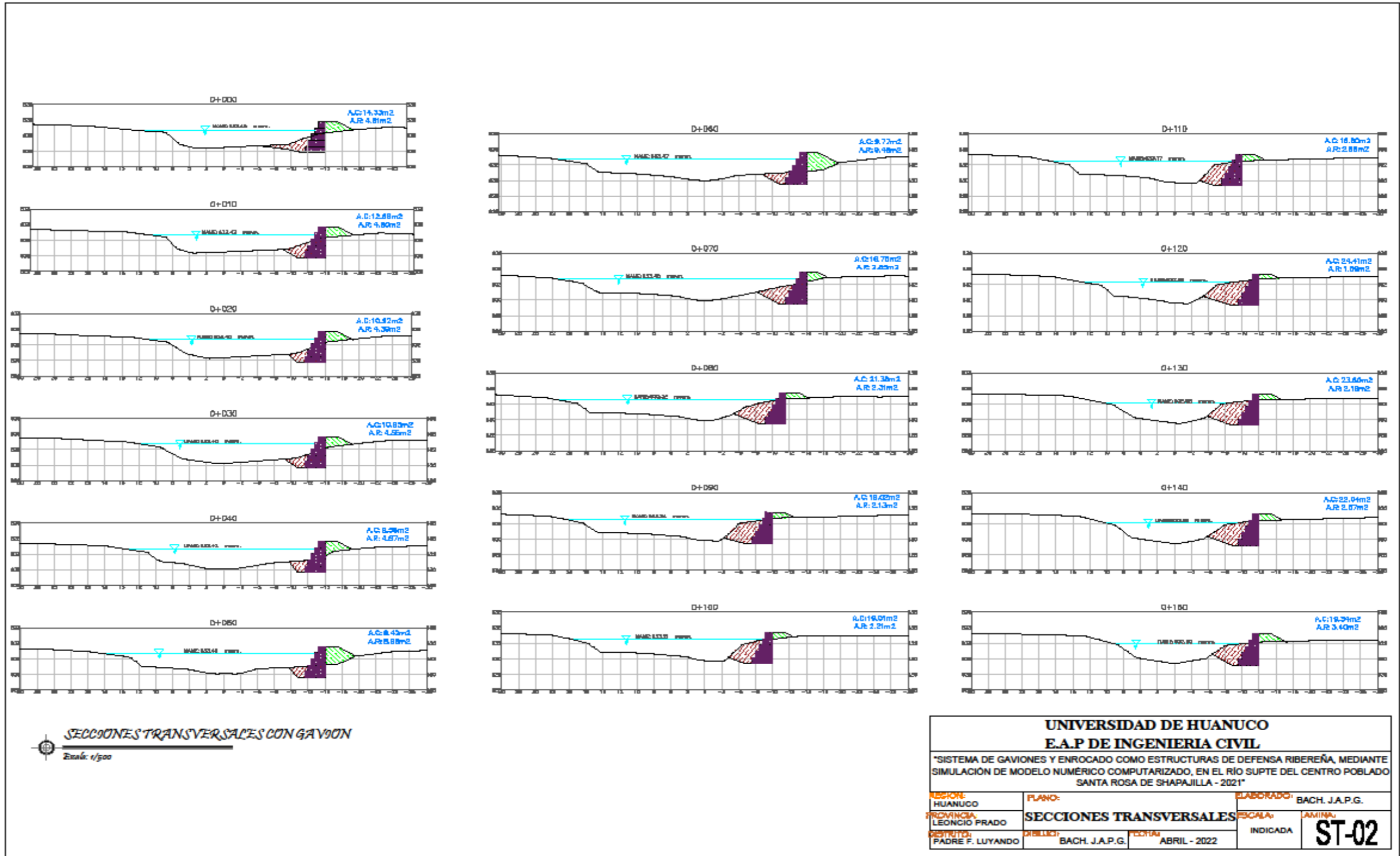
C. Plano zona inundable de área de estudio.



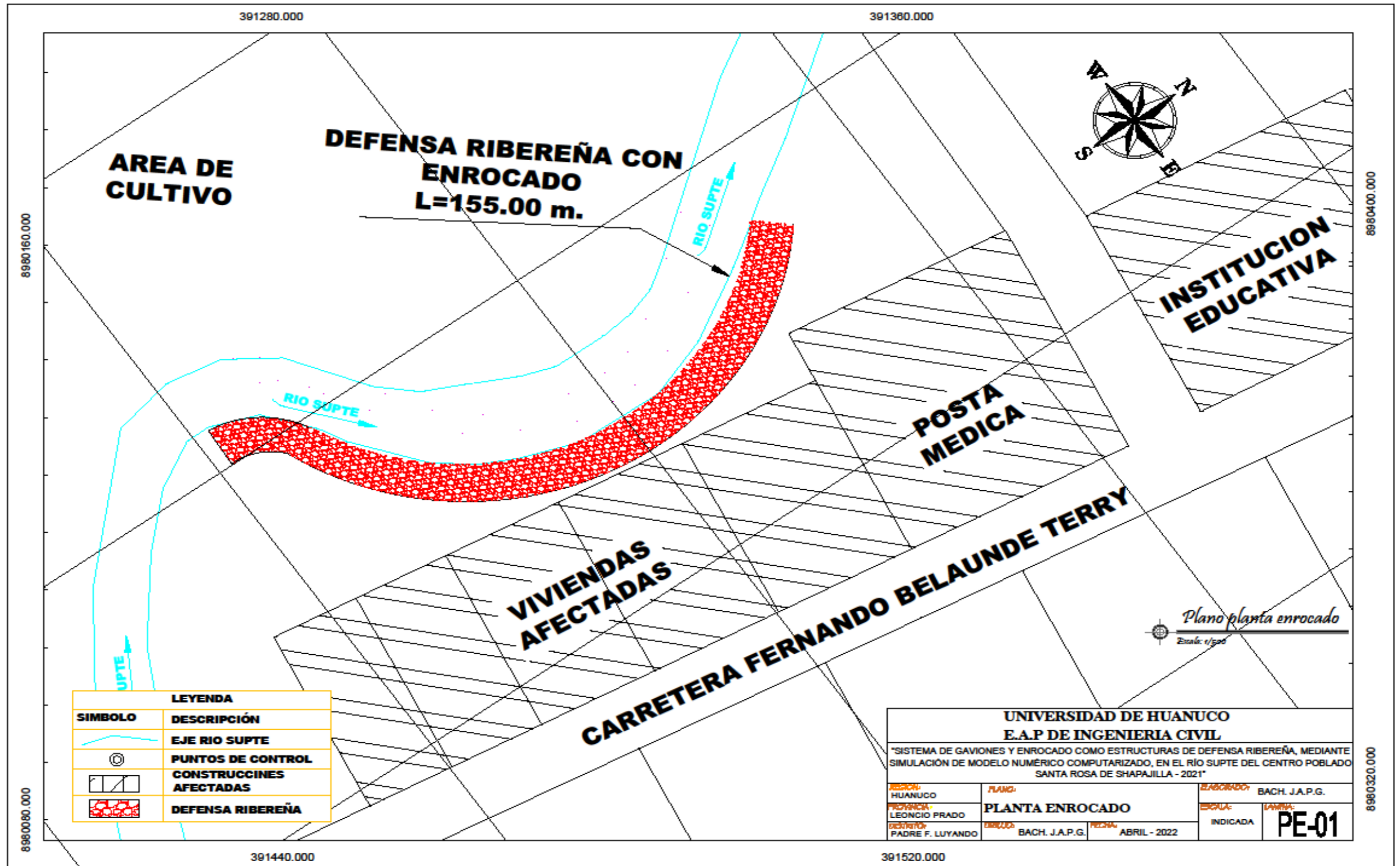
D. Plano planta del sistema de defensa ribereña con gaviones



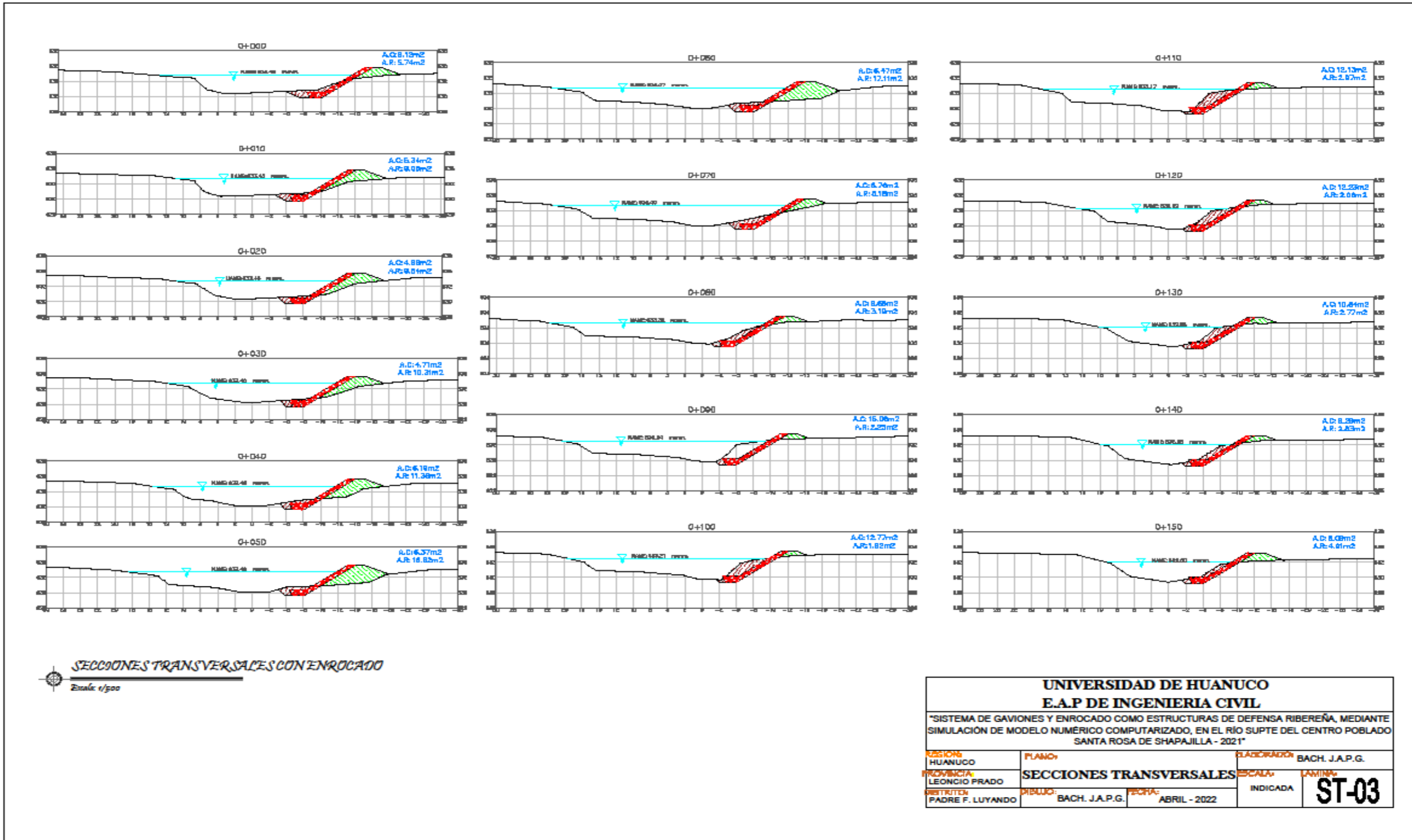
E. Plano secciones transversales del sistema de defensa ribereña con gaviones



F. Plano planta del sistema de defensa ribereña con enrocado



G. Plano secciones transversales del sistema de defensa ribereña con enrocado



Anexo 5. Panel fotográfico



Excavación de la calicata 01, coordenadas UTM: 391372.55E;
8980180.078N



Excavación de la calicata 02, coordenadas UTM: 391374.099E;
8980227.821N



Excavación de la calicata 03, coordenadas UTM: 391397.82E;
8980266.43N



Cantera de piedras rio Huallga, coordenadas UTM E390807.57;
N8981304.84



Trabajos de mecánica de suelos en el laboratorio SUCONCSAC



Trabajos topograficos en el rio Supte en el tramo del centro poblado Santa Rosa de Shapajilla