

**UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**T E S I S**

**Modelamiento hidráulico para el diseño de la defensa ribereña  
en la margen izquierdo del Rio Huallaga en el barrio Yanacocha  
Baja del Distrito de Huariaca, Provincia y Región Pasco – 2023**

**Para optar el título profesional de:**

**Ingeniero Civil.**

**Autor:**

**Bach. Kevin Anderson JANAMPA VARGAS**

**Asesor:**

**Dr. Hildebrando Anibal CONDOR GARCÍA**

**Cerro de Pasco – Perú – 2024**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Modelamiento hidráulico para el diseño de la defensa ribereña  
en la margen izquierdo del Rio Huallaga en el barrio Yanacocha  
Baja del Distrito de Huariaca, Provincia y Región Pasco – 2023**

**Sustentada y aprobada ante los miembros del jurado:**

**Dr. Luis Villar REQUIS CARBAJAL**  
**PRESIDENTE**

**Mg. José Germán RAMIREZ MEDRANO**  
**MIEMBRO**

**Mg. Pedro YARASCA CORDOVA**  
**MIEMBRO**



**Universidad Nacional Daniel Alcides  
Carrión Facultad de Ingeniería  
Unidad de Investigación**

**INFORME DE ORIGINALIDAD N° 048-2024-UNDAC/UIFI**

La Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión en mérito al artículo 23° del Reglamento General de Grados Académicos y Títulos Profesionales aprobado en Consejo Universitario del 21 de abril del 2022, La Tesis ha sido evaluado por el software antiplagio Turnitin Similarity, que a continuación se detalla:

Tesis:

**Modelamiento Hidráulico Para el Diseño de la Defensa  
Ribereña en la Margen Izquierdo del Rio Huallaga en el  
Barrio Yanacocha Baja del Distrito de Huariaca,  
Provincia y Región Pasco – 2023.**

Apellidos y nombres de los tesisistas:

**Bach. JANAMPA VARGAS, Kevin Anderson**

Apellidos y nombres del Asesor:

**Dr. CONDOR GARCÍA, Hildebrando Anibal**

Escuela de Formación Profesional

**Ingeniería Civil**


Índice de Similitud

**6%**

**APROBADO**

Se informa al decanato para los fines pertinentes:

Cerro de Pasco, 8 de febrero del 2024

  
**Luis Villar Requies Carbajal**  
DOCTOR EN CIENCIAS - DIRECTOR

## **DEDICATORIA**

A Dios, por la vida, por disponer todo ante nosotros, por ser apoyo y fortaleza en los momentos de dificultad y debilidad.

A mis padres, que me guiaron a esta hermosa profesión y a mis hermanos, las almas que me dieron amor y a toda la familia Janampa Vargas, por ser el motor importante para mis sueños, por creer y creer en mí, por el estímulo, valores y principios inculcados.



## **AGRADECIMIENTO**

- Gracias a Dios por darme siempre la fuerza para alcanzar mis metas.
- Gracias a mis padres por confiar, apoyarme y darme una carrera profesional.
- Gracias a mis hermanos y hermanas por su continuo entusiasmo y apoyo absoluto durante todo este tiempo, en todo momento.
- A toda mi familia Janampa Vargas porque con su apoyo, palabras de aliento y palabras de inspiración, me han guiado a ser una excelente persona, felizmente para ellos.
- Gracias a los profesores de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión por compartir sus conocimientos a lo largo de mi formación profesional.

## RESUMEN

El presente estudio se realizó en la cuenca del río Huallaga, con la finalidad de realizar la separación hidráulica para el diseño de sistemas de defensa ribereña, sobre la cuenca del río Huallaga, en el distrito de Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, provincia de Pasco y Región.

Los objetivos trazados en el trabajo son: 1) Determinar la capacidad hidráulica del río Huallaga, determinar la ubicación y diseño razonable de las obras de riego; 2) Diagnosticar la vulnerabilidad a inundaciones del río Huallaga y caracterizarla; 3) Calcular el valor máximo de calado para diferentes caudales de diseño a diferentes tiempos de retorno del río Huallaga; 4) Identificar las secciones más adecuadas para el diseño de estructuras de defensa ribereñas.

Previo a la modelación hidráulica, se realiza el procesamiento de los datos pluviométricos para detectar si existen cambios, tendencias o inconsistencias. El trabajo incluye estadísticas de precipitación máxima de 24 horas de las estaciones meteorológicas de obtuvieron del SENAMHI, información cartográfica actualizada, además de los siguientes programas informáticos: Excel, Civil 3D, ArcGis, HidroEsta. El análisis de frecuencia y la interpretación de las estadísticas de precipitación determinarán la intensidad máxima y la descarga máxima para los cálculos hidráulicos e hidrológicos utilizando el software Hecras.

**Palabra clave:** modelo hidráulico, cuenca fluvial, periodo de recuperación, defensa fluvial.

## ABSTRACT

The present study was carried out in the Huallaga river basin, with the purpose of implementing hydraulic modeling for the design of fluvial defenses, on the slopes of the Huallaga river, in the Yanacocha Baja district, Huariaca district, Pasco province and region.

The objectives of the work are: 1) Determine the hydraulic regime of the Huallaga River, determine the location and design of suitable irrigation works; 2) Diagnose the flood vulnerability of the Huallaga River and characterize it; 3) Calculate the maximum flood for different design flows and different return times of the Huallaga River; 4) Identify the most suitable sections for the design of river defense structures.

Prior to hydraulic modeling, precipitation data were processed to detect jumps, trends or inconsistencies. The work includes 24-hour maximum rainfall statistics from meteorological stations obtained from SENAMHI, updated cartographic information, as well as software such as: Excel, Civil 3D, ArcGis, HidroEsta. Frequency analysis and statistical interpretation of rainfall help determine the maximum intensity and maximum discharge for hydraulic and hydrological calculations using Hecras software.

**Keyword:** hydraulic modeling, hydrological basins, return cycles, river defenses.

## INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, varios sucesos causados por la fuerza de la naturaleza ocurridos en otros países han tenido un efecto negativo en la civilización, tanto económica como culturalmente. Como previsión preparatoria para responder a estos acontecimientos, se optó por crear muros de protección del sistema de defensa fluvial en ríos y laderas, minimizando así los peligros que pudieran causar las inundaciones. Las inundaciones aumentan en lugares críticos, al crear empujes directos contra los muros expuestos.

El presente estudio evalúa la tasa de precipitación máxima anual de 24 h (precipitación) y determina los parámetros hidrológicos de la cuenca del río Huallaga en el barrio Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, provincia de Pasco y región, con el fin de determinar de manera efectiva las zonas inundables. predecir futuras inundaciones y sus efectos; Esto, combinado con el eficiente diseño estructural (concreto y acero) de las defensas ribereñas (muros de concreto), en ciertas ocasiones existe el riesgo de inundación, causando daños a las viviendas vecinas.

## ÍNDICE

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTO	
RESUMEN	
ABSTRACT	
INTRODUCCIÓN	
ÍNDICE	

### CAPÍTULO I

#### PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y determinación del problema .....	1
1.2. Delimitación de la investigación .....	2
1.3. Formulación del problema.....	3
1.3.1. Problema general.....	3
1.3.2. Problemas específicos .....	3
1.4. Formulación de objetivos .....	3
1.4.1. Objetivo general.....	3
1.4.2. Objetivos específicos .....	3
1.5. Justificación de la investigación .....	3
1.6. Limitaciones de la investigación.....	4

### CAPÍTULO II

#### MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio .....	5
2.2. Bases teóricas – científicas.....	7
2.3. Definición de términos básicos .....	65
2.4. Formulación de hipótesis .....	68
2.4.1. Hipótesis general .....	68
2.4.2. Hipótesis específicas.....	68
2.5. Identificación de variables.....	68
2.6. Definición operacional de variables e indicadores.....	69

### CAPÍTULO III

#### METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación .....	70
3.2. Nivel de investigación .....	70

3.3. Métodos de investigación .....	70
3.4. Diseño de investigación .....	71
3.5. Población y muestra .....	71
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	72
3.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos .....	72
3.8. Tratamiento estadístico.....	73
3.9. Orientación ética filosófica y epistémica.....	73

## **CAPÍTULO IV**

### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

4.1. Descripción del trabajo de campo .....	74
4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados.....	79
4.3. Prueba de hipótesis .....	104
4.4. Discusión de resultados.....	105

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ANEXOS

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Rangos para cada nivel de intensidad para inundaciones (fuente: Adaptada de INETER/COSUDE, 2020) .....	11
Tabla 2	Índices de sinuosidad para ríos (fuente: elaboración propia) .....	16
Tabla 3	Denominación de la cuenca según su área (elaboración propia).....	21
Tabla 4	Forma de la cuenca en función al factor de forma (fuente: adaptado de Villón, 2002) .....	23
Tabla 5	Índice de Gravelius para la evaluación de la forma (fuente: adaptado de Ortiz, 2004) .....	24
Tabla 6	Características de la cuenca en función de la densidad de drenaje (Fuente: Elaboración propia) .....	28
Tabla 7	Precipitación máxima en 24 horas (fuente: SENAMHI).....	80
Tabla 8	Cálculo de datos estadísticos para prueba de datos dudosos (Fuente: Elaboración propia) .....	81
Tabla 9	Cálculo de métodos estadísticos (Fuente: Elaboración propia) .....	82
Tabla 10	Cálculo de prueba de bondad de ajuste Kolmogorov - Smirnov (Fuente: Elaboración propia) .....	84
Tabla 11	Calculo de precipitaciones máximas corregidas (Fuente: Elaboración propia) .....	84
Tabla 12	Cálculo de precipitación de diseño para periodos de retorno (Fuente: Elaboración propia) .....	86
Tabla 13	Cálculo de intensidades de diseño para periodos de retorno (Fuente: Elaboración propia) .....	86
Tabla 14	Caudales máximos (Fuente: Elaboración propia) .....	91

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1	Llanura de Inundación (fuente: grafico adaptado de Rocha, 1998) ...	12
Ilustración 2	Clasificación de los ríos por su forma (fuente: grafico adaptado de Rocha, 1998) .....	16
Ilustración 3	Secciones primarias (fuente: grafico adaptado de Rocha, 1998) .....	17
Ilustración 4	Partes de una cuenca hidrográfica (Fuente: Adaptada de world vision-manual de manejo de cuencas) .....	19
Ilustración 5	Clasificación de los ríos de acuerdo a la curva Hipsométrica (fuente: grafico adaptado de Villón, 2002).....	26
Ilustración 6	Modelo de gráfica de doble masa de tres estaciones (fuente: grafico adaptado de Villon, 2002) .....	30
Ilustración 7	Ubicación de Yanacocha Baja (fuente: grafico adaptado de Google Earth).....	75
Ilustración 8	Vista de equipo Estación Total trabajando en la zona (fuente: propia) .....	76
Ilustración 9	Vista de la seccion del río huallaga (fuente: propia) .....	76
Ilustración 10	Vista de aguas del rio Huallaga (fuente: propia).....	77
Ilustración 11	Vista del puente y lado del río que se trabajó (fuente: propia).....	77
Ilustración 12	Vista de levantamiento topográfico (fuente: propia) .....	78
Ilustración 13	Vista del cauce y borde del río Huallaga (fuente: propia) .....	78
Ilustración 14	Histograma histórico (Fuente: Elaboración Propia) .....	80
Ilustración 15	Gráfica de precipitación máxima anual (Fuente: Elaboración propia) .....	85
Ilustración 16	Curva intensidad – duración – frecuencia método ILLA (Fuente: Elaboración propia).....	87
Ilustración 17	Curva intensidad – duración – frecuencia método BELL (Fuente: Elaboración propia).....	88
Ilustración 18	Curva hipsométrica de la microcuenca (Fuente: Elaboración propia) .....	90



## **CAPÍTULO I**

### **PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

#### **1.1. Identificación y determinación del problema**

Huariaca es un distrito de la provincia y región Pasco, con latitud sur 10°26'19.8", longitud oeste 76°11'38.8" y una extensión de 133.07 km<sup>2</sup>. El distrito se encuentra a una altitud de 2868 msnm, con un clima templado suave, con una temperatura promedio de 18°C. Sus cursos de agua han establecido microclimas en los que existen diversos asentamientos agrestes, donde no hay carreteras, vías férreas, etc.

En 2015, debido a la necesidad de comunicación del tránsito en el distrito de Vista Alegre, ubicado en una zona elevada, se abrió un camino de sable en la avenida Huallaga, que afecta a Yanacocha Baja y al río Huallaga en el distrito desde Huariaca.

Para abrir el camino de tierra se dañaron espacios verdes, áreas cultivadas y plantaciones de eucaliptos en la margen izquierda del río Huallaga. Esto preocupa a los pobladores del municipio de Yanacocha Baja, quienes en ocasiones cobran dinero por el alquiler de maquinaria pesada, como palas cargadoras, para realizar obras de defensa del río Huallaga.

Lo mismo se viene sufriendo desde hace muchos años por parte de la madre naturaleza a nivel climático y meteorológico, debido a los fuertes vientos,

lluvias torrenciales provenientes de la cuenca del Huallaga, presentándose con mayor intensidad en los meses de diciembre, enero, 2, marzo y abril, donde se observaron deslizamientos provenientes de diferentes zonas que pasan por esta área de estudio.

Pobladores de las zonas de Yanacocha Baja y Barrio Vista Alegre señalan que estos problemas de desborde se vienen dando desde hace años sin atención de las autoridades y por ello las inundaciones causan todo tipo de daños, por lo que señalan que la Investigación sobre el río Huallaga debe realizarse en un área que incluya investigaciones orientadas a lograr el objetivo de la defensa del río en beneficio de la sociedad y sus alrededores.

## **1.2. Delimitación de la investigación**

- **Delimitación temporal.**

El estudio actual abarca 8 meses, de noviembre de 2022 a junio de 2023, durante el invierno.

- **Delimitación espacial.**

La presente investigación se realizó en el barrio Yanacocha Baja y Barrio Vista Alegre, también los caseríos de Ganish, Rahui todo los que transitan la trocha carro sable.

- **Delimitación social**

Este estudio se llevó a cabo entre los residentes de los barrios de Yanacocha Baja y Vista Alegre, así como en los pueblos de Ganish, Rahui y todos los que circulan por carreteras de arena.

- **Área de influencia**

El área de influencia de este estudio será en el distrito de Huariaca, provincia y región Pasco.

### **1.3. Formulación del problema**

#### **1.3.1. Problema general**

¿Cuál es el comportamiento hidráulico del río Huallaga, ante el modelamiento hidráulico, que permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña?

#### **1.3.2. Problemas específicos**

- a) ¿Cuál es el comportamiento hidráulico del río Huallaga para la defensa ribereña ante las inundaciones?
- b) ¿Cuál es el cálculo de los niveles máximos que se obtendrá para caudales de diseño de tiempos de retorno 10, 25, 50, 100, 500 años, para las secciones más adecuadas del diseño de la defensa ribereña?
- c) ¿Cuál es el diseño más conveniente para la defensa ribereña?

### **1.4. Formulación de objetivos**

#### **1.4.1. Objetivo general**

Determinar las características hidráulicas del río Huallaga mediante modelación hidráulica para proponer una ubicación y diseño adecuados para un sistema de defensa ribereña.

#### **1.4.2. Objetivos específicos**

- a) Determinar el régimen hidráulico del río Huallaga para proteger sus riberas de inundaciones.
- b) Calcular el nivel máximo alcanzado para caudales de diseño con tiempos de retorno de 10, 25, 50, 100, 500 años para los tramos de diseño de protección fluvial más adecuados.
- c) Proponer un plan de defensa ribereña.

### **1.5. Justificación de la investigación**

Considerando la tasa de crecimiento poblacional en las zonas

residenciales y caseríos, se vienen desarrollando estructuras viales y servicios básicos para el desarrollo y crecimiento, sin embargo, este avance se verá afectado o amenazado por deslizamientos de un camino despejado ubicado al lado izquierdo de la zona residencial. Río Huallaga, Existen antecedentes que se han presentado a lo largo de los años, los cuales siguen ocasionando daños a las estructuras (viviendas, cultivos, plantaciones de eucaliptos, etc.), es por ello que se propone adelantar el diseño de defensas ribereñas en la margen izquierda del río Huallaga en el distrito de Yanacocha Baja. Garantizará la seguridad de un área de unos 5.200 kilómetros cuadrados, así como de una población de 120 personas que viven en estas zonas residenciales y pueblos.

Por lo tanto, el propósito de este estudio, titulado "Modelo hidráulico para el diseño de protección de la margen izquierda del río Huallaga en el distrito de Yanacocha Baja, distrito de Huariaca, provincia de Pasco y región - 2023", es desarrollar un plan de diseño en la zona de estudio para garantizar la seguridad y mantener la integridad física de las personas que viven en diferentes zonas residenciales y pueblos.

#### **1.6. Limitaciones de la investigación**

- La investigación se limita a cálculos geomorfológicos cuantitativos de la cuenca para luego construir un modelo hidráulico del río Huallaga.
- Nuestra investigación se limita al diseño de un sistema de defensa fluvial como solución para evitar el desbordamiento del río Huallaga.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes de estudio**

##### **2.1.1. Antecedentes Internacionales**

Hernández (2014). Modelación de áreas afectadas por desbordamiento de ríos en zonas de transición fluvial, caso río Antigua, Veracruz. Tesis presentada para optar al estudio de Maestría en Ciencias por la Universidad Autónoma de Querétaro. Su objetivo es "Determinar la vulnerabilidad pronosticada en zonas afectadas por derrames utilizando el modelo HEC-RAS y empleando cuatro modelos digitales de elevación de diferentes resoluciones y captura estar por delante". Concluyendo que "Las simulaciones cartográficas LIDAR son adecuadas debido a su precisión, ya que proporcionan una cuantificación de las zonas afectadas, por otro lado, para los MDE provenientes de curvas de nivel 1: 20,000, su uso será útil en la elaboración de mapas de riesgo que ayuden a mantener a la población en zonas seguras."

Hernández (2014). El Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marina y Ambiental de la Universidad Politécnica de Cataluña - Barcelona realizó un estudio titulado "Estudio Hidráulico-Hidráulico de la Cuenca del Guadiamar (2006), cuyo objetivo era caracterizar la cuenca desde el punto de vista hidrológico y estudiar el régimen hidráulico del río Guadiamar, El objetivo es

caracterizar la cuenca desde el punto de vista hidrológico y estudiar las características hidráulicas del río Guadamar, hidrograma de avenidas a partir de información hidrológica limitada, mediante la estimación de caudales asociados a diferentes probabilidades de ocurrencia (periodos de retorno) en distintos puntos de interés de la cuenca y la utilización de los programas HEC - RAS y HEC - HMS para el cálculo de simulaciones unidimensionales en régimen permanente, así como las capacidades de análisis de simulación. Se determinó que en algunas zonas se producen desbordamientos de ríos que provocan inundaciones.

Galantón y Romero (2007). Describir el sistema de defensa fluvial. "El propósito de este estudio es identificar los tipos de medidas defensivas para proteger las estructuras aledañas al cauce del río Neverí (Venezuela) de las inundaciones causadas por las precipitaciones fluviales y utilizar los programas ARCGIS y hojas de cálculo para determinar el nivel hidráulico anormal que aumentó después del colapso del río. la defensa del río causó el desbordamiento de sus riberas. La conclusión es mejorar las defensas fluviales existentes con estructuras adecuadas que cumplan los requisitos de diseño establecidos según la normativa para evitar desbordamientos de las riberas e inundaciones recurrentes."

### **2.1.2. Antecedentes Nacionales**

Según Soto (2017). Modelación hidráulica y diseño del sistema de defensa ribereña del río Amojú, El Parral - Jaén - Cajamarca. "Culminada la tesis de investigación para optar el título de Ingeniero Constructor de la Universidad Nacional de Cajamarca, con la finalidad de determinar el riesgo de desborde del río Amojú en la localidad del Parral - Jaén". Concluyendo que "luego de identificar la zona inundada, se procederá a la construcción y diseño de obras de protección como defensas ribereñas".

Choquehuanca (2012). Realizó un estudio. "La evaluación del riesgo de

inundación basada en modelos utilizando el software ArcGIS, Hec-Ras, muestra que el riesgo de inundación es una función del peligro, la exposición y la vulnerabilidad. Sólo el grado de exposición en la cuestión de si las personas o la propiedad real se encuentran en el borde del río o no están encajados, como se concluye en el estudio sobre el peligro de inundación del río Vilcanota.

Tito (2017). Modelo hidráulico del río Cañete, zona Socsi - altura puente colgante (9 km), para diseño de sistema de defensa ribereña. "Su objetivo es realizar la modelación hidráulica del río Cañete y verificar su comportamiento a efectos de planificar obras de protección por riesgo de desborde en la zona PUENTE SOCSI - ALTURA PUENTE COLGANTE (9Km). Se concluye que en los estudios de estabilidad se respetan en el diseño de los muros tubulares".

### **2.1.3. Antecedentes Locales**

Según Bardales (2008). Simulación hidráulica del desborde del río Huallaga - Región Huachog. "Las simulaciones muestran que el río Huallaga, en la región Huachog, se desborda a una tasa de más de 174.47 m<sup>3</sup>/s, con un periodo de retorno de dos años. La altura promedio de las defensas en la zona de estudio es de 1,45 m, oscilando entre una altura mínima de 0,22 m y una altura máxima de 2,64 m. Luego de las intensas lluvias climáticas e inundaciones, el sábado 22 de marzo de 2014, el río Huallaga se desbordó provocando la inundación de viviendas y predios agrícolas en la subdivisión de Huayopampa, distrito de Amarilis INFORME DE EMERGENCIA N° 244 - 23 de marzo de 2014/COEN-INDECI/07: 00 HORA."

## **2.2. Bases teóricas – científicas**

### **2.2.1. Inundación**

INDECI (2006). "Se considera como aquel desborde que se evidencia en la parte lateral del agua que representan los ríos, las represas como los mares, llegando a cubrir de forma temporal aquellos terrenos que se encuentran en

zonas bajas, adyacentes a sus riberas, las cuales son denominadas como zonas inundables. Suelen presentarse en épocas con grandes precipitaciones, de maremotos o marejadas, por lo cual, la inundación, se considera oleaje:"

CENAPRÉ (2014). "Este evento es causado por la lluvia, las olas, las mareas causadas por tormentas o incidentes de estructuras hidráulicas, el aumento del nivel de agua superficial libre de ríos y mares, destacando la invasión y la intrusión de agua en lugares. a menudo no existen, causando daños a la población, la agricultura, la ganadería, así como la infraestructura.

#### **2.2.1.1. Tipos de Inundación.**

Se destacan como tipo de inundación, considerándose su origen:

CENAPRED (2014). Inundaciones pluviales. "Se causan por la precipitación, en donde se evidencia que cuando el terreno se encuentra saturado, además, el agua de lluvia que excede empieza a acumularse, llegando a perdurar durante horas como días. Como parte de sus características, se encuentra que, el agua que se acumula, es aquella agua precipitada sobre dicha zona mas no la que proviene de otra zona."

CENAPRED (2014). Inundaciones fluviales. "Son provocadas cuando el agua que se presenta se llega a desbordar de los ríos quedándose sobre aquella superficie de terreno que se encuentra cerca de ellos. Cosa contraria es la de las pluviales, destacándose que este tipo de inundaciones, es donde ocurre que, el agua que se llega a desbordar sobre aquellos terrenos que se encuentran adyacentes correspondiente a precipitaciones que se registran en cualquier zona de la cuenca tributaria y que no necesita de la lluvia sobre aquella zona que se afecta. Resulta necesario de que se observe que el volumen que se escurre sobre aquel terreno por medio de los cauces, se verá aumentado con el



área de que aporta de lacuenca, por lo cual, las inundaciones fluviales que resultan importantes se originarán en los ríos con un mayor desarrollo o longitud, o que, lleguen hasta aquellas planiciescosteras.”

CENAPRED (2014). Inundaciones por falla de infraestructura hidráulica. “Se destaca como aquella causa que genera una inundación, aún peligrosa que las demás, si la capacidad con la que cuentan las obras que se destinan para proteger resulta ser no suficiente, denotándose a la inundación como mayor si es que se genera por aquella falla existente de la infraestructura cuando no existen obras. Manifestándose a las inundaciones por falta de obras de almacenamiento y central como aquellas poco frecuentes, puesto que si se presenta una descarga súbita se generaría probables fuerzas de arrastre, llegándose superar la capacidad del cauce, provocándose daños mayores a los que se generan cuando no existe la obra. Entre los factores de falla existente, se presentan el diseño escaso, de la mala operación, de la no presencia de mantenimiento o del fin de la vida útil de la obra.”

CENAPRÉ (2014). Daños causados por las inundaciones. "Las planicies de inundación, muchas veces, son áreas favorecidas para diversas actividades socioeconómicas, con alta densidad de asentamientos. Los impactos económicos y sociales de las inundaciones crean serios problemas debido a los grandes daños, incluyendo vidas humanas, causados en tales eventos.

Entre los principales daños causados por las inundaciones se encuentran:

- Innumerables daños humanos y animales.

- Innumerables pérdidas de bienes como infraestructuras de producción, servicios y viviendas.
- Reducción de las condiciones de vida.
- Pérdida de capacidad de compra y producción.

#### **2.2.1.2. Criterios para determinar el grado de peligrosidad**

INDECI (2017). El peligro observado depende de la probabilidad de que se produzca el fenómeno y de la intensidad de su ocurrencia. “Por lo cual, la intensidad se puede llegar a definir en función de la profundidad y la velocidad del agua, asimismo de la duración que presentan las inundaciones. Los criterios que se recomiendan para que se evalúe la intensidad en que se presentan las inundaciones suelen diferir de acuerdo a cada tipo de inundación presente. Para aquellas inundaciones que se presentan de manera estática se considerará la profundidad como la altura del flujo. Pero para aquellas inundaciones que son dinámicas, se llegará a recomendar el producto con que llega veloz por la profundidad del flujo (siempre y cuando los valores sean más altos, en cuanto se habla de intensidad que la anterior).”

INETER/COSUDE (2015). "Los umbrales se fijan en niveles de intensidad alta, media y baja, determinados teniendo en cuenta el peligro que una columna de agua determinada puede suponer para las infraestructuras o el hábitat, además de para la vida de las personas. En el cuadro 1 se presentan los intervalos establecidos para cada categoría. nivel de intensidad de la inundación.

Tabla 1 Rangos para cada nivel de intensidad para inundaciones (fuente: Adaptada de INETER/COSUDE, 2020)

Niveles de intensidad	Profundidad del flujo H(m)	Profundidad x Vel. Del Flujo (m <sup>2</sup> /s)
Alto	$H > 1.0$	$H*V > 1.5$
Medio	$0.5 < H < 1.0$	$0.5 < H*V < 1.5$
Bajo	$0.25 < H < 0.5$	$H*V < 0.5$ y $H > 0.25$

Inundaciones Estáticas		
Profundidad	>1.00 m	
	0.5 - 1.00 m	
	0.25 - 0.50 m	

Inundaciones Dinámicas				
profundidad	1.50m	0.75	1.50	2.25
	1.00m	0.50	1.00	1.50
	0.5m	0.25	0.50	0.75
		0.50	1.00	1.50
		Velocidad (m/s)		

## 2.2.2. Hidráulica y Morfología

El objetivo de la hidráulica fluvial es proporcionar información sobre las propiedades físicas de los ríos.

Rocha (1998). Por ejemplo, afirma que las condiciones climáticas (precipitaciones, temperatura), las características geológicas (topografía, litología, suelos) y la presencia de vegetación influyen en el comportamiento hidrológico y contribuyen a determinar la sección transversal de los canales, así como a la evolución de los cursos de agua de formas fluviales".

### 2.2.2.1. Clasificación de ríos

Rocha (1998). Existen varios tipos y criterios para clasificar los ríos, cada uno con su propia historia y finalidad. "Algunos de ellos son muy importantes en el desarrollo de esta tesis, se clasifican de la siguiente manera:

#### a) Porque se ve fácilmente afectado por las inundaciones

- El río no tiene zona inundable (limitada).
- Los ríos tienen zonas inundables.

La presencia de dos cauces, es decir, la presencia de llanuras de inundación, se debe al movimiento horizontal del río a lo ancho de la llanura aluvial a lo largo del tiempo.

El movimiento lateral de los ríos hace que surjan nuevos cauces en determinadas zonas, lo que puede aprovecharse para construir terrazas fluviales.

Las crecidas con periodos de retorno cortos ocupan pequeños cauces, a veces de escaso caudal. A medida que el periodo de retorno se alarga, el río desborda el cauce secundario y se deposita en un cauce lleno, cauce principal o cauce de inundación.

*Ilustración 1 Llanura de Inundación (fuente: gráfico adaptado de Rocha, 1998)*



**a) Por su Forma**

Los ríos se pueden clasificar basándose en el patrón del lecho del río, es decir, la configuración de los ríos vistos en el diagrama, en un mapa aéreo. Según el esto, se clasifican en rectangulares, meandriformes, entrelazados y combinaciones de esto.

**1) Ríos por su cauce Rectos**

De hecho, no hay pruebas de la existencia de ríos rectos, pero a

menudo se habla de estados de transición a meandros.

Rocha (1998), De acuerdo a su experiencia dada, en cuanto al ámbito del curso de agua, que son realmente rectos, son tan raros que llegan a ser considerados como no existentes. sin embargo, se dice que algunos ríos presentan pequeños tramos rectos, o tal vez, casi rectos, los cuales, se les denomina como semirectos, cuya distancia parece ser 10 veces el ancho del río. Esta presencia aleatoria de pequeños tranvías rectos se debe generalmente a la presencia de alguna estructura geológica. Además, un rectángulo puede definirse como un rectángulo cuya sinuosidad es tan pequeña que puede amortizarse, por lo que, en un tramo recto, se considera teóricamente que su índice de sinuosidad es 1. 20, por supuesto, indica este, que representa el índice de sinuosidad conadon el valor mencionado anterior."

### **Ríos de cauces Trenzados**

En este tipo de río ramificado, hay una serie de canales secundarios o afluentes que se comunican entre sí y forman riberas o islas de transición entre ellos. Cabe señalar que se trata de multicanales.

Estas cadenas acabarán separándose y volviéndose a conectar. En este tipo de río, existe un flujo sinuoso, también conocido como entrelazamiento. Se menciona entonces que los cauces se entrelazan, detallando que los brazos exhiben trazos permanentes.

Estos cambios pueden verse claramente después de grandes inundaciones. Cuando se construye un puente al pie de un río encajado, se necesita un gran vano debido a la anchura necesaria del río, no se puede ignorar su diversidad; Rocha (1998, p. 187).

Postulamos que se producirá un río ramificado cuando en un caudal dado se produzca un gran transporte tanto de líquido como de sólidos, reduciéndose el caudal líquido, de modo que los sólidos que no

puedan ser transportados se depositarán. persistentemente. en el lecho, formando islas o barras.

Los ríos estratificados se darán en arroyos con grandes cantidades de sólidos en el fondo, especialmente aquellos con sólidos gruesos. En general, tanto en los márgenes existentes como en el lecho, encontramos pequeñas cantidades tanto de limo como de arcilla. Además, los ríos que se bifurcan están marcados como inestables y su comportamiento es muy variable. Apareciendo con grandes pendientes, además de pequeños calados o trezados, su anchura también llega a ser grande. Es posible contar con grandes cantidades de sólidos de fondo que superan la capacidad de carga actual. Por este motivo, el exceso de sólidos se deposita, formando islas temporales y orillas de forma inestable. El río se dividirá en diferentes brazos muy sinuosos en torno a las orillas que se formen.

Rocha (1998). De ahí la presencia de dos causas o motivos. "Cuando se unen o se hacen de forma independiente, se puede crear un río ramificado:

- La presencia excesiva de sedimentos impide que el río los transporte todos, lo que provoca que parte de los sedimentos se depositen en el lecho del arroyo, formando bancos o islas.
- Las grandes pendientes forman fácilmente pequeños arroyos.

Está claro que la primera razón comunicada y presentada es cuando la capacidad de carga del río es insuficiente para transportar la cantidad de sólidos del lecho que aparecen en el río debido a la erosión creada por la cuenca.

La capacidad de transporte es la cantidad máxima de material sólido del fondo, de un tamaño de partícula dado, que una corriente de agua puede transportar a un caudal determinado. Se menciona que una

variante de ríos entrelazados formada por ríos anastomosados, surge cuando la corriente principal se dividirá en ramales y volverá al cauce principal tras realizar una operación de regeneración determinada".

## **2) Los Ríos de cauces Meándricos**

La tendencia a formar las llamadas curvas suele ser característica de los ríos aluviales, por lo que se les denomina curvas. Menciona que tienen una tendencia natural a no seguir una determinada trayectoria recta, lo que permite describir la manifestación de su inestabilidad. Por lo tanto, es evidente que la presencia de curvas provocará un aumento significativo del caudal del río, reduciendo así la pendiente, así como la velocidad media del caudal.

Este tipo de río está formado por la sucesión de diferentes curvas, con un valor de referencia de un índice de sinuosidad superior a 1,5. Se menciona que un río aluvial se considera meandriforme cuando son muchas las curvas en las que aparecen estas curvas, o incluso pasos en zigzag por los que discurren.

Rocha (1998). "El canal roca puede volverse sinuoso, pero no exhibe meandros porque estos meandros son móviles. Se destaca que la excelente movilidad demostrada es una buena razón para las técnicas de ingeniería a la hora de planificar una estructura, como una carretera o un puente.

Está claro que existen grandes similitudes entre los distintos ríos, entre sus relaciones específicas entre la anchura del río y el radio de curvatura.

Detalla que, para estos ríos aluviales, se demuestra que el sentido meandriforme parece ser el más razonable y eficaz del sistema permitiendo una minimización gradual de su pendiente para alcanzar condiciones de equilibrio dinámico. Aunque algunos ríos presentan

grandes tramadas casi rectas, la mayoría de los ríos del delta tendrán un curso sinuoso más regular y varonil.

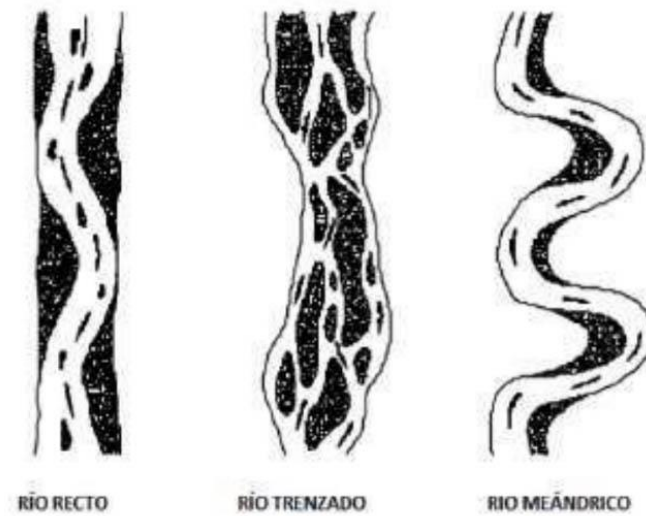


Ilustración 2 Clasificación de los ríos por su forma (fuente: gráfico adaptado de Rocha, 1998)

### 2.2.3. Sinuosidad Hidráulica

Schumm (1963). Detalla que la mayor tortuosidad se produce en los arroyos con pendiente poca, en contraposición al punto más bajo que representan los lechos de arroyos con pendientes más pronunciadas. "Por lo tanto, puede haber una mayor fuerza de erosión. En detalle, para calcular el grado de seno, se propone definirlo de la siguiente manera:

donde desarrollo de meandros existía en el cauce original, y este cálculo debe hacerse en relación con la longitud de este cauce respecto a la longitud máxima que produjo el valle que lo formaba.

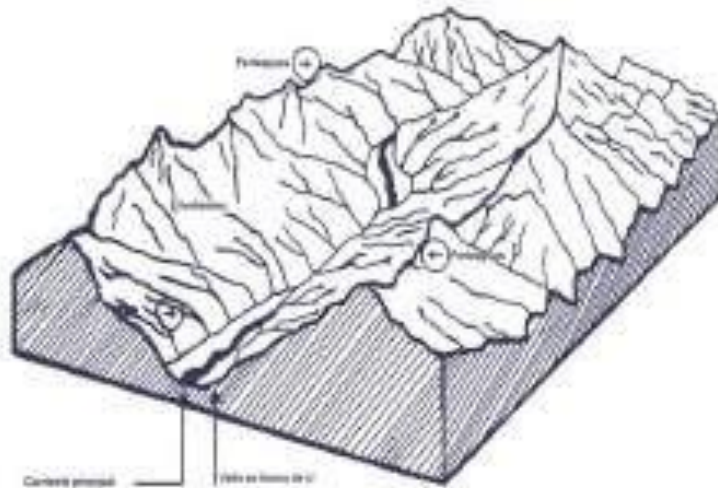
Tabla 2 Índices de sinuosidad para ríos (fuente: elaboración propia)

Tipo de canal	Índice de sinuosidad
Rectilíneo	1 - 1.2
Transicional	1.2 - 1.5
Regular	1.5 - 1.7
Irregular	1.7 - 2.1



#### 2.2.4. Cuenca Hidrográfica

Según Villon (2002), la palabra "cuenca hidrográfica" se refiere a "la superficie de terreno donde se hace conectar el agua de lluvia a un único canal de agua". (página 21). Aparicio (2013) define una cuenca hidrográfica como "un área de superficie terrestre donde las precipitaciones están expuestas a una escorrentía igual, si el área es impermeable". (página 19)."



*Ilustración 3 Secciones primarias (fuente: gráfico adaptado de Rocha, 1998)*

Las partes principales de la cuenca fluvial son: Los puntos con mayor elevación del terreno delimitan dicho terreno; Las laderas son el lugar de generación y difusión del flujo en la red de drenaje, convergiendo hacia un cauce principal, con salida en el cañón boca 0 de la cuenca.

Una cuenca hidrográfica puede definirse a partir de una porción de la superficie terrestre formada por laderas concentradas topográficamente de tal manera que convierten la mayor parte de la precipitación en escorrentía que fluye hacia ellas para formar una corriente que llega a una salida. La única salida, situada en la zona inferior. En el proceso de desarrollo topográfico, las cuencas hidrográficas desempeñan un papel clave en la investigación geomorfológica para gestionar los recursos terrestres e hídricos.

Una comprensión exacta y precisa de la composición hidrológica de una

cuenca fluvial es fundamental para una gestión eficaz, lo que exige una investigación en profundidad de cada subcuenca para elaborar planes de gestión adecuados que requieren grandes cantidades de datos. La mayoría de las cuencas fluviales de la India no disponen de equipos de medición adecuados. El análisis morfológico de una cuenca fluvial indica sus propiedades y puede facilitar la síntesis de las características hidrológicas. Elaborar un plan de gestión y aplicarlo adecuadamente en las grandes cuencas fluviales es difícil debido a las condiciones geoambientales o a la rentabilidad.

Evaluación de los parámetros morfométricos, requisitos previos en la preparación del mapa de drenaje, ordenación de numerosos arroyos, medición del área de la cuenca (A), perímetro de la cuenca (P), longitud de arroyos de diferentes órdenes, elevaciones más altas y más bajas ( $H_{max}$ ,  $H_{min}$ ), relieve de la cuenca (H), relación de bifurcación ( $R_b$ ), relación de relieve ( $R_h$ ), densidad de drenaje ( $D_d$ ), frecuencia de la corriente ( $F_s$ ), relación de textura ( $R_t$ ), factor de forma ( $F_f$ ), la relación circulatoria ( $R_c$ ) y la relación de elongación ( $R_e$ ) que ayudan aún más a reconocer la naturaleza de las cuencas de drenaje.

#### a) Partes de la cuenca hidrográfica

Según (Villón Béjar M., 2015) menciona "que se descubre una frontera hídrica (cuenca hidrográfica) que incluye tres cuencas, y que la actividad basada en el uso y consumo del recurso hídrico (agua) cambiará en función del diseño del terreno o de la existencia de residentes.". (p. 22) llegándose a evidenciar lo siguiente:

- **La Cuenca alta:** Cahuana y Yugar (2009). denominan "los tramos superiores o cuencas fluviales están sometidos a menos presión demográfica y cuentan con montañas nevadas y glaciares; también tienen vegetación que cubre praderas y bosques". (página 14).
- **La Cuenca media:** Puelles (2015). señala que "en esta región se

realiza una mayor proporción de actividades productivas, donde la cuenca se divide en cuenca alta y cuenca baja". (página 31).

- **La Cuenca baja o zonas transicionales:** Puelles (2015) la define como "una cuenca situada en una zona de baja elevación, principalmente cerca de la costa. Se define por la ocurrencia persistente de diversos fenómenos como inundaciones o sequías. en las cuencas alta y media. (página 31)".



*Ilustración 4 Partes de una cuenca hidrográfica (Fuente: Adaptada de world vision-manual de manejo de cuencas)*

### 2.2.5. Parámetros Morfométricos de la cuenca

Se considera una medición cuantitativa el estudio de las características físicas de una cuenca, mediante el análisis de la red de drenaje, la forma de la cuenca a partir del cálculo de valores numéricos, así como su pendiente. En una situación similar, cabe señalar que la medición realizada en el mapa debe contener la información necesaria, tanto topográfica como hidrológica.

En cuanto a la morfología de las cuencas, es necesario estudiar las similitudes de los flujos de diferentes tamaños para poder aplicar los resultados de los modelos desarrollados a pequeña escala a prototipos más grandes.

Entre otras características, se menciona que el objetivo principal de estos

estudios es orientar o trabajar para eliminar la posibilidad de inundaciones máximas o inundaciones en situaciones de tormenta, cuyos efectos en el ámbito socioeconómico cobraron especial importancia en la época de uso y ocupación del Territorio cuando se determinaron medidas estructurales para controlar las inundaciones en casos especiales.

Además, "la morfología de la cuenca hidrográfica equivale a lo que se denomina morfología de la cuenca federada" (Linsley et al, 1977, p. 347); y la geomorfología de la cuenca hidrográfica según Chow, aunque esta última terminología no es del todo coherente.

Los criterios que han demostrado ser muy importantes y de gran trascendencia para una cuenca son:

#### **2.2.5.1. Parámetros de forma**

Debido a la importancia de la configuración de la cuenca, la cuantificación de estas características debe hacerse mediante coeficientes e índices, a menudo relacionados con el movimiento del agua y la respuesta de la cuenca a ese movimiento.

Entre los principales elementos del formulario, se establecen los siguientes:

##### **a) Área:**

Consideramos que esta dimensión representa la superficie de cada cuenca km<sup>2</sup>. Obtenida automáticamente a partir de la digitalización y polinización de cada cuenca mediante programas informáticos de sistemas de información geográfica, muestra que la superficie de una cuenca tendrá una relación coherente con los acontecimientos que se produzcan en ella.

Además, el límite de una cuenca topográfica y su correspondiente cuenca de aguas subterráneas puede no tener siempre

la misma proyección horizontal, por lo que puede formarse una delimitación topográfica o una delimitación real, que corresponde a la delimitación que tiene en cuenta la proporción de aguas subterráneas. (Villón, 2002, p.22)

Cabe señalar que estas cuencas pueden dividirse en pequeñas y grandes.

- **Cuenca Grande.**

Villón (2002). "Se considera como aquella cuenca en las cuales predominan aquellas particularidades fisiográficas de la misma, tales como la elevación, el área, cauce y pendiente. Dentro de la cuenca para finalidad práctica se considerará grande, cuando el área llega a ser superior a los 250 km<sup>2</sup>."

- **Cuenca Pequeña**

Villon (2002). "Se consideraría así una cuenca que tiende a responder a precipitaciones de gran intensidad y corta duración, en la que las características físicas dependen del tipo de suelo y de la vegetación, tan importantes como el lecho del río. Una cuenca hidrográfica es una cuenca cuya superficie variará desde unas pocas hectáreas hasta un cierto límite que, por razones prácticas, se considerará de 250 km<sup>2</sup>."

*Tabla 3 Denominación de la cuenca según su área (elaboración propia)*

ÁREA DE LA CUENCA (A), KM <sup>2</sup>	
Cuenca Grande	$A > 250 \text{ km}^2$
Cuenca Pequeña	$A \leq 250 \text{ km}^2$

b) **Perímetros**

Villon (2002). Menciona "Tiene una forma uniforme dentro de los límites de la forma de la cuenca hidrográfica proyectada en una cuenca

plana y conservada tras la delimitación de la cuenca".

c) **Longitud Axial:**

Determinamos la longitud como en línea recta desde este puntoo el punto más alto de la cuenca o parte superior de la cuenca y un punto específico del estuario, caudal superior o punto inferior de la cuenca.

d) **Longitud del Cauce:**

Se menciona que esta longitud se convierte en un criterio relacionado con el tiempo de ocurrencia de la concentración y la geometría, que conduce al nivel de intensidad del flujo directo de la cuenca. Su medición con un curvímetro, que se expresará en kilómetros, permite comprobar la distancia que existe entre el punto de transmisión y el final de un tramo del mismo orden que el tramo que representa la cuenca.

e) **Ancho Promedio (Ap):**

Corresponde a la zona de la cuenca que está vinculada a la longitud axial, por lo que se expresa de la siguiente manera:

$$Ap = A/La$$

Dónde: Ap = Ancho promedio (Km) A = Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

La = Longitud Axial (Km).

f) **Factor de Forma (Ff):**

Villón (2002). indica que "la relación establecida entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud mayor del cauce o el río, lo cual se evidencia lo siguiente:

$$Ff = \frac{\text{ancho promedio de la cuenca}}{\text{longitud mayor del cauce}}$$

$$Ff = \frac{B \times L}{L \times L} = \frac{A}{L^2}$$

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

Dónde:

Ft= Factor de forma

B= Ancho promedio de la cuenca (km)

A= Área de la cuenta (KM2)

L= Longitud mayor del cauce (km)”

Tabla 4 Forma de la cuenca en función al factor de forma (fuente: adaptado de Villón, 2002)

Factor de forma	Forma de la cuenca
F > 1	Redondeado
F < 1	Alargada

g) **Índice De Compacidad (Kc):**

Otro índice de forma, enunciado por Kc, Villón (2002) describe qué “es el producto en que se divide el perímetro de la cuenca por el perímetro de un círculo que presenta la misma área que, de la propia cuenca, para que se halle tal valor, se empleará la siguiente fórmula”, (p. 41):

$$Kc = \frac{\text{perimetro de la cuenca}}{\text{perimetro de un circulo de igual area}}$$

$$Kc = \frac{P}{P_0} = \frac{P}{2\pi r}$$

$$Kc = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Dónde:

K= Índice de compacidad.

0.28 = Valor constante.

P = Perímetro de cuenca (Km).

A = Área de cuenca (Km<sup>2</sup>).

Para este valor adimensional, que es independiente del área que se encuentra en estudio, teniendo por concepto, un valor de 1 para aquellas cuencas imaginarias de una forma exacta de círculo.

El valor de Kc nunca será inferior a uno. Cuanto más se aproxime este índice a la unidad, mayor será la concentración de agua, es decir, cuanto menor sea el valor de Kc, mayor será la concentración de agua. El valor de este parámetro puede clasificarse en tres grupos, como se muestra en la Tabla N° 5.

Tabla 5 Índice de Gravelius para la evaluación de la forma (fuente: adaptado de Ortiz, 2004)

Clase de geometría	Rango	Descripción
Kc	1 < Kc ≤ 1.25	Forma casi redonda oval - redonda
Kc	1.25 < Kc ≤ 1.50	Forma oval - redonda a oval - alargada
Kc	1.50 < Kc ≤ 1.75	Forma oval – alargada a alargada

### 2.2.5.2. Parámetros de relieve

La altitud se define como la diferencia de elevación entre dos puntos de referencia. La diferencia de elevación entre el punto más alto



de la cuenca y el sistema de drenaje es responsable del relieve significativo de esta cuenca. El índice de relieve se define como la relación entre el nivel más alto de relieve de la cuenca y la distancia horizontal recta más larga de la cuenca medida en dirección opuesta al curso de agua principal. Por lo tanto, el relieve es una medida de la gravedad de la erosión activa en la cuenca.

**a) Pendiente Media del Cauce (Sc):**

Este criterio se considera en el sector del agua porque está asociado a las características hidráulicas del flujo, especialmente a la velocidad de propagación de las ondas de crecida y a la capacidad de transporte de sedimentos.

**b) Pendiente Media de la Cuenca:**

Villón (2002). "La pendiente media del terreno es un criterio esencial porque proporciona una indicación de la velocidad media de escorrentía y de la fuerza de arrastre y erosión en la cuenca, ya que está relacionada con la infiltración, la escorrentía superficial, la contribución de las aguas subterráneas al flujo y el tiempo de escorrentía."

Villon (2002). "La pendiente de una cuenca está relacionada con la diferencia de elevación entre los dos extremos de la cuenca, que vienen a ser las elevaciones más alta y más baja, así como con la proyección horizontal de su longitud, que viene a ser el lado más largo del área de la cuenca."

Dónde:

Alta pendiente. -  $> 30\%$  mayor velocidad de escorrentía, disminuye la capacidad de infiltración.

Baja pendiente. -  $< 30\%$  menor velocidad de escorrentía, mayor capacidad de infiltración.

**c) Curva Hipsométrica:**

Villon (2002). "Una curva altimétrica es una representación gráfica del cambio de elevación de una cuenca hidrográfica obtenida a partir de un plano topográfico tomando los valores porcentuales de la superficie situada por debajo de un punto determinado, que inicialmente será el punto más cercano a la cuenca hidrográfica y que aumentará progresivamente en función del valor de elevación de la curva de nivel alrededor de la franja de terreno definida y del punto de salida, que suele ser el punto más cercano a la cuenca hidrográfica.

Se divide en tres zonas (figura 5):

- Los ríos jóvenes reflejan cuencas con alto potencial de erosión.
- Río maduro, cuenca equilibrada.
- Ríos antiguos, cuencas sedimentarias.

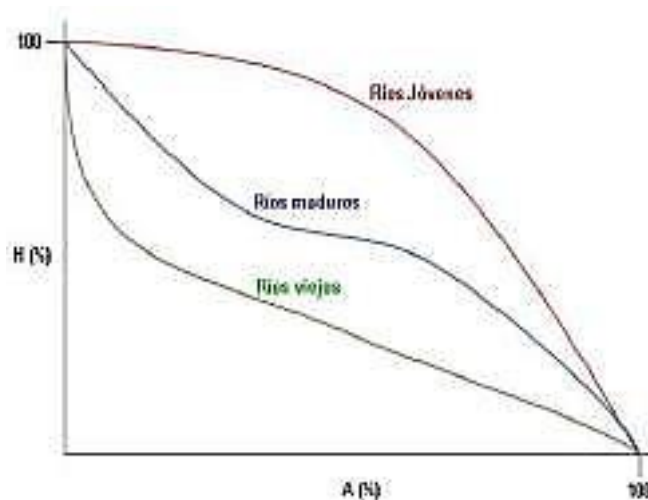


Ilustración 5 Clasificación de los ríos de acuerdo a la curva Hipsométrica (fuente: grafico adaptado de Villón, 2002)

### 2.2.5.3. Parámetros Relativos a la Red de Drenaje

#### ➤ Clasificación de Cursos de Agua.

Se considera como aquellas corrientes que se suelen dividir en 3 clases las cuales dependerán del tipo del escurrimiento, el cual se encuentra vinculado con aquellas características tanto físicas como de las condiciones del clima que presenta la cuenca. (Villón, 2002, p. 61).

Demostrándose que la corriente, la cual será efímera, intermitente y perenne.

**a) Corriente Efímera**

Se considera el lugar donde pasará la mayor parte del tiempo, especialmente durante la época de lluvias o lo que ocurra inmediatamente después.

**b) Corriente Intermitente**

Se dice que es por donde se transporta el agua la mayor parte del tiempo, especialmente durante la estación de lluvias; se menciona que su aporte no cesa cuando el nivel freático desciende por debajo de la profundidad del lecho del río.

**c) Corriente Perenne**

Este tipo de agua consiste en agua continua, incluso durante la estación seca, y se suministra continuamente, ya que el nivel freático siempre estará por encima del fondo del canal.

Villon (2002). se define como "un criterio que relaciona el número de cursos de agua con la superficie de drenaje de la cuenca medida en (corr/km<sup>2</sup>)" (p. 60), es decir:

$$Dc = \frac{Nc}{A}$$

Dónde:

Dc= Densidad de drenaje (corr. / km<sup>2</sup>)

Nc= Numero de corrientes (corr.)

A= Área total de la cuenca (km<sup>2</sup>)

**d) Densidad de Drenaje (Dd):**

Villón (2002). considera como "la densidad de drenaje de una cuenca como el cociente entre la longitud total de las corrientes de flujo pertenecientes a su red de drenaje y la superficie de la cuenca en

Km/km<sup>2</sup>" (p. 63).

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

Dónde:

Dd= Densidad de drenaje

L= Longitud total de las corrientes (Km)

A= Área total de la cuenca (km<sup>2</sup>).

Villon (2002). La densidad de drenaje se considera un criterio para medir la probabilidad de la naturaleza del suelo. "Se establece dentro de la cuenca de captación. Además, se menciona que, se expresa una idea del grado de cobertura dentro de la cuenca, verificando que los valores altos representarán áreas con vegetación baja, donde el suelo es fácilmente impermeable o, Por otro lado, el valor bajo se refiere a suelos duros, fácilmente erosionables o muy permeables y con densa cobertura vegetal. En función de la densidad de drenaje, se establecen las siguientes características de drenaje para la cuenca.

Cuadro N° 6: Características de la cuenca en función de la densidad de drenaje (Fuente: Elaboración propia)

*Tabla 6 Características de la cuenca en función de la densidad de drenaje (Fuente: Elaboración propia)*

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA	DENSIDAD DEL DRENAJE
Regularmente drenada	0.0 < Dd > 1.0
Normalmente drenada	1.0 < Dd > 1.5
Bien drenada	Dd > 1.5

### 2.2.6. Análisis de Consistencia

Este análisis viene a ser considerado como aquella técnica que permitirá realizar la detección, la corrección y eliminación de los errores sistemáticos

como aleatorios que se suelen presentar en series hidrometeorológicas, donde la serie que se analiza tendrá que ser homogénea, tendrá consistencia y será confiable. (Aliaga, 1985, p. 77) La heterogeneidad se define como la incoherencia en las series hidrológicas, que puede deberse a diversos errores aleatorios como a errores sistemáticos.

- Aparecerán errores aleatorios debidos a imprecisiones en estas mediciones, malas lecturas, mal funcionamiento de los equipos, errores en las copias, etc.
- Los errores que se producen por orden son los que tienen mayor importancia por su repercusión, dando lugar a un aumento o disminución sistemática de los datos, que puede ser natural, artificial o provocado por el hombre.

La homogeneidad e inconsistencia de las series históricas puede introducir ciertos tipos de errores de forma significativa en todos los análisis que se realicen en el futuro, arrojando resultados muy sesgados. Además, los valores atípicos como inconsistencias en las series históricas se expresarán en forma de tendencias como saltos.

Antes de proceder a la modelización matemática de cualquier serie hidrológica, es necesario realizar un análisis coherente para obtener una serie consistente, coherente y fiable.

#### **2.2.6.1. Análisis de doble masa**

En el análisis de doble masa, Villón (2002) propuso asociar la precipitación anual acumulada de una estación "X" (la estación investigada) con el valor comparable de la precipitación anual acumulada de un conjunto de estaciones cercanas. Si se ha observado bien la

estación de inspección, los puntos deben estar situados en línea recta; sin embargo, si hay interrupciones o cambios de pendiente en la carretera, esto indica que es necesario ajustar los datos de la estación. Los registros más antiguos suelen editarse y basarse en los registros más recientes, ya que se considera que los datos de años anteriores se han obtenido con mejores enfoques que los datos utilizados en los registros anteriores.

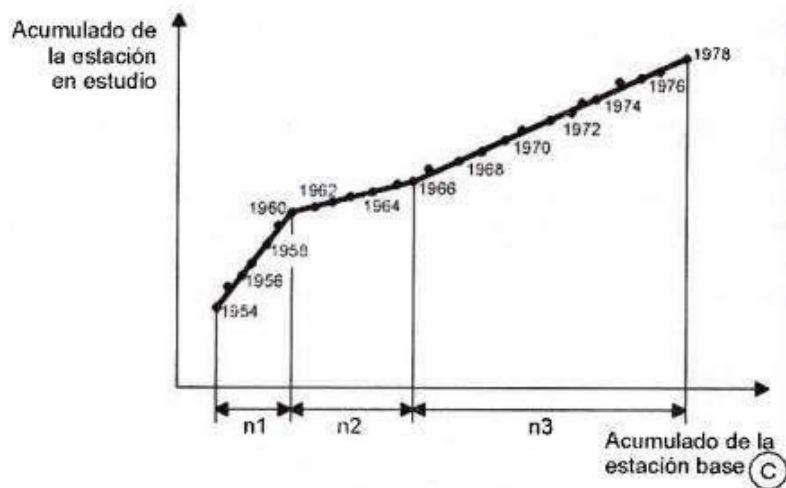
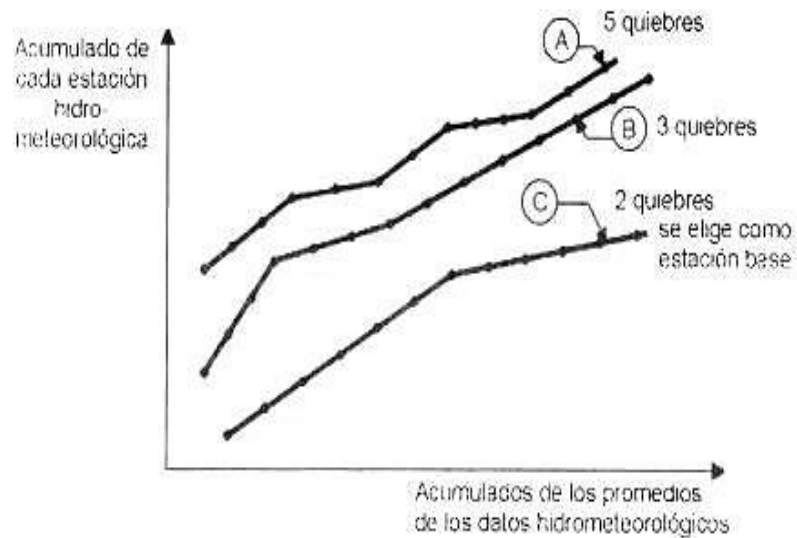


Ilustración 6 Modelo de gráfica de doble masa de tres estaciones (fuente: gráfico adaptado de Villon, 2002)

Del mismo modo, el propio análisis de masas duales implica determinar el origen de los fenómenos naturales a través de lagunas en la carta o si se deben a errores sistemáticos. En este último caso, puede

derivarse una serie de intervalos sospechosos y fiables para cada estación analizada, que deben resolverse con criterios estadísticos. En el caso de la figura 5, el análisis de volumen dual ayudará a obtener los periodos de tiempo  $n_1$ ,  $n_2$  y  $n_3$  para su análisis en el análisis estadístico. (pp. 312, 313, 314)

### 2.2.6.2. Análisis de homogeneidad

Tras obtener los gráficos utilizados para probar el doble volumen, se confirma que los posibles periodos de ajuste, así como los periodos de datos, conservarán sus valores originales, gracias al análisis estadístico de los saltos en la media y la desviación típica.

#### a) Consistencia de la Media o prueba T – Student.

Para los análisis realizados mediante estadística, debe realizarse una prueba mediante t-test si las medias esperadas  $(\bar{x}_1, \bar{x}_2)$  de las submuestras resultan ser estadísticas iguales o estadísticamente diferentes con una probabilidad del 95%. o puede tener un nivel de significación del 5% de la siguiente manera:

- Cálculo de la media y de la desviación estándar para las submuestras, según:

$$\bar{x}_1 = \frac{1}{n_1} \sum_{i=1}^{n_1} x_i \quad S_1(x) = \left[ \frac{1}{n_1-1} \sum_{i=1}^{n_1} (x_i - \bar{x}_1)^2 \right]^{1/2}$$

$$\bar{x}_2 = \frac{1}{n_2} \sum_{j=1}^{n_2} x_j \quad S_2(x) = \left[ \frac{1}{n_2-1} \sum_{j=1}^{n_2} (x_j - \bar{x}_2)^2 \right]^{1/2}$$

Dónde:

$X_i$  = valores de la serie del periodo 1

$X_j$  = valores de la serie del periodo 2

$\bar{x}_1, \bar{x}_2$  = media de los periodos 1 y 2 respectivamente

$S_1(x), S_2(x)$  = desviación estándar de los periodos 1 y 2 respectivamente

$n$  = tamaño

$n_1, n_2$  = tamaño de las submuestras

- $n = n_1 + n_2$

$$t_c = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{s_{\bar{d}}}$$

Además:

$$s_{\bar{d}} = s_p \left[ \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right]^{0.5}$$

$$s_p = \left[ \frac{(n_1 - 1)S_1^2 + (n_2 - 1)S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \right]^{0.5}$$

Siendo:

$s_{\bar{d}}$  = desviación de las diferencias de los promedios

$s_p$  = desviación estándar ponderada

- Cálculo del t tabular (tt):

El valor crítico se obtiene a partir de la tabla t de Student (Ver Apéndice), con una probabilidad del 95% o con un nivel de significación del 5%, que representa un valor de  $\alpha/2 = 0,025$  y tiene grados de libertad  $v = n_1 + n_2 - 2$ .

- Comparación del  $t_c$  con el  $t_t$ :

Si  $|t_c| \leq t_t$  (95%), entonces  $\bar{x}_1 = \bar{x}_2$  (estadísticamente).

En este caso, siendo las medias  $\bar{x}_1 = \bar{x}_2$  estadísticamente no se debe realizar proceso de corrección.

Si  $|t_c| > t_t$  (95%), entonces  $\bar{x}_1 \neq \bar{x}_2$  (estadísticamente).

En este caso, siendo las medias  $\bar{x}_1 \neq \bar{x}_2$  estadísticamente se debe corregir la información.

### 2.2.6.3. Consistencia De La Desviación Estándar 0 prueba de Fisher

Tras señalar que el análisis estadístico consiste en determinar si los valores de la desviación típica de las submuestras son estadísticamente similares o diferentes con una probabilidad del 95% o un nivel de significación del 5% mediante la prueba "F". Respete los



siguientes factores:

**a) Cálculo de las varianzas de ambos periodos:**

$$S_1^2(x) = \left(\frac{1}{n_1 - 1}\right) \sum_{i=1}^{n_1} (x_i - \bar{x}_1)^2$$

$$S_2^2(x) = \left(\frac{1}{n_2 - 1}\right) \sum_{j=1}^{n_2} (x_j - \bar{x}_2)^2$$

**b) Cálculo del F calculado (Fc), según:**

$$Fc = \frac{S_1^2(x)}{S_2^2(x)}, \text{ si } S_1^2(x) > S_2^2(x)$$

$$Fc = \frac{S_2^2(x)}{S_1^2(x)}, \text{ si } S_2^2(x) > S_1^2(x)$$

**c) Cálculo del F tabular (valor crítico de F 0 Ft)**

Se obtiene de las tablas "F" (Ver anexo) para una probabilidad del 95%, es decir, con un nivel de significación  $\alpha = 0.05$  y grados de libertad:

$$G.L.N = n_1 - 1, \quad \text{si } S_1^2(x) > S_2^2(x)$$

$$G.L. D = n_2 - 1$$

Dónde:

$$G.L.N = n_2 - 1, \quad \text{si } S_2^2(x) > S_1^2(x)$$

G.L. N= grado de libertad del numerador

$$G.L. D = n_1 - 1$$

G.L. D= grado de libertad del denominador

**d) comparación Fc con Ft**

- Si  $F_c \leq F_t$  (95%), entonces  $S_1(x) = S_2(x)$  estadísticamente.
- Si  $F_c > F_t$  (95%), entonces  $S_1(x) \neq S_2(x)$  estadísticamente, por lo que se debe corregir.

**2.2.7. Análisis de frecuencia**

Fattorelli y Fernández (2011). Afirman que "Para realizar el diseño

hidrológico es necesario conocer la probabilidad de ocurrencia de ciertos eventos de diferentes magnitudes, por lo que se debe realizar el diseño estructural.

Para mejorar la seguridad, las estructuras deben ser capaces de controlar las situaciones más extremas que puedan producirse. Sin embargo, desde el punto de vista económico, el coste de la estructura es obvio y el plazo de amortización que cabe esperar de su construcción o cuando ésta alcance un nivel aceptable de seguridad depende de los daños que pueda causar su rotura. deben justificarse. Por lo tanto, el diseño hidrológico se considera un compromiso entre seguridad y economía, y en este contexto se introduce el concepto de riesgo calculado o riesgo de accidente. El diseño hidrológico indica que la probabilidad de que se produzca un suceso, estimada por métodos estadísticos en el momento del análisis de frecuencias, muestra que el objetivo principal del análisis de series hidrológicas es determinar el periodo de recurrencia de un suceso de cierta magnitud".

#### **2.2.7.1. Modelos y Procesos Hidrológicos.**

Un modelo matemático es considerado como una simplificación de una determinada situación real, la cual se expresa a través de una determinada cantidad de suposiciones o hipótesis, las cuales se traducen en lenguaje matemático y que conducirán, luego de una correcta manipulación, empleándose las técnicas matemáticas correctas; una gran cantidad de resultados, cuyo análisis que se obtendrán permitirán dar a conocer la situación real que no se puede apreciar a primera vista con tanta claridad.

Chow (1994). Destaca. "Que los modelos matemáticos al aplicarse podrán lograr una simulación del fenómeno hidrológico natural, el mismo que se considera como un sistema o proceso.

Un proceso es cualquier fenómeno que experimenta cambios,

la mayoría de los cuales están ligados al tiempo. Como prácticamente todos los fenómenos hidrológicos en la práctica fluctúan en el tiempo, se denominarán procesos hidrológicos. Si se omite la posibilidad de que las variables que intervienen en el proceso ocurran, se dice que el modelo obedece a una ley de certeza, pero no a una regla de probabilidad, y el proceso y el modelo se definen como deterministas. En otras palabras, si se incluye la variable azar, y se añade la idea de probabilidad en la formulación del modelo, es obvio que el proceso y el modelo se considerarán probabilísticos o estocásticos.”

Tratándose de ello, se evidencia que, un proceso estocástico, difiere del probabilístico, en donde, el primero se resulta como variable frente al tiempo, mientras que, el segundo, es aquel que dependerá de la temporalidad. Se puede detallar que, los modelos probabilísticos, permiten realizar predicciones, pero los de nivel estocástico, podrán ejecutar pronósticos.

Entonces, se describe que, los procesos hidrológicos se consideran como más o menos estocásticos. Asumiéndose como probabilísticos o determinísticos, solamente para que simplifique su análisis.

#### **2.2.7.2. Periodo de Retorno**

Villon (2002) afirma que:

El intervalo de recurrencia se define como el periodo medio de tiempo en años durante el cual un suceso de tamaño  $X$  será, por término medio, igualado o superado al menos una vez. También indica que un suceso es igual o mayor.

$$T = \frac{1}{P(X \geq x)}$$

Dónde:

P (X): Probabilidad de ocurrencia de un evento  $\geq x$

T: Periodo de retorno.

a X, ocurriendo una vez en T años, por lo cual, su probabilidad de ocurrencia P, será igual a 1 en T casos. (p. 21) Lo cual se detalla en la siguiente fórmula:

Por lo tanto, si la variable aleatoria representa un suceso anual a lo sumo 0, entonces el periodo de retorno es el valor esperado del número de años hasta que se produzca un suceso de tamaño igual o superior al tamaño de un diseño predeterminado o de un suceso importante.

La palabra es problemática porque su uso llevará al profano a creer que hay Taños entre tales magnitudes de ocurrencia, pero el efecto de tal magnitud en cualquier tiempo seguirá siendo T-1, independientemente de si tal evento ocurrió en el año anterior o en el más reciente. (Fernández y Salas, 1995, p. 23)

#### **2.2.8. Procedimiento de Análisis**

Rivano (2004) destaca que:

El procedimiento de análisis de la frecuencia comprenderá las etapas que a continuación se anuncian:

- Comprobar la fiabilidad de los datos hidrológicos.
- Formular hipótesis sobre algunos modelos de probabilidad.
- Estimar indicadores estadísticos sobre la función de distribución de probabilidad de cada modelo seleccionado.

- Desarrollar experimentos para seleccionar el modelo de probabilidad que mejor describa el fenómeno a representar.
- Desarrollar estimaciones de los valores de diseño correspondientes al periodo de amortización de los intereses del préstamo.

### **2.2.8.1. Modelos de Distribución de Probabilidades.**

El análisis de frecuencias tiene como objetivo estimar las precipitaciones, caudales máximos o intensidades, según corresponda, para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de los modelos probabilísticos, los mismos que pueden llegar a ser continuos o discretos (ICG 2011).

En la estadística entonces se demuestra la existencia de diferentes funciones de distribución de probabilidad teóricas, por lo cual, se le recomienda emplear las funciones que se detallan a continuación. (MTC 2008).

#### **2.2.8.1.1. Distribución Gumbel**

Según Chow (1994), "la distribución de valores extremos tipo 1 de Fisher y Tippett, amenudo conocida como distribución de Gumbel, se define como una distribución con asimetría constante igual a 1,139547 y una función de distribución de probabilidad". (p. 382).

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

Definida para:  $-\infty < x < \infty$

Dónde:

$0 < \alpha < +\infty$ , es el parámetro de escala

$-\infty < \mu < +\infty$ , es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda.

- Estimación de parámetros, Método de Momentos

(2002), utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

Moda:  $x_{\text{moda}} = \mu$

Media:  $E(x) = \bar{x} = \mu + \alpha C$

Varianza:  $S^2 = \frac{\pi^2 \alpha^2}{6}$

Donde "C" es una constante de Euler, cuyo valor es:

$C = 0,577215664901532860606512$

De donde se obtiene:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S$$

$$\mu = \bar{x} - 0.45S$$

S: desviación estándar

Los parámetros de distribución Gumbel,  $\alpha$  y  $\mu$ , se calculan en función de los parámetros  $\bar{x}$  y  $\mu$  de la muestra.

### 2.2.8.2. Distribución Normal

Chow (1994) define "la distribución normal viene a ser considerada como una distribución simétrica, definiéndose tal como se detalla a continuación" (p. 382):

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

Dónde:

X: Variable independiente.

$\mu$ : Parámetro de posición, igual a la media de la variable x.

$\sigma$ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de la variable x. Tiene la particularidad característica de que la media, moda y

mediana corresponden al mismo valor.

Si la variable x, se estandariza de la forma:

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

- Estimación de parámetros de posición y escala, método de Momento.

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$$

$$\sigma = \left[ \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2 \right]^{1/2}$$

Dónde:

X: Variable independiente.

$\mu$ : Parámetro de posición, igual a la media.

$\sigma$ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar.

### 2.2.8.3. Distribución Log – normal 2 parámetros

Este modelo de probabilidad, conocido como ley de Galton, verifica que si el logaritmo natural,  $\ln x$ , de la variable aleatoria X se distribuye normalmente, entonces la variable X se distribuye log-normalmente; en otras palabras, la variable aleatoria  $y = \ln X$  se distribuye normalmente con media  $\mu_y$  y varianza  $2\sigma_y^2$ , y su función de distribución de probabilidad se detalla a continuación.

$$F(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

Si la variable,  $y = \ln x$ , se estandariza de la forma:

$$Z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} = \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}$$

Donde  $\mu_y$ ,  $\sigma_y$ , vienen a ser la media y la desviación típica del logaritmo natural de x, lo que indica que  $\ln x, y$  son respectivamente el parámetro de escala así como el parámetro de forma de la distribución.

Al utilizar el método de los momentos, se determina que la relación entre el valor medio y la varianza de la variable X con los parámetros  $\mu_y$  y  $\sigma_y^2$  obtenidos se presentará en detalle como sigue:

$$\text{Media: } \bar{X} = E(x) = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}}$$

$$\text{Varianza: } S^2 = E[x - E(x)]^2 = e^{2\mu_y + \sigma_y^2} (e^{\sigma_y^2} - 1)$$

$$\text{Desviación Estándar: } S = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}} (e^{\sigma_y^2} - 1)^{1/2}$$

$$\text{Coeficiente de variación: } C_v = \frac{S}{\bar{X}} = (e^{\sigma_y^2} - 1)^{1/2}$$

Después de que, un conjunto de valores  $x_1, x_2, \dots, x_n$ , con parámetros  $\bar{X}, S, S^2, C_v$ , los parámetros  $\mu_y, \sigma_y^2$  de la distribución log-normal de dos parámetros, hallados por el método de Momentos, se establecerán con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_y^2 = \ln(1 + C_v^2)$$

$$\mu_y = \frac{1}{2} \ln \left( \frac{\bar{X}^2}{1 + C_v^2} \right)$$

#### 2.2.8.4. Distribución Log – normal 3 Parámetros

La función de la densidad de x es:

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

Para  $x > x_0$

Dónde:

$x_0$ : parámetro de posición.

$u_y$ : parámetro de escala o media.

$s_y^2$ : parámetro de forma o varianza.



### 2.2.8.5. Distribución Gamma 2 Parámetros

La función de densidad es:

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

Valido para:

$$0 \leq x < d,$$

$$0 < y < d,$$

$$0 < \beta < d,$$

Dónde:

y: parámetro de forma.

$\beta$ : parámetro de escala.

### 2.2.8.6. Distribución Gamma 3 Parámetros

La función de densidad es:

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

Dónde:

$x_0$ : origen de la variable x, parámetro de posición.

y: parámetro de forma.

$$0 < \beta < d,$$

$$0 < x_0 < d,$$

### 2.2.8.7. Distribución Log-Gumbel

La variable aleatoria reducida log-Gumbel, se define como:

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

con lo cual, la función acumulada reducida log-Gumbel es:

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

### 2.2.8.8. Distribución Log Pearson tipo III

Villón (2002) considera que “una variable aleatoria X, presenta

una distribución log Pearson tipo III, siempre y cuando su función de distribución de probabilidades se detallará de la siguiente manera” (p. 242)

- **Proceso de cálculo**

Para el cálculo de los parámetros de la serie de datos:  $x_1, x_2, \dots, x_n$ .

Se convierte a sus logaritmos, después de ello, se calculará la media, desviación estándar y coeficiente de sesgo, con las siguientes ecuaciones:

$$\text{Media: } \bar{X}_{\ln x} = \frac{\sum \ln x}{N}$$

$$\text{Desviación Estándar: } S_{\ln x} = \sqrt{\frac{\sum (\ln x - \bar{X}_{\ln x})^2}{N-1}}$$

$$\text{Sesgo: } C_{S \ln x} = \frac{N \sum (\ln x - \bar{X}_{\ln x})^3}{(N-1)(N-2)S^3_{\ln x}}$$

- Estimación de los parámetros, método momentos Aplicando el método momentos, obtenemos las siguientes ecuaciones:

$$\gamma = \frac{4}{C^2_{S \ln x}}$$

$$\beta = \frac{C_{S \ln x}(S_{\ln x})}{2}$$

$$x_0 = \bar{X}_{\ln x} - \frac{2S_{\ln x}}{C_{S \ln x}}$$

### 2.2.8.9. Prueba de bondad de ajuste

(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje) "La prueba de bondad de ajuste es una de las pruebas de hipótesis utilizadas para examinar si un conjunto de datos dado representa una muestra

independiente de la distribución especificada” (p. 30).

Villón (2002) menciona:

El propósito de las pruebas de bondad de ajuste se considera únicamente en el hecho de que verifican si los datos se desvían una cantidad estadísticamente significativa con referencia al modelo de predicción. Para ello, este procedimiento permitirá rechazar un modelo si no es adecuado, pero no permitirá demostrar que el modelo probabilístico es correcto. (p. 171)

En la teoría estadística, entre las pruebas de bondad de ajuste, tenemos a Kolmogorov – Smirnov, la cual se describen a continuación:

#### **2.2.9. Método de determinación de Eventos Máximos de caudales**

- **Métodos experimentales:** Se utilizan fórmulas empíricas, que ahora se emplean poco debido al desarrollo de otros procedimientos y al uso de ordenadores. Como los datos son escasos, estas fórmulas se utilizan para predecir rápidamente caudales punta previsibles, que luego pueden compararse con los datos reales de las cuencas circundantes o potenciales. comparables.

Según Villon (2011), suelen derivarse de una técnica razonable y comúnmente utilizada, pero pueden contener errores significativos porque el proceso de flujo es demasiado complejo para generalizarlo mediante fórmulas simples. La simplificación incluye el área de la cuenca y el coeficiente de escurrimiento. (página 250).

- **Método histórico:** Se basan en la investigación y recopilación de datos sobre inundaciones en ríos y embalses. De hecho, aunque los enfoques históricos pueden informarnos sobre las características de una gran inundación ocurrida hace muchos años, no es el caso. es posible predecir la incidencia de

inundaciones por encima de los niveles máximos conocidos, a pesar de que existen muchas posibilidades. Para proporcionar información relevante, esta técnica debe superar dos limitaciones principales:

- Escasez y carencia de datos (registros históricos), los cálculos de inundaciones a partir de los datos adquiridos suelen referirse a la extensión y no al gasto.
- Para resolver la segunda dificultad, utilizamos el método directo o hidráulico descrito a continuación.

- **Métodos de Correlación Hidrológica:**

Se utiliza cuando no se dispone de datos: La correlación se utiliza en este caso con los datos de caudal máximo de una cuenca adyacente o cercana cuya topografía, geología, propiedades del suelo, tipos de cobertura y parámetros morfométricos son comparables a los de la cuenca investigada. (Chereque, 1980, p.21)

- **Método hidráulico:** Aunque carecen de métodos hidrológicos, su utilización (mediante fórmulas hidráulicas) no puede ignorarse porque permiten obtener información muy útil, incluida la determinación precisa de la elevación que alcanzó el nivel del agua en el pasado y el conocimiento del valor máximo instantáneo recorrido. Se trata de observar y medir las características de una parte estable del río, es decir, una parte que no esté sujeta a movimientos excesivos, como una orilla sólida o fija construida con piedras, esteras, etc. Las plantas proporcionan una buena cobertura, rellenan las zanjas, etc. La altura de descarga se estima por la marca dejada en la pared de la caja del río para determinar el caudal máximo. Para calcularla se suele utilizar la fórmula de Manning-

Strichler.

- **Métodos estadísticos probabilísticos:** Se trata de extrapolar las crecidas máximas a partir de una (serie) de registros de caudales máximos anuales instantáneos conocidos, utilizando las distribuciones de Gumbel o de valores extremos, log-Pearson tipo III y log-normal con frecuencia.
- **Métodos hidrológicos:** Su objetivo era proporcionar una representación matemática del proceso o evolución de una crecida. Se estudian las estimaciones de precipitación para una longitud y un tiempo de retorno determinados y se calcula la esorrentía generada en el lugar de la corriente de estudio hasta construir o trazar un hidrograma probable. A partir de parámetros como la precipitación máxima y las características físicas de la cuenca, se reconstruye la forma propia del fenómeno. Además, dado que las precipitaciones en la cuenca son irregulares y las estimaciones de las pérdidas por infiltración, que pueden sesgar las estimaciones de las crecidas pluviales, resulta ventajoso extrapolar algunas características de la cuenca. Cabe mencionar los siguientes enfoques hidrológicos.
  - Método hidrológico unitario triangular, sintético, adimensional e instantáneo.
  - Técnica isocrónica (razonable).

Utilizaremos este enfoque en esta tesis porque se adapta a la naturaleza de los datos que tenemos; Utilizaremos el software Hec-Hms, utilizando el método hidrológico unitario sintético.

#### **2.2.10. Modelamiento Hidráulico**

Asimismo, la modelación hidráulica es una herramienta disponible a través de los programas del Sistema de Simulación de Ríos (RAS) del Centro

de Ingeniería Hidrológica (HEC) del Ejército de Estados Unidos, así como de la información geográfica "GIS". El objetivo de esta herramienta es predecir el comportamiento y la dinámica de los ríos para evitar inundaciones (Bardales, 2009, p. 102).

HECRAS facilita el cálculo de secciones transversales de agua y características hidráulicas de canales. Este software puede desarrollar un método para calcular el nivel de las aguas superficiales de un arroyo que fluctúa gradualmente. El sistema considerado puede ser un río o una red de ríos. El componente de análisis del caudal puede ser subcrítico, supercrítico o una combinación de ambos.

La resolución de la ecuación unidimensional de la energía constituye la base de las técnicas básicas de cálculo. La pérdida de energía debida a la fricción se calcula utilizando la ecuación de Manning, al igual que la pérdida por contracción o dilatación (utilizando coeficientes que afectan a las condiciones de carga dinámica en la ecuación de energía).

Cuando la forma de la superficie libre cambia rápidamente, se aplica la ecuación del momento. Ejemplos de estos casos son el cálculo de regímenes de flujo mixto, como terraplenes hidráulicos, puentes hidráulicos y la confluencia de dos ríos.

El estudio podría examinar el impacto de diversas barreras como puentes, alcantarillas, aliviaderos y otras estructuras. También ayuda a evaluar los cambios de la superficie libre debidos a la mejora o ajuste del cauce natural considerado.

El interés de HEC RAS en la modelización hidráulica de ríos radica en

que permite:

- Predecir áreas inundables y mitigar inundaciones en ríos o sistemas fluviales para diferentes periodos de retorno.
- Determinar parámetros hidráulicos que sirvan para el diseño de proyectos fluviales como puentes, alcantarillas, cunetas...
- Delimitación de bordes fluviales.
- Determinar la altura óptima a la hora de diseñar estructuras que puedan verse influidas por el caudal del río.

### **2.2.11. Uso del modelo Hec Ras en el control de inundaciones**

El Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos creó el programa informático Hec-Ras, que calcula los perfiles hidráulicos en flujo subcrítico y supercrítico teniendo en cuenta los puentes, vertederos y otras obras de arte.

El programa HEC - RAS puede calcular la sección transversal dimensional de un espejo de agua para flujos laminares de cambio gradual en canales naturales o artificiales. Se pueden estimar los regímenes de perfil de flujo de agua subcrítica, supercrítica y mixta. En esta sección se tratan las ecuaciones básicas del perfil, las secciones transversales de subdivisión en canales de conducción, el coeficiente "n" de Manning para canales naturales de sección transversal variable, el factor de velocidad de carga, la evaluación de las pérdidas por fricción, las pérdidas por contracción y expansión, los procedimientos de cálculo, la determinación de la profundidad crítica y la aplicación de la ecuación de cantidad de movimiento.

#### **2.2.11.1. Ecuaciones para el Cálculo de secciones**

El perfil de la superficie libre se determina resolviendo la ecuación de energía de forma iterativa utilizando el "Método del Paso Estándar" de

sección transversal a sección transversal. La siguiente es la ecuación de energía:

$$y_2 + z_2 + \frac{(v_2^2)\alpha_2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{(v_1^2)\alpha_1}{2g} + h_e$$

Dónde:

$y_1, y_2$  = Tirantes de sección transversal

$z_1, z_2$  = Cota del terreno.

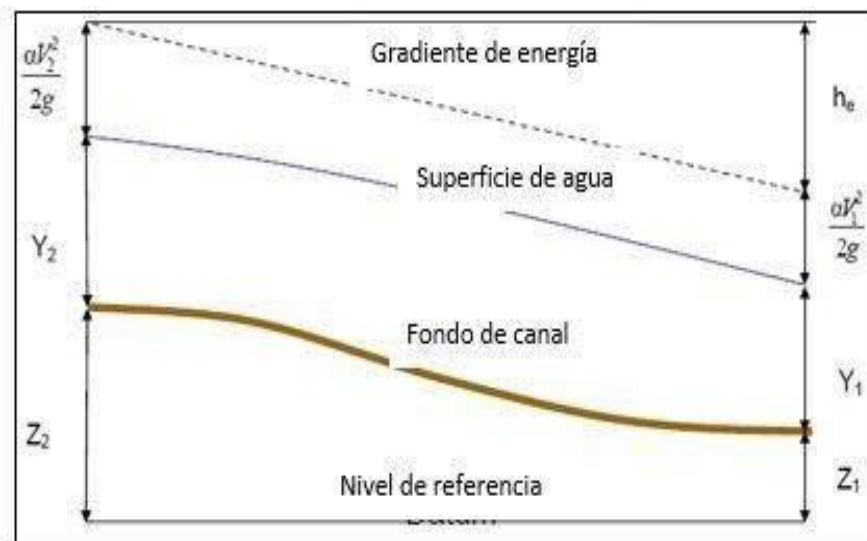
$v_1, v_2$  = Velocidades promedios

$\alpha_1, \alpha_2$  = Coeficientes de velocidad de carga

$g$  = Gravedad

$h_e$  = Carga de pérdida de energía.

Diagrama que muestra los componentes de la ecuación de la energía.



Representar los términos de la ecuación de energía.

Las pérdidas debidas a la fricción, la contracción y la dilatación contribuyen a la pérdida de energía ( $h_e$ ) entre dos secciones transversales. Esta es la ecuación de pérdida de energía.

b)

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right|$$

c)



Dónde:

L: Longitud de descarga de energía

$\overline{Sf}$ : Pendiente de fricción entre dos secciones

C: Coeficiente de pérdidas por expansión y contracción

La distancia de longitud de descarga L se calcula del siguiente

modo:

**d)**

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

Dónde:

$L_{lob}$ ,  $L_{ch}$ ,  $L_{rob}$ : Longitudes específicas entre dos secciones para el flujo en la planicie de inundación izquierda, eje del canal, y planicie de inundación derecha, respectivamente.

$\bar{Q}_{lob}$ ,  $\bar{Q}_{ch}$ ,  $\bar{Q}_{rob}$ : Promedio aritmético de los caudales entre secciones para la planicie de inundación izquierda, eje del canal y planicie de inundación derecha, respectivamente.

### **2.2.11.2.Subdivisión de la Sección Transversal y Calculo de la Conductividad**

La conductividad total y la velocidad de una sección deben determinarse dividiendo el flujo en unidades separadas con velocidades uniformemente distribuidas. Como base para la segmentación, el programa HEC-RAS divide el flujo de perímetro mojado en zonas utilizando como datos secciones con valores iguales de n (coeficiente de

Dónde:

K: Conductividad para cada subdivisión

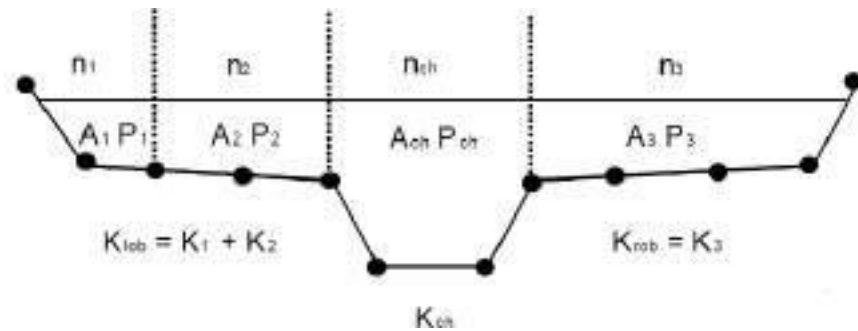
n: Coeficiente de Manning para cada subdivisión

A: Área mojada para cada subdivisión

R: Radio hidráulico para cada subdivisión (área hidráulica/perímetro mojado).

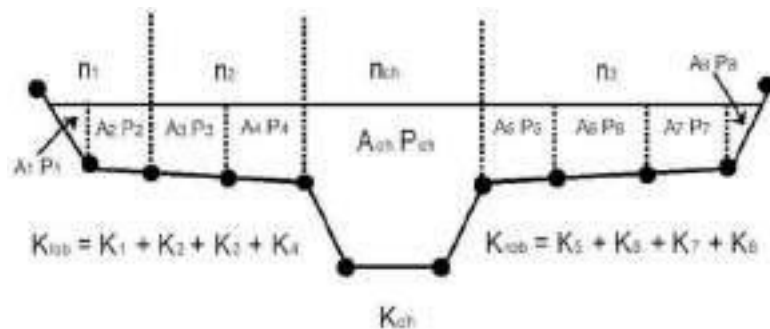
Manning) en la sección transversal (determinando Determine los lugares donde cambia el valor de n) (Figura 09). La ecuación de Manning se utiliza para calcular el caudal de conducción en cada subsección.

a calcular la capacidad de transporte de los bordes izquierdo y derecho, el algoritmo suma todos los incrementos de los bordes. El tráfico del canal central se incluye en el tráfico total. El flujo total de un segmento se calcula sumando los tres flujos (izquierdo, canal y derecho).



HEC – RAS Método de subdivisión de caudales

Calcular el caudal entre cada punto de su respectivo perímetro mojado es un método alternativo sugerido por el programa HEC - RAS (Figura 10). El caudal es el producto de los lados izquierdo y derecho. El programa HEC-2 utiliza esta estrategia. Este enfoque se mantiene como opción en HEC-RAS para reproducir los estudios creados originalmente con HEC-2.



Método de subdivisión de caudales HEC – 2.

### 2.2.11.3. Coeficiente de Rugosidad Compuesto en el Canal Principal

Excepto cuando el coeficiente de rugosidad fluctúa en el canal central, el flujo en el canal central no se subdivide. El software HEC-RAS utiliza los siguientes criterios para decidir si se puede subdividir el canal principal o si se puede utilizar un valor de rugosidad sintético: Si la pendiente del canal central es mayor que 5H: 1V y tiene varios valores de rugosidad, se calcula el coeficiente de rugosidad compuesto, "nc".

Para calcular "nc", el canal principal se divide en N partes, cada parte tiene un valor de perímetro mojado Pi y datos de valor de rugosidad ni.

$$n_c = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3}$$

Dónde:

*nc* = Coeficiente de rugosidad compuesto o equivalente

*P* = Perímetro mojado del canal central completo.

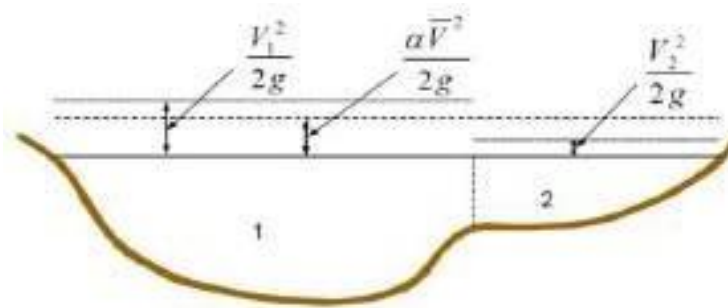
*P<sub>i</sub>* = Perímetro mojado de la subdivisión *i*.

*n<sub>i</sub>* = Coeficiente de rugosidad de la subdivisión *i*.

El cálculo de *nc* compuesto debe verificarse. El valor calculado es el valor *n* del canal central que aparece en la tabla resumen.

### 2.2.11.4. Evaluación de la carga media energética cinética

Dado que el software HEC - RAS es un programa que simula perfiles de espejo de agua unidimensionales, cada parte sólo calcula una



única superficie de agua y una cantidad fija de energía. La cantidad de energía para un caudal de agua determinado se calcula calculando el caudal de carga de energía de las tres subsecciones de una sección (borde izquierdo, canal central y borde derecho). La figura 11 muestra la cantidad de energía que puede recogerse en un segmento con un canal central y en el borde derecho (sin superficie en el borde izquierdo).

Ejemplo de cómo la cantidad de energía es calculada

V1= Velocidad para sub-área 1

V2= Velocidad para sub-área 2

Para determinar la energía cinética, primero debemos calcular el coeficiente de velocidad mediante el peso de carga alfa de la altitud energética. La fórmula para calcular alfa es la siguiente:

Altura de energía cinética media = descarga – altura de la velocidad de carga.

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_n V_n^2}{Q \bar{V}^2}$$

$$\alpha = \frac{2g \left[ Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g} \right]}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2}$$

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2}$$

En general:

El coeficiente de velocidad viene determinado por la conductividad de los tres flujos naturales del canal: orilla izquierda, canal intermedio y orilla derecha. La siguiente ecuación puede formularse de forma diferente en función de la conductividad y la superficie:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[ \frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^2} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^2} \right]}{K_t^3}$$

Dónde:

$A_t$  = Área total de flujo de la sección.

$K_t$  = Conductividad total de la sección transversal.

$A_{lab}$ ,  $A_{ch}$ ,  $A_{rab}$  = Áreas del flujo en el margen izquierdo, canal central y margen derecho, respectivamente. 90

$K_{lab}$ ,  $K_{ch}$ ,  $K_{rab}$  = Conductividad de margen izquierdo, canal central y margen derecho, respectivamente.

### 2.2.11.5. Evaluación de las pérdidas por fricción

En HEC - RAS, la evaluación de la pérdida por fricción es el producto de  $S_f$  y  $L$ , donde  $S_f$  es la pendiente de fricción para una sección y  $L$  se determina.

La ecuación de Manning se utiliza para calcular el gradiente de fricción (gradiente de energía) en cada región.

$$S_f = \left( \frac{Q}{K} \right)^2$$

Expresiones alternativas para la pendiente de fricción de un tramo representativo  $S_f$ , en HEC – RAS son las siguientes:

*Ecuación Promedio de Conductividades:*

$$S_f = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

*Ecuación de la Media Geométrica de la Pendiente de Fricción.*

$$S_f = \sqrt{S_{f1} \times S_{f2}}$$

*Ecuación de la Media Armónica de la Pendiente de Fricción:*

$$S_f = \frac{2(S_{f1} \times S_{f2})}{S_{f1} + S_{f2}}$$

Las ecuaciones se utilizan por defecto en el software HEC-RAS; sin embargo, también ofrece la posibilidad de seleccionar la ecuación utilizada para calcular la pendiente representativa en función del régimen crítico, subcrítico o supercrítico del problema estudiado.

#### 2.2.11.6. Evaluación de las pérdidas por contracción y expansión

Las pérdidas por contracción y dilatación en HEC - RAS se evalúan según la siguiente ecuación:

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Dónde:

C: Coeficiente de contracción y/o expansión

Cuando la tasa de carga aguas abajo supera la tasa de carga aguas arriba, se producirá una contracción, según el programa. Del mismo modo, si la tasa de carga aguas arriba es mayor que la tasa de carga aguas abajo, el programa creará que la corriente se está expandiendo. Ejemplos de valores "C" típicos

Coeficientes de contracción y expansión

	<b>Contracción</b>	<b>Expansión</b>
Sin transición	0.0	0.0
Transición gradual	0.1	0.3
Sección Típica de puentes	0.3	0.5
Transición abrupta	0.6	0.8

#### 2.2.11.7. Determinación del tirante

Si se cumple alguna de las condiciones siguientes, se determina la altura crítica de la sección transversal natural del canal:

- a. Se determina el régimen de flujo supercrítico.
- b. El usuario ha solicitado calcular la altura crítica.
- c. La masa crítica es una condición de contorno por lo que debe calcularse.
- d. La verificación del número de Froude para la configuración supercrítica muestra que es necesario determinar la altura crítica para confirmar el régimen de flujo asociado a la elevación de equilibrio.
- e. Antes de alcanzar el número máximo de iteraciones, el software no puede equilibrar la ecuación de energía dentro de la tolerancia especificada.

La energía total de una sección transversal se define como:

$$H = WS + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

Dónde:

$H$  = Carga total de energía

$WS$  = Cota de espejo de agua

$\frac{\alpha V^2}{2g}$  = Velocidad de carga.

La altura crítica de la superficie es el punto en el que la energía primaria total es más baja (es decir, la energía específica mínima para esa sección transversal de flujo dada). La altura crítica se establece mediante un proceso iterativo en el que se asumen valores de  $WS$  y se calculan los correspondientes valores de  $H$  utilizando las ecuaciones hasta que se alcanza un valor mínimo de  $H$ .

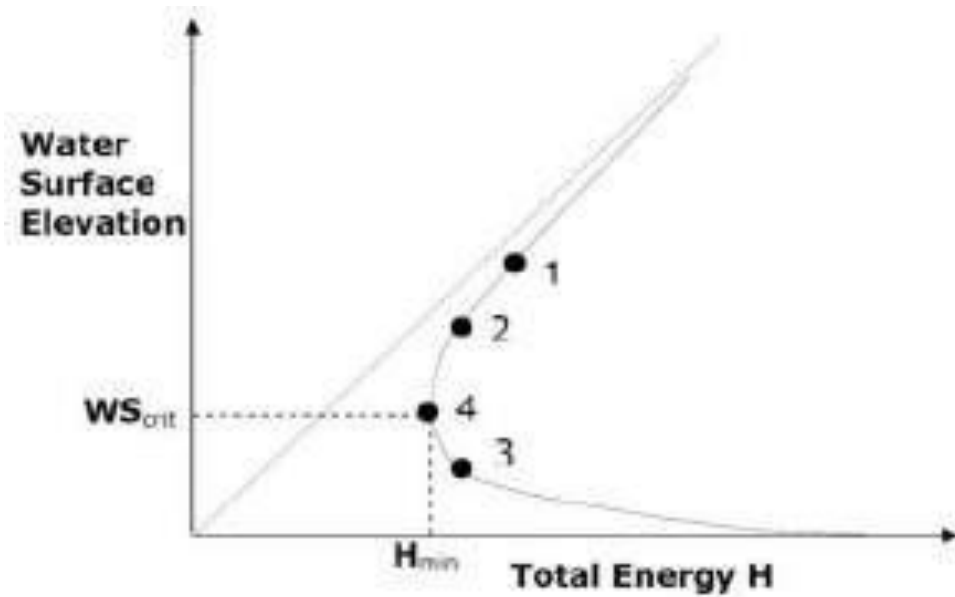


Diagrama de energía VS elevación de superficie de agua

El programa HEC - RAS dispone de dos métodos para calcular los enlaces críticos: "Método de la parábola" y "Método de la línea secante". El método de la parábola es rápido de calcular, pero solo permite una determinación sencilla de la energía mínima.

Dado que la curva de energía total para la mayoría de las secciones transversales sólo tendrá un mínimo, se elige la técnica parabólica como método por defecto (el método por defecto puede ser cambiado por el usuario). Si se utiliza el método parabólico y no se cumplen las expectativas, el software cambiará al método secante.

En raras ocasiones, la curva de energía total puede tener más de un mínimo. Los mínimos múltiples suelen estar asociados a secciones transversales de canal discontinuas en la curva de energía total.

#### 2.2.11.8. Aplicación de la ecuación de momento

La ecuación de la energía deja de ser válida cuando el espejo de agua se encuentra a una altura crítica. La ecuación de la energía sólo es válida para caudales que cambian gradualmente, mientras que pasar de subcrítico a supercrítico o de supercrítico a subcrítico es un escenario



de caudal que cambia rápidamente.

La transición del flujo subcrítico al supercrítico y del flujo supercrítico al subcrítico puede producirse en diversas situaciones. Es necesario modificar significativamente la pendiente natural del canal, los elementos de construcción y los cruces de ríos. En algunos casos (como rápidos y presas) puede utilizarse una ecuación empírica, pero en otros hay que recurrir a la ecuación del momento para obtener resultados.

La ecuación de momento puede utilizarse en el programa HEC - RAS para resolver los siguientes problemas: salto hidráulico, bajo caudal hidráulico en puentes y cruces de ríos. La derivación de la ecuación de momento utilizada para resolver cada uno de estos tres problemas se proporciona para facilitar su comprensión.

**La segunda ley de Newton inspiró la ecuación del momento.:**

Fuerza = Masa \* Aceleración (cambio en momento)

$$\sum F_x = ma$$

Utilizando la segunda ley de Newton, se puede dar el siguiente enunciado para el cambio en la cantidad de movimiento por unidad de tiempo para un volumen de agua entre dos secciones transversales (1 y 2), como se ilustra en la figura n<sup>o</sup>1

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Qp\Delta V_x$$

Dónde:

P = Fuerza de presión hidrostática en el punto 1 y 2.

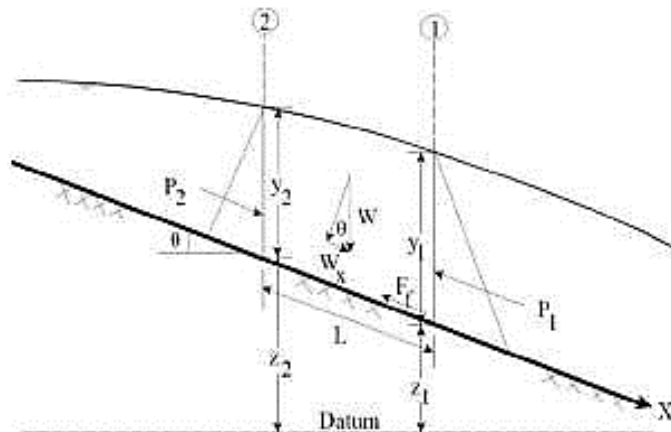
W<sub>x</sub> = Componente del peso del agua en la dirección "x"

F<sub>f</sub> = Fuerza de pérdidas por fricción del punto 2 al 1.

Q = Caudal.

p = Densidad del agua.

ΔV<sub>x</sub> = Cambio de velocidad de 2 a 1 en la dirección "x".



Aplicación del principio del momento.

## 2.2.12. Defensas Ribereñas

### Concepto

Las fortificaciones fluviales son estructuras construidas para proteger los terrenos situados a lo largo o cerca del cauce de un río. Pueden evitar la erosión y las inundaciones provocadas por la subida del nivel de los ríos tras un periodo de lluvias continuas. Estas obras suelen llevarse a cabo en lugares aislados para proteger zonas residenciales, lo que reporta beneficios a zonas concretas; pero también modifican el régimen natural del caudal, por lo que es esencial una investigación y planificación adecuadas antes de la construcción.

Las defensas ribereñas pueden ser continuas o intermitentes:

- Las fortificaciones ribereñas sólidas se denominan defensas fronterizas o defensas verticales. Se sitúan en el fondo y en las laderas del río y están en contacto permanente con él. Pueden ir desde diques hasta muros de contención o tablestacas. El diseño de los cimientos es esencial porque determina el coeficiente de profundidad de erosión que puede alcanzar el río durante las crecidas.

Las defensas fluviales discontinuas son estructuras paralelas a la orilla

del río y suelen formar parte de un sistema de escollera.

El sistema utilizado vendrá determinado por el terreno, el río, el objetivo de la búsqueda, la zona a proteger, el riesgo aceptable de catástrofe, los materiales disponibles in situ y los costes correspondientes. Para llevar a cabo este proyecto se necesita investigación básica e información necesaria, que son:

El análisis hidrológico del río es necesario para determinar el caudal de diseño y, por tanto, la escala exacta de las obras propuestas. El objetivo de la investigación hidrológica es recopilar datos para establecer el ajuste óptimo. También se comprueban los niveles de agua y los caudales.

- Formación sobre topografía y geomorfología: Un levantamiento topográfico es una representación visual del terreno que determina la ubicación de puntos de interés, así como sus coordenadas específicas, como la latitud, la longitud y la elevación.

Los estudios geomorfológicos determinan las propiedades del suelo, su composición, granulometría y grado de compactación. Estos estudios, así como los hidrológicos, ayudarán a determinar los principales parámetros de flujo, tasas y niveles para diferentes caudales.

#### **2.2.12.1. Tipos de Defensa Ribereñas**

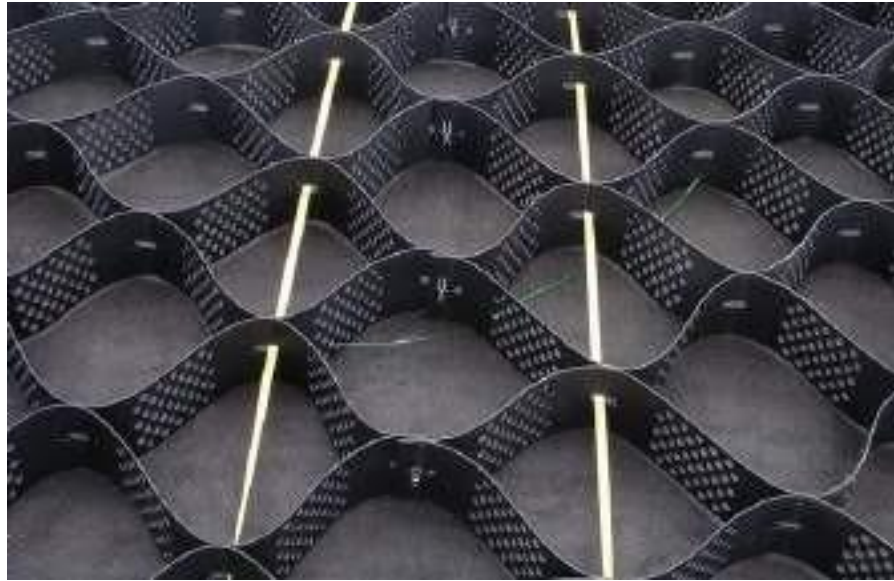
La defensa fluvial puede clasificarse en

- a) Geocelda.

La geocelda es un dispositivo de contención tridimensional que permite la compactación y el buen drenaje de la tierra, creando así un suelo artificial. Las celdas que componen la malla están formadas por tiras laminares de polietileno de alta densidad (PEAD) o polietileno (PE) ensambladas por soldadura ultrasónica, dependiendo de la anchura de

la tira. También disponen de tensores para distribuir el peso del sistema.

La figura 14 muestra la forma de estas celdas (Aguilar, 2016, p. 16).



Forma de celdas utilizadas en Geoceldas.

El material de relleno para este tipo de defensa fluvial puede ser árido u hormigón, cada uno con sus propias características. Las figuras 15 y 16 muestran el sistema de geoceldas rellenas de árido y el sistema de geoceldas rellenas de hormigón, respectivamente.

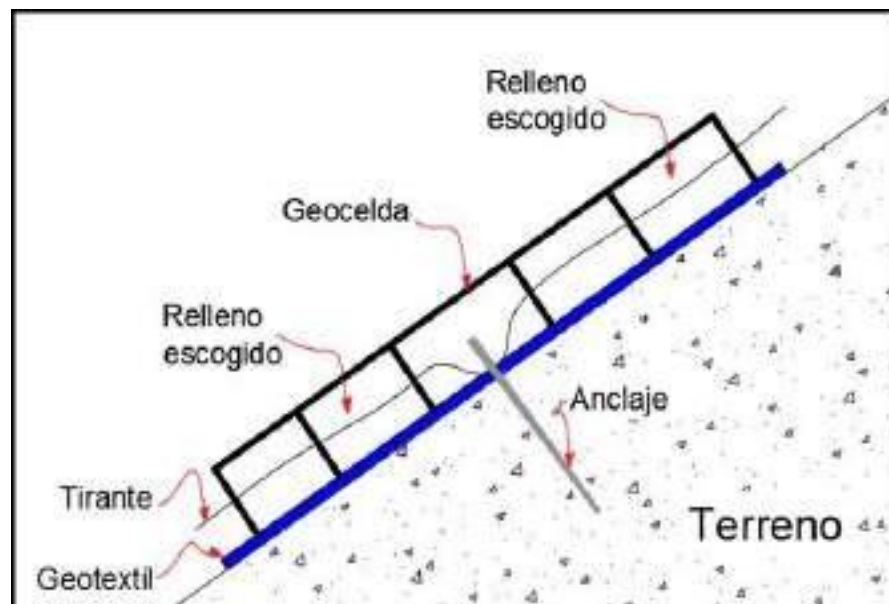
Sistema de geoceldas con relleno de agregados.



Figura N° 17: Sistema de geoceldas con relleno de concreto.



Entre el sistema de geoceldas y el suelo, se coloca una capa de geotextil como sistema de filtración y drenaje del suelo. Además, también cuenta con anclajes que pueden ser de acero corrugado. Estos componentes se muestran en la figura 17



Esquema del sistema de geoceldas

#### b) Gaviones

Son cajas o cestas prismáticas rectangulares o cestas rellenas de material como piedra o tierra, cuentan con enrejado metálico de

alambre.

Como tipo de defensa ribereña, los gaviones aceleran el equilibrio del río.

Evitan la erosión, el transporte de materiales y los deslizamientos de tierra desde la orilla.

Admiten una amplia gama de tubos, son fáciles de construir incluso en zonas inundadas y son más resistentes al vuelco y al deslizamiento porque son una sola estructura. Su durabilidad es muy alta porque pueden utilizarse compuestos anticorrosión, lo que permite a la estructura sobrevivir a condiciones adversas y prolongar así su vida útil. La figura N° 18 muestra la aplicación de gaviones con revoque de piedra.

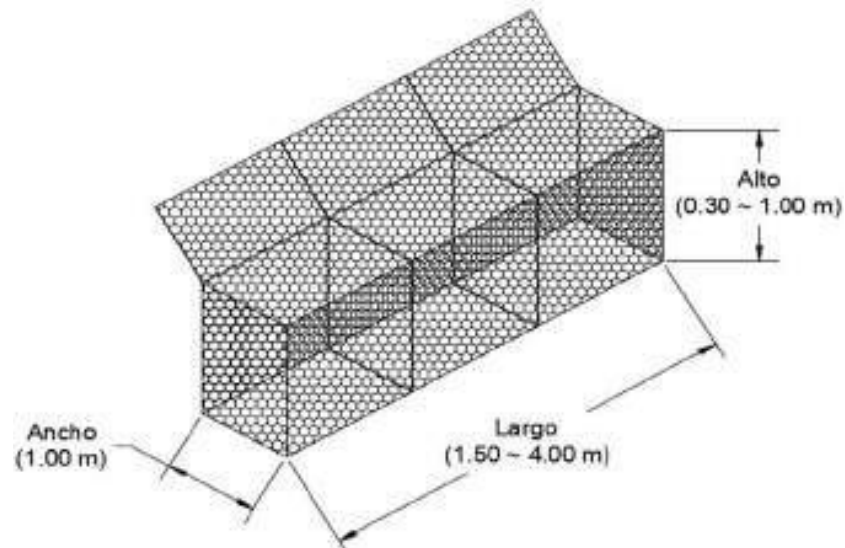


Figura N° 18: Gaviones con relleno de piedra

De igual forma, existen diferentes tipos de gaviones los cuales se presentan a continuación:

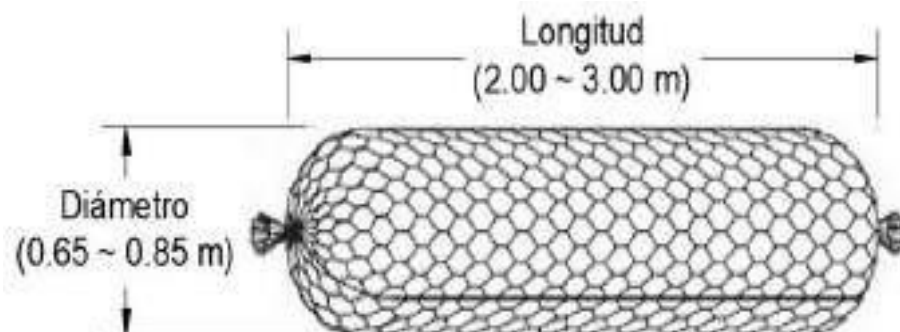
c) Gaviones tipo de caja

Se trata de elementos con alta resistencia a la tracción, pero baja elongación. Suelen utilizarse en estructuras de empuje, como estructuras de contención. La figura 19 muestra los parámetros de este tipo de gaviones: la anchura de los gaviones es de 1,00 m, su longitud varía de 1,50 a 4,00 m y su altura oscila entre 0,30 y 1,00 m, con capacidades que oscilan entre 0, 90 y 6,00 m<sup>3</sup>.



Dimensiones de gavión tipo caja

- Gaviones Saco: Este tipo de gaviones está formado por una malla hexagonal de doble torsión, de alambre de bajo contenido en carbono, recubierto de anticorrosivo. Su utilidad es generalmente en términos extremadamente fuertes. Se utilizan principalmente en construcciones de emergencia donde se requiere una intervención rápida o el acceso es difícil. La figura número 20 muestra las





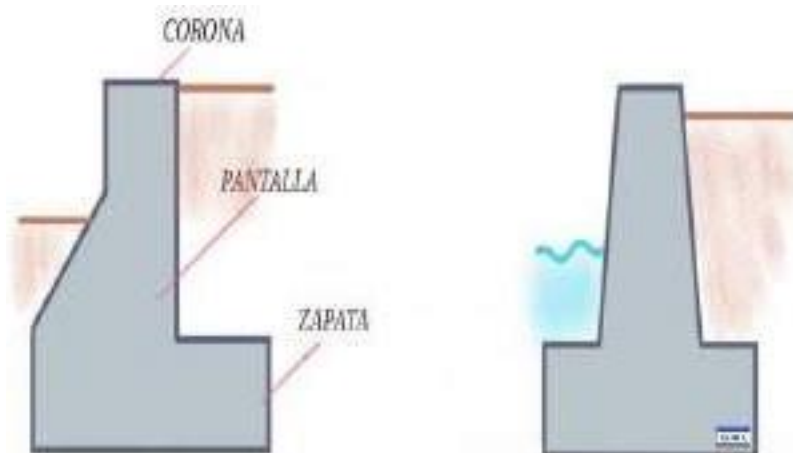
dimensiones de la bolsa, que puede llenarse por ambos extremos o por los laterales.

**Figura N° 20:** Dimensiones de gavión tipo saco

d) Muros de contención

Los muros de hormigón son estructuras que suelen erigirse en las orillas de los ríos para proteger los diques. Cuando se ajustan a las pendientes naturales, proporcionan estabilidad al suelo natural o a cualquier otra forma de material. Los muros de contención suelen ser de hormigón armado, que ayuda a evitar el crecimiento del suelo. Otro material que puede utilizarse es la piedra, que reduce los costes de producción y los plazos de entrega. Existen varias formas de muros de contención, que se enumeran a continuación:

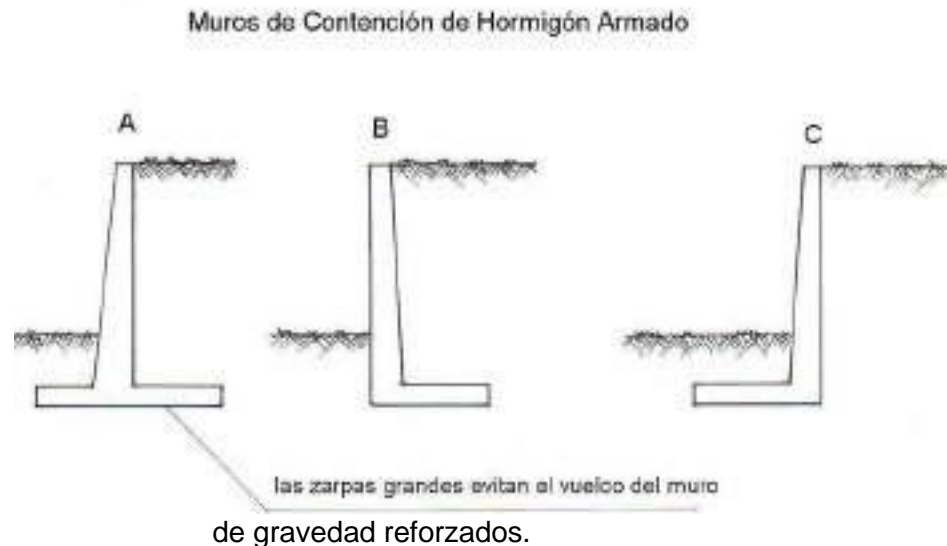
- **Muros a gravedad:** La estabilidad del muro está garantizada por el peso de la tierra que actúa sobre él. No son de acero y pueden ser de hormigón o piedra ciclópea. Suelen utilizarse para alturas requeridas de 3,00 a 5,00 m. La figura 21 muestra varios tipos de muros de contención de peso.



**Figura N° 21:** Muros por gravedad



- **Muros a gravedad armado:** Son de hormigón armado. Suelen utilizarse a altitudes superiores a 9,00 m (30 pies). Actúan como un voladizo vertical hundido en el terreno. La figura 22 muestra varios tipos de muros de contención



**Figura N° 22:** Tipos de muro de contención a gravedad armado A) Con talón y dedo, B) Sin talón y C) Sin dedo.

### 2.3. Definición de términos básicos

Para el desarrollo de la presente investigación se tomará en cuenta los siguientes términos

- **Hidrología:** La hidrología es el estudio del agua, su presencia, distribución, circulación y efectos físicos, químicos y mecánicos en el mar, la atmósfera y la superficie terrestre. Incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración y el balance de masas de los glaciares. También intervienen el clima, la meteorología, la geología, la geomorfología, la sedimentología, la geografía y otras ciencias de la tierra.
- **Hidráulica:** Es la ciencia que aplica los avances de la mecánica de fluidos para resolver problemas prácticos relacionados con la medición, distribución y funcionamiento del agua almacenada en tuberías presurizadas de flujo libre.

- **Precipitación:** Por precipitación se entiende cualquier forma de humedad que llega a la superficie terrestre tras formarse a partir de las nubes. Así, estas formas incluyen: lluvia, granizo, nevadas, aguanieve, aguanieve, escarcha, etc.
- **Pluviómetro:** “Esta es una medida de precipitación, se manifiesta como el espesor (en milímetros) del nivel del agua ficticia que quedaría sobre la superficie terrestre de no existir flujo ni pérdida después del contacto con el suelo”. (Ortiz, 1994,) Un litro que cae en un metro cuadrado alcanzaría una altura de 1 milímetro.
- **Cuenca Hidrográfica:** Una cuenca hidrográfica es un área drenada por un único sistema de drenaje natural, como un río o lago endorreico. La línea de cresta, también conocida como divisoria de aguas, define la cuenca hidrográfica.
- **Cauce:** Se trata de un canal natural que permite la circulación del agua. Este canal natural contiene un río o arroyo, aunque el aumento del caudal podría provocar el desbordamiento del agua e inundar las zonas circundantes.
- **Periodo de Retorno:** En los casos T, el periodo medio en años durante el cual un evento de magnitud X puede igualar o superar la probabilidad de ocurrencia P al menos una vez es igual a 1. (Villón, 2002, p. 21).

### 2.3.1. Hec-Ras:

Para canales naturales y artificiales, este programa genera perfiles de la superficie del agua de un perfil a otro utilizando una ecuación de energía y un proceso iterativo denominado técnica del paso normal.

- **Área de Inundación:** Un borde de tierra generalmente plano adyacente a un río que sufre y es vulnerable al derrame de aguas durante las inundaciones.

- **Duración De Lluvia:** “Corresponde al tiempo transcurrido entre el inicio y el final de la tormenta. Aquí se computa el tiempo que transcurre en un determinado periodo de tiempo, medido en minutos u horas, dentro de toda la duración de la tormenta.” (Villón, 2002, p. 302).
- **Peligro:** Se denomina peligro a la posibilidad de que en una región o localidad conocida se produzca un fenómeno natural o antrópico potencialmente destructivo que pueda dañar una zona muy habitada, la infraestructura física y/o el medio ambiente. (CENEPRED, 2013).
- **Tirante de Agua:** La cabeza hidráulica, también conocida como la profundidad del flujo, es la distancia vertical medida en la sección transversal entre el nivel del agua y el fondo más bajo del canal. Se calcula en función del área hidráulica del canal y de la anchura de la superficie o del espejo de agua. (Villón, 2002, p.18)
- **Velocidad del Flujo:** El cálculo de la velocidad del flujo es importante porque ayuda a comprobar el tipo de flujo en el canal y repercute en el cálculo del número de Froude.

Chow (1994). La velocidad del flujo en un canal natural no es uniforme en toda su sección transversal debido a las irregularidades del canal y a la fricción que existe en el perímetro mojado del canal. "Esto puede deberse a que la rugosidad del canal aumenta la variabilidad de la curva de distribución de la velocidad en el canal natural. La velocidad media del flujo puede estimarse dividiendo la sección transversal del canal natural en bandas secuenciales separadas por una distancia fija y promediando las velocidades en los distintos niveles". profundidad en ese lugar.

- **Defensa Ribereña:**  
Salas (2014). “Las obras de protección son estructuras hidráulicas que

permiten gestionar las inundaciones impidiendo que el agua salga del cauce del río, lo que disminuye el riesgo de que se produzcan daños en las comunidades y lugares de interés. Los muros de encauzamiento suelen recomendarse cuando no hay espacio suficiente para erigir otras formas de barreras ribereñas.”

Neermal (2012). Las estructuras de gaviones se componen de cerchas, cables y piedra triturada. "Este tipo de estructuras está protegido por varias patentes, lo que significa que cada fabricante y proveedor puede controlar las normas y requisitos específicos de sus productos".

## **2.4. Formulación de hipótesis**

### **2.4.1. Hipótesis general**

La determinación del comportamiento hidráulico del río Huallaga mediante el modelamiento hidráulico, permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña.

### **2.4.2. Hipótesis específica**

- a) El comportamiento hidráulico para la defensa ribereña permite definir el diseño apropiado ante las inundaciones.
- b) El cálculo de los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno de 10 años, 25 años, 100 años y 500 años para el río Huallaga; nos permitirá realizar el cálculo de la altura de la defensa ribereña.
- c) El diseño apropiado de la defensa ribereña permitirá evitar el desborde del río Huallaga.

## **2.5. Identificación de variables**

### **2.5.1. Variable Independiente**

Comportamiento del modelamiento hidráulico del río Huallaga

### **2.5.2. Variable dependiente**

Ubicación y diseño de la defensa ribereña

**2.6. Definición operacional de variables e indicadores**

VARIABLES	TIPO	CONCEPTO	DIMENSIÓN	INDICADOR	ESCALA DE MEDICIÓN
Comportamiento del Modelamiento Hidráulico del Rio Huallaga	Independiente	La modelización hidráulica es un método para predecir el comportamiento de la dinámica fluvial con el fin de evitar inundaciones (Manual HEC-RAS, p.18)	Estudio hidrológico del rio Huallaga empleando datos históricos de precipitaciones pluviales.	X1. Precipitación	mm
			Caudales obtenidos de la estación meteorológica.	X2 Caudal	m3/s
			Levantamiento topográfico	X3 Cota	m
Ubicación y diseño adecuado de la defensa ribereña	Dependiente	Las infraestructuras hidráulicas que se encargan de la gestión de las inundaciones se denominan obras de protección porque impiden que el agua salga del cauce, limitando la probabilidad de que afecte a las comunidades a los lugares de interés. (Salas, 2015, p.39)	Elevación altura de agua, cuya variación depende del caudal que recorre por el rio Huallaga	Y1 Tirante, hidráulico en cada sección de análisis	m

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN**

#### **3.1. Tipo de investigación**

La naturaleza de este estudio es cuantitativa y retrospectiva, ya que utilizará datos históricos de los registros de caudal del río Huallaga.

#### **3.2. Nivel de investigación**

El trabajo de investigación, según Hernandez Sampieri y que fue aplicado en el tema desarrollado es descriptivo y explicativo.

#### **3.3. Métodos de investigación**

Este trabajo de investigación se sitúa en el nivel de la investigación descriptiva y de la investigación explicativa.

- Descriptivo: Es el proceso de identificación, descripción y caracterización morfométrica de la forma, relieve y drenaje del río Huallaga.
- Explicativo: porque describe la causa de las inundaciones catastróficas provocadas por las fuertes lluvias.
- Aplicativo: porque avanza y amplía el estudio hidrológico e hidráulico del río Huallaga utilizando teorías de hidrología, hidráulica fluvial y el programa Hec-Ras v6.1 para calcular el comportamiento hidráulico del río en diferentes periodos.

### **3.4. Diseño de investigación**

- El diseño de este estudio es No Experimental, ya que sólo se realizarán cálculos estadísticos utilizando las teorías mencionadas y no se utilizarán pruebas mecánicas para alterar intencionalmente las variables Independientes.
- De acuerdo con la direccionalidad es Prospectiva, se estudia la causa en el presente de las avenidas más críticas, los que están propenso al desborde del río Huallaga. Para en el futuro su protección del casco urbano del Distrito de Huariaca y así evitar la inundación.
- De acuerdo con el tipo de fuente de recolección de datos Prospectiva, la recolección va ser primaria mediante libros, fuentes de internet o investigaciones ya relacionadas.

### **3.5. Población y muestra**

#### **3.5.1. Población**

Se ha considerado como población al área de influencia directa e indirecta en barrio Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, franjas susceptibles a inundaciones del río Huallaga.

#### **3.5.2. Muestra**

Según Hernández, Fernández y Baptista (2010, p. 176), existen dos tipos de muestras: probabilísticas y no probabilísticas. En el presente estudio se utilizó una muestra no probabilística o intencional, que es un subgrupo de la población en el que la selección de los factores no depende de la probabilidad o de la estadística inferencial, sino de las características del estudio. Por lo tanto, se tienen en cuenta las zonas propensas a las inundaciones.

- La muestra utilizada en esta investigación abarca un área significativa del río Huallaga, específicamente en la margen izquierda del río Huallaga, en el distrito de Yanacocha Baja.

### **3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

#### **3.6.1. Fuentes:**

- Fuentes Primarias: Datos topográficos, datos históricos de precipitación, Carta Nacional, imágenes satelitales, datos recopilados de las salidas al campo en la zona de estudio, que permitirán observar y registrar algunos parámetros morfométricos, estructuras hidráulicas y zonas vulnerables frente a inundaciones.
- Fuentes Secundarias: libros, revistas, manuales, tesis, material electrónico.

#### **3.6.2. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos:**

##### a) Técnicas

- Recopilación de datos
- Registro y procesamiento de datos

##### b) Instrumento

Para el trabajo de gabinete se hizo uso de los siguientes programas:

- Microsoft Excel: Procesador de datos numéricos
- AutoCAD 2018: Elaboración de planos
- AutoCAD Civil 2018: Topografía y batimetría del tramo analizado
- HidroEsta: Procesamiento de datos estadísticos
- Hec-Ras v.6.1: Elaboración del modelamiento hidráulico

### **3.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos**

Los datos obtenidos se procesarán de las siguientes maneras:

- Herramientas digitales como: Word, Excel, HidroEsta, AutoCAD 2018, AutoCAD Civil 2018, etc.
- Modelar en el software de Hidráulica Hec-Ras v 6.1.



### **3.8. Tratamiento estadístico**

Para evaluar la hipótesis postulada en la investigación se usó la Técnica análisis documental y observación, usando el software de Hidraulica Hec- Ras v6.1

Se realiza el tratamiento estadístico de todos los datos seleccionados, que consiste en afirmaciones estadísticas de los datos, sin embargo, el análisis no puede quedar reducido a una operación contable, de obtención de promedios, medias e índices, etc. Hay que analizarlos, interpretarlos y darles sentido.

El propósito del análisis es resumir y comparar los resultados llevadas a cabo de tal forma que sea posible materializar los resultados de la investigación con el fin de dar respuesta a las interrogantes formuladas en la investigación.

En esta parte será muy útil el uso de los programas AUTOCAD que me permitirá obtener los resultados exactos durante el proceso estadístico.

### **3.9. Orientación ética, filosófica y epistémica**

Los participantes de esta investigación; tiene diversos derechos y deberes, los cuales se ven reflejados, de los cuales podemos desprender los siguientes:

- Los habitantes del barrio Yanacocha Baja serán informados sobre el propósito de la presente investigación y el uso que se les dará a los resultados de la investigación.
- Los habitantes del barrio Vista Alegria y los caseríos involucrados serán informados sobre el propósito de la presente investigación y el uso que se les dará a los resultados de la investigación.
- Los habitantes de los barrios y caseríos no tendrán opción a negarse en participar de la mencionada investigación.

## **CAPÍTULO IV**

### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

#### **4.1. Descripción del trabajo de campo**

##### **4.1.1. Ubicación**

La zona de estudio de la presente investigación, se encuentra en el barrio Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, Provincia y Región Pasco

##### a) Ubicación Política

Departamento : Pasco  
Provincia : Pasco  
Distrito : Huariaca

##### b) Ubicación geográfica

Coordenadas Sistema Universal Transversal Mercator UTM – WGS84

Este: 369754.033-369565.823 E

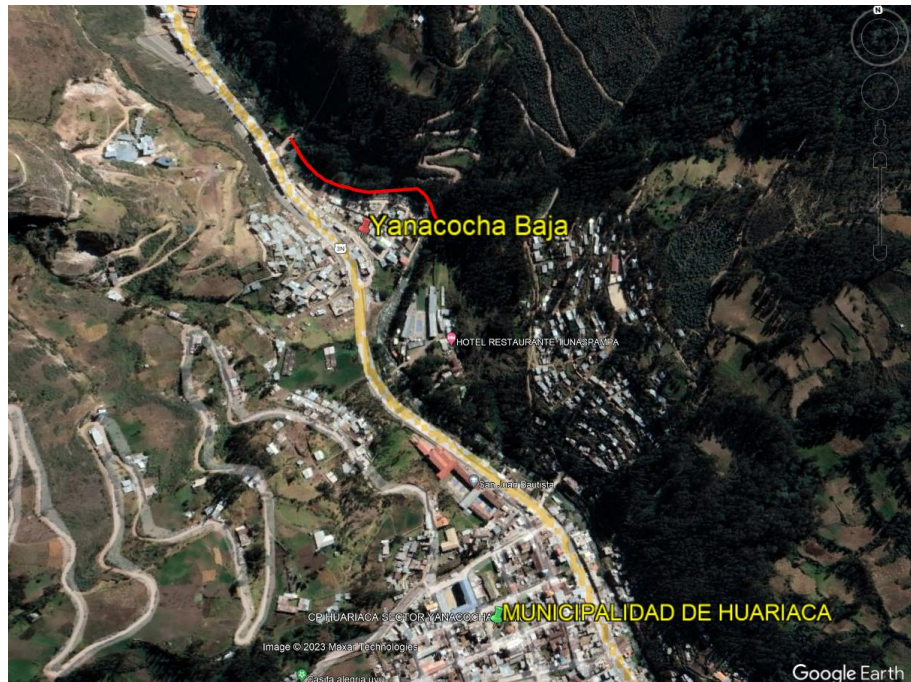
Norte: 8846071.397-8846176.385 N

Altitud: 2929.00– 2924.55 msnm

##### c) Longitud del Tramo del Rio Huallaga a Estudiar

El tramo del rio Huallaga a estudiar, presenta una longitud de 230 m; correspondientes a las progresivas 0+000 km – 0+230 km, respectivamente.

de estudio en el barrio Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, Provincia y Región Pasco.



*Ilustración 7 Ubicación de Yanacocha Baja (fuente: grafico adaptado de Google Earth)*

d) Vía de acceso

Desde Pasco: Pasco – Huariaca : Una distancia de 11.5 Km.

A través de la carretera central Asfaltada

#### **4.1.2. Levantamiento Topográfico**

El levantamiento topográfico se realizó en todo el tramo de los 230 m, con una cobertura total de 250 m, dicho levantamiento se ejecutó con el equipo Estación Total, Leica modelo TS06, de ello se tomó datos de todo el proyecto para la respectiva investigación.

Se muestran evidencias fotográficas:





*Ilustración 8 Vista de equipo Estación Total trabajando en la zona (fuente: propia)*



*Ilustración 9 Vista de la seccion del río huallaga (fuente: propia)*





*Ilustración 10 Vista de aguas del río Huallaga (fuente: propia)*



*Ilustración 11 Vista del puente y lado del río que se trabajó (fuente: propia)*





*Ilustración 12 Vista de levantamiento topográfico (fuente: propia)*



*Ilustración 13 Vista del cauce y borde del río Huallaga (fuente: propia)*

## **4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados**

### **4.2.1. Análisis Hidrológico**

En este capítulo se establece un marco metodológico para la estimación de los hidrogramas y caudales máximos de crecida a partir de los datos cartográficos y meteorológicos, con el fin de determinar los parámetros hidráulicos para cumplir el objetivo del estudio.

Se comienza analizando y tratando los datos de precipitación máxima en 24 horas (Pm24hr). Los parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica del área de investigación se establecen mediante una digitalización de las cartas nacionales utilizando ArcGIS.

### **4.2.2. Información Meteorológica**

Los datos meteorológicos utilizados corresponden a los datos de precipitación máxima de 24 horas de cuatro estaciones dados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

- Parámetro: Precipitación Max 24 Horas.
- Estación: Pasco
- Periodo: (2000-2023)

Tabla 7 Precipitación máxima en 24 horas (fuente: SENAMHI)

**REGISTRO HISTÓRICO**

ESTACIÓN CERRO DE PASCO

Estación : CERRO DE PASCO

Longitud 76°15'51.1"

Dpto. PASCO

Parámetro : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

Latitud : 10°41'36.15"

Prov. PASCO

Altitud : 4,357 msnm.

Dist. CHAUPIMARCA

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2000	18.0	17.3	18.3	6.5	9.4	2.8	4.5	8.2	7.1	14.3	12.7	22.6	22.6
2001	29.4	24.3	24.0	23.7	10.9	2.0	11.5	6.0	7.9	19.1	16.6	28.0	29.4
2002	8.0	19.4	26.8	15.5	13.5	3.0	10.4	3.5	13.7	24.1	12.6	22.3	26.8
2003	14.5	19.4	20.7	18.1	8.3	7.0	4.6	10.0	20.7	6.0	20.0	13.1	20.7
2004	12.7	31.2	11.4	16.9	6.0	4.0	8.6	7.9	27.5	22.5	26.8	33.2	33.2
2005	15.4	20.0	46.7	17.4	2.9	2.8	4.1	4.5	6.0	12.8	29.1	9.0	46.7
2006	9.8	17.5	16.2	19.1	3.9	17.0	2.7	4.0	21.8	21.3	27.3	24.6	27.3
2007	15.5	16.0	18.4	14.2	16.0	0.0	8.0	4.4	10.5	16.0	20.6	26.7	26.7
2008	16.6	18.5	8.0	12.5	5.4	7.3	3.2	10.4	10.0	10.4	29.4	25.0	29.4
2009	26.0	19.0	39.2	11.4	12.0	12.0	8.2	12.4	5.1	20.0	31.4	29.5	39.2
2010	25.7	24.3	35.9	14.5	17.0	2.0	4.4	0.0	7.5	24.0	13.8	30.8	35.9
2011	20.5	16.3	20.8	24.4	12.0	0.0	6.3	9.0	14.0	16.0	22.7	24.0	24.4
2012	20.0	20.7	15.0	12.0	7.8	6.5	3.5	5.2	16.8	25.4	18.0	24.6	25.4
2013	25.8	15.0	20.3	14.0	15.0	5.8	8.0	11.0	17.6	20.5	11.6	16.0	25.8
2014	26.2	19.8	20.0	24.7	7.3	10.0	7.0	2.6	20.6	15.0	17.5	25.6	26.2
2015	15.0	10.0	18.0	15.2	10.3	9.0	9.0	7.4	18.4	17.3	25.1	15.4	25.1
2016	9.8	16.5	20.6	12.4	8.2	7.1	6.7	13.0	9.0	16.0	7.4	17.5	20.6
2017	20.6	28.0	15.0	15.4	13.2	0.5	6.5	4.0	12.0	15.4	19.0	18.0	28.0
2018	17.0	11.0	17.0	19.0	8.0	3.6	7.0	8.0	25.0	30.0	16.0	51.0	51.0
2019	59.0	43.0	45.0	24.0	17.0	4.5	6.0	8.0	17.0	30.2	30.0	60.0	60.0
2020	20.2	39.0	20.0	14.5	17.0	2.0	18.0	8.0	7.5	24.0	13.8	30.8	39.0
2021	29.4	24.3	24.0	23.7	10.9	2.0	11.5	6.0	7.9	19.1	54.0	20.0	54.0
2022	35.2	47.2	42.0	34.0	20.0	28.0	5.0	12.0	35.0	11.0	25.0	26.5	47.2
2023	13.0	35.6	16.2	17.3	10.6	3.0							35.6
PROMEDIO	20.97	23.05	23.31	17.52	10.94	5.91	7.16	7.20	14.72	18.71	21.76	25.83	33.3
DESV. EST.	10.68	9.69	10.58	5.86	4.50	6.21	3.44	3.39	7.80	6.06	9.76	11.22	11.1
MÁXIMO	59.00	47.20	46.70	34.00	20.00	28.00	18.00	13.00	35.00	30.20	54.00	60.00	60.0
MÍNIMO	8.00	10.00	8.00	6.50	2.90	0.00	2.70	0.00	5.10	6.00	7.40	9.00	20.6
Nº Datos	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	24

**4.2.3. Histograma Histórico**

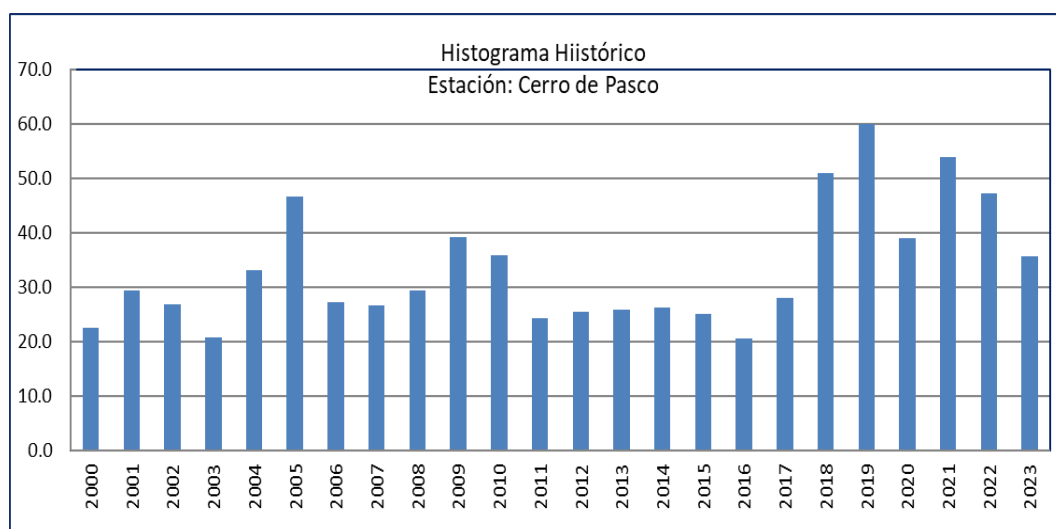


Ilustración 14 Histograma histórico (Fuente: Elaboración Propia)



#### 4.2.4. Prueba de datos dudosos (método water resources council)

Esta táctica estadística sugiere ajustar los valores atípicos, o puntos de datos que se apartan drásticamente de la tendencia general de los datos, conocidos como datos dudosos (outliers).

Tabla 8 Cálculo de datos estadísticos para prueba de datos dudosos (Fuente: Elaboración propia)

Nº	AÑO	ORDEN	P24	log(P24)		
1	2000	22	1	22	22.60	1.3541
2	2001	11	1	11	29.40	1.4683
3	2002	15	1	15	26.80	1.4281
4	2003	23	1	23	20.70	1.3160
5	2004	10	1	10	33.20	1.5211
6	2005	5	1	5	46.70	1.6693
7	2006	14	1	14	27.30	1.4362
8	2007	16	1	16	26.70	1.4265
9	2008	11	2	12	29.40	1.4683
10	2009	6	1	6	39.20	1.5933
11	2010	8	1	8	35.90	1.5551
12	2011	21	1	21	24.40	1.3874
13	2012	19	1	19	25.40	1.4048
14	2013	18	1	18	25.80	1.4116
15	2014	17	1	17	26.20	1.4183
16	2015	20	1	20	25.10	1.3997
17	2016	24	1	24	20.60	1.3139
18	2017	13	1	13	28.00	1.4472
19	2018	3	1	3	51.00	1.7076
20	2019	1	1	1	60.00	1.7782
21	2020	7	1	7	39.00	1.5911
22	2021	2	1	2	54.00	1.7324
23	2022	4	1	4	47.20	1.6739
24	2023	9	1	9	35.60	1.5514

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	24	24
Suma $\Sigma$	800.2	36.0538
Máximo	60.0	1.7782
Mínimo	20.6	1.3139
Promedio $\bar{x}$	33.3	1.5022
Desviación estándar s	11.1065	0.1338
Coficiente asimetría Cs	1.0302	0.6071
Cs/6 k	0.1717	0.1012

Hallando la prueba de datos:

**PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resource Council)**

$n = 24$   
 $Kn = 2.467^*$   
*Kn: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia:10%)*

➔ Umbral de datos dudosos **altos** ( $x_H$ : unid. logaritmicas)

$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s$   $x_H = 1.8324$

Precipitación máxima aceptada

$PH = 10^{x_H}$  **PH = 68.0 mm**

➔ Umbral de datos dudosos **bajos** ( $x_L$ : unid. logaritmicas)

$x_L = \bar{x} - Kn \cdot s$   $x_L = 1.1721$

Precipitación mínima aceptada

$PL = 10^{x_L}$  **PL = 14.9 mm**

**Nota:** Se observa que todos los valores 'P24' están dentro de los límites PH y PL, es decir se encuentran entre 15.90 y 60.4 mm. **No existen datos dudosos.**

**4.2.5. Prueba de la bondad de ajuste:**

Tabla 9 Cálculo de métodos estadísticos (Fuente: Elaboración propia)

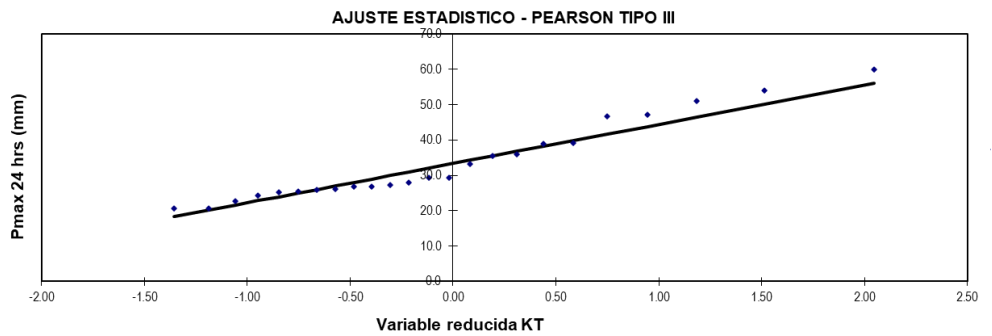
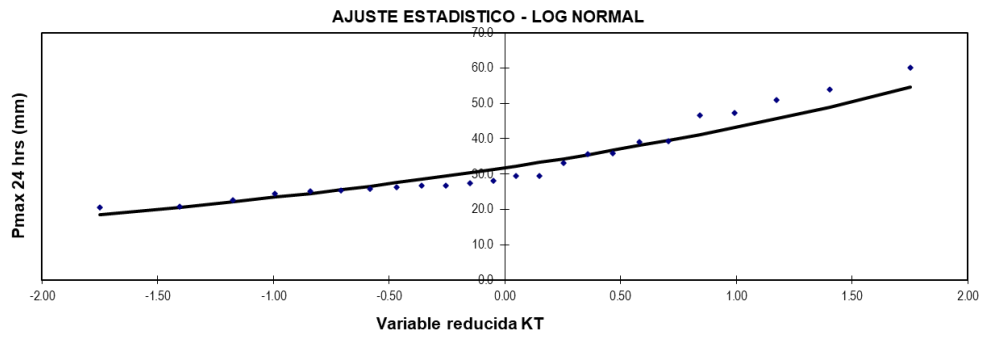
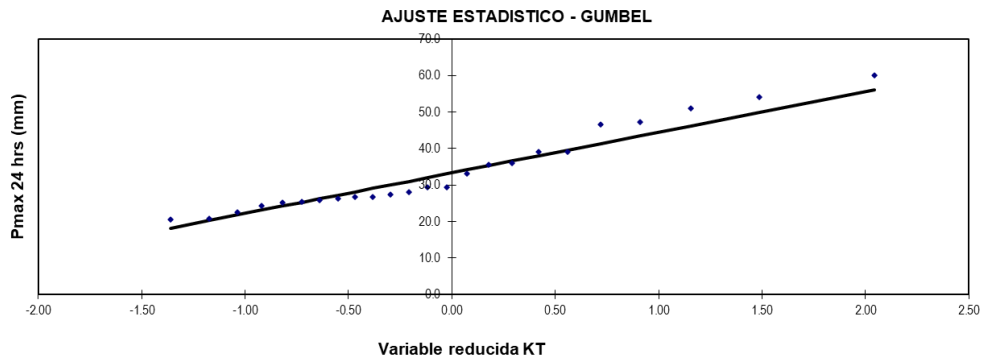
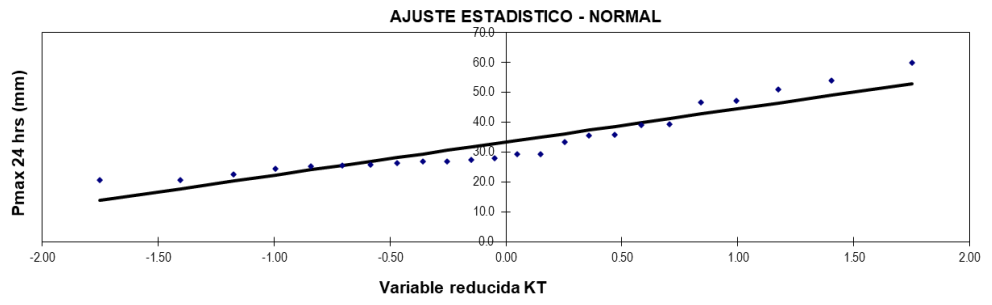
**PRUEBA DE LA BONDAD DEL AJUSTE - GRÁFICA DE PROBABILIDADES**

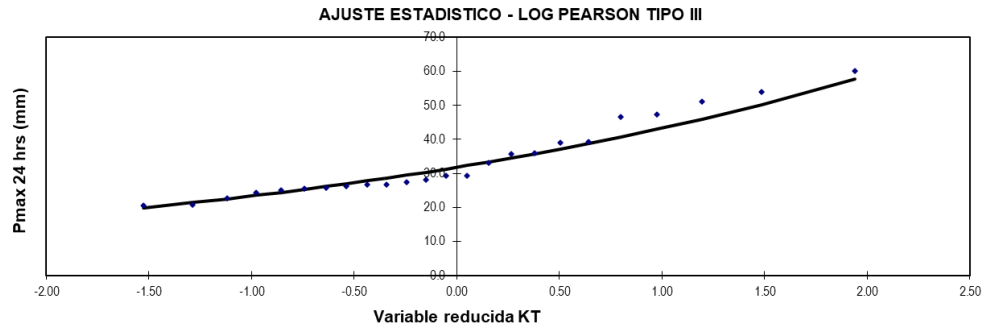
P24		log(P24)	
Numero de datos: n	24		
Promedio: x	33.34	1.50	
Desviación estándar: s	11.11	0.13	
Coficiente asimetría: Cs	1.03	0.61	
Cs/6: k	0.17	0.10	

ESTACIÓN CERRO DE PASCO														
N	T	P(X≤xT)	VALOR OBSERVADO		NORMAL		GUMBEL		LOGNORMAL		PEARSON III		LOGPEARSON III	
			P24	log(P24)	K <sub>T</sub>	ESPERADO	K <sub>T</sub>	ESPERADO	K <sub>T</sub>	ESPERADO	K <sub>T</sub>	ESPERADO	K <sub>T</sub>	ESPERADO
1	25.00	4.00%	60.0	1.7782	1.7507	52.8	2.0438	56.0	1.7507	54.5	2.0459	56.1	1.9401	57.8
2	12.50	8.00%	54.0	1.7324	1.4051	48.9	1.4870	49.9	1.4051	49.0	1.5131	50.1	1.4835	50.2
3	8.33	12.00%	51.0	1.7076	1.1750	46.4	1.1538	46.2	1.1750	45.7	1.1861	46.5	1.1947	45.9
4	6.25	16.00%	47.2	1.6739	0.9945	44.4	0.9118	43.5	0.9945	43.2	0.9446	43.8	0.9765	42.9
5	5.00	20.00%	46.7	1.6693	0.8416	42.7	0.7195	41.3	0.8416	41.2	0.7500	41.7	0.7973	40.6
6	4.17	24.00%	39.2	1.5933	0.7063	41.2	0.5581	39.5	0.7063	39.5	0.5853	39.8	0.6429	38.8
7	3.57	28.00%	39.0	1.5911	0.5828	39.8	0.4179	38.0	0.5828	38.0	0.4409	38.2	0.5055	37.1
8	3.13	32.00%	35.9	1.5551	0.4677	38.5	0.2928	36.6	0.4677	36.7	0.3114	36.8	0.3803	35.7
9	2.78	36.00%	35.6	1.5514	0.3585	37.3	0.1790	35.3	0.3585	35.5	0.1929	35.5	0.2640	34.5
10	2.50	40.00%	33.2	1.5211	0.2533	36.2	0.0737	34.2	0.2533	34.4	0.0829	34.3	0.1545	33.3
11	2.27	44.00%	29.4	1.4683	0.1510	35.0	-0.0251	33.1	0.1510	33.3	-0.0206	33.1	0.0500	32.3
12	2.08	48.00%	29.4	1.4683	0.0502	33.9	-0.1189	32.0	0.0502	32.3	-0.1189	32.0	-0.0508	31.3
13	1.92	52.00%	28.0	1.4472	-0.0502	32.8	-0.2089	31.0	-0.0502	31.3	-0.2134	31.0	-0.1490	30.4
14	1.79	56.00%	27.3	1.4362	-0.1510	31.7	-0.2962	30.1	-0.1510	30.3	-0.3050	30.0	-0.2458	29.5
15	1.67	60.00%	26.8	1.4281	-0.2533	30.5	-0.3819	29.1	-0.2533	29.4	-0.3947	29.0	-0.3420	28.6
16	1.56	64.00%	26.7	1.4265	-0.3585	29.4	-0.4667	28.2	-0.3585	28.5	-0.4833	28.0	-0.4386	27.8
17	1.47	68.00%	26.2	1.4183	-0.4677	28.1	-0.5518	27.2	-0.4677	27.5	-0.5717	27.0	-0.5368	26.9
18	1.39	72.00%	25.8	1.4116	-0.5828	26.9	-0.6382	26.3	-0.5828	26.6	-0.6609	26.0	-0.6378	26.1
19	1.32	76.00%	25.4	1.4048	-0.7063	25.5	-0.7273	25.3	-0.7063	25.6	-0.7522	25.0	-0.7433	25.3
20	1.25	80.00%	25.1	1.3997	-0.8416	24.0	-0.8211	24.2	-0.8416	24.5	-0.8471	23.9	-0.8557	24.4
21	1.19	84.00%	24.4	1.3874	-0.9945	22.3	-0.9223	23.1	-0.9945	23.4	-0.9481	22.8	-0.9787	23.5
22	1.14	88.00%	22.6	1.3541	-1.1750	20.3	-1.0360	21.8	-1.1750	22.1	-1.0592	21.6	-1.1185	22.5
23	1.09	92.00%	20.7	1.3160	-1.4051	17.7	-1.1725	20.3	-1.4051	20.6	-1.1883	20.1	-1.2883	21.4
24	1.04	96.00%	20.6	1.3139	-1.7507	13.9	-1.3615	18.2	-1.7507	18.5	-1.3576	18.3	-1.5265	19.9

T: Período de retorno en años  
P: Probabilidad de ocurrencia

### Graficas de ajuste estadístico:





#### 4.2.6. Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov - Smirnov

Tabla 10 Cálculo de prueba de bondad de ajuste Kolmogorov - Smirnov (Fuente: Elaboración propia)

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV													
ESTACIÓN CERRO DE PASCO													
m	$x_m$	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F_o(x_m)$ Log - Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Log - Normal	$F_o(x_m)$ Pearson III	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Pearson III	$F_o(x_m)$ Log Pearson III	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ Gumbel	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Gumbel	
1	60.00	0.960000	0.99180808	0.03181	0.980382	0.02038	0.975282	0.01528	0.968789	0.00879	0.9745	0.01449	
2	54.00	0.920000	0.96855905	0.04856	0.957265	0.03726	0.950928	0.03093	0.945228	0.02523	0.9496	0.02364	
3	51.00	0.880000	0.9440728	0.06407	0.937522	0.05752	0.917341	0.03734	0.914192	0.03419	0.9295	0.04954	
4	47.20	0.840000	0.89394242	0.05394	0.900256	0.06026	0.900778	0.06078	0.899056	0.05906	0.8929	0.05286	
5	46.70	0.800000	0.88546377	0.08546	0.894067	0.09407	0.833572	0.03357	0.838130	0.03813	0.8869	0.08687	
6	39.20	0.760000	0.70106637	0.05893	0.751847	0.00815	0.810645	0.05065	0.817256	0.05726	0.7517	0.00832	
7	39.00	0.720000	0.69478595	0.02521	0.746563	0.02656	0.771916	0.05192	0.781773	0.06177	0.7467	0.02668	
8	35.90	0.680000	0.59108856	0.08891	0.653552	0.02645	0.772019	0.09202	0.781843	0.10184	0.6585	0.02154	
9	35.60	0.640000	0.58056332	0.05944	0.643450	0.00345	0.691840	0.05184	0.706426	0.06643	0.6488	0.00883	
10	33.20	0.600000	0.4949115	0.10509	0.556141	0.04386	0.652782	0.05278	0.669195	0.06919	0.5651	0.03489	
11	29.40	0.560000	0.361333	0.19867	0.400024	0.15998	0.566803	0.06680	0.585188	0.02519	0.4127	0.14734	
12	29.40	0.520000	0.361333	0.15867	0.400024	0.11998	0.425737	0.09426	0.440155	0.07984	0.4127	0.10734	
13	28.00	0.480000	0.31527581	0.16472	0.340309	0.13969	0.398395	0.08160	0.411511	0.06849	0.3533	0.12670	
14	27.30	0.440000	0.2932287	0.14677	0.310730	0.12927	0.398277	0.04172	0.411363	0.02864	0.3237	0.11633	
15	26.80	0.400000	0.2779321	0.12207	0.289868	0.11013	0.398336	0.00166	0.411281	0.01128	0.3027	0.09732	
16	26.70	0.360000	0.27492017	0.08508	0.285730	0.07427	0.398084	0.03808	0.411432	0.05143	0.2985	0.06149	
17	26.20	0.320000	0.26010616	0.05989	0.265248	0.05475	0.366107	0.04611	0.377219	0.05722	0.2778	0.04219	
18	25.80	0.280000	0.24855842	0.03144	0.249147	0.03085	0.365895	0.08590	0.377341	0.09734	0.2615	0.01851	
19	25.40	0.240000	0.23728963	0.00271	0.233342	0.00666	0.232008	0.00799	0.231366	0.00863	0.2454	0.00542	
20	25.10	0.200000	0.22902565	0.02903	0.221706	0.02171	0.227218	0.02722	0.225956	0.02596	0.2336	0.03356	
21	24.40	0.160000	0.2103851	0.05039	0.195382	0.03538	0.155758	0.00424	0.147363	0.01284	0.2066	0.04665	
22	22.60	0.120000	0.16673369	0.04673	0.134163	0.01416	0.128096	0.00810	0.117373	0.00263	0.1436	0.02356	
23	20.70	0.080000	0.12751334	0.04751	0.081974	0.00197	0.063280	0.01072	0.054893	0.02511	0.0892	0.00917	
24	20.60	0.040000	0.12564361	0.08564	0.079621	0.03962	0.027102	0.01290	0.014858	0.02514	0.0867	0.04670	
X	33.34												
S	11.11												
CS	1.030												
n	24		Amáx	0.19867		0.15998		0.09426		0.10184		0.14734	
α	0.05		Acritico > Amáx	Si se ajusta		Si se ajusta		Si se ajusta		Si se ajusta		Si se ajusta	
Acritico	0.27028		Mejor Ajuste	5		4		1		2		3	

#### 4.2.7. Precipitaciones máximas anuales en 24 horas

Tabla 11 Calculo de precipitaciones máximas corregidas (Fuente: Elaboración propia)

ESTACIÓN CERRO DE PASCO														
		Promedio :		x = 33.3417		y = 1.5022		Coeficiente de corrección de Pmax por N° de lecturas (OMM)						
		Desviación estándar :		s = 11.1065		sy = 0.1338		f(2 lecturas) = 1.13						
		Cs/6 :		k = 0.1717		k = 0.1012								
T (años)	P(x <sub>oxT</sub> )	DISTRIB. NORMAL		DISTRIB. GUMBELL		DISTRIB. LOGNORMAL		DISTRIB. PEARSON III		DISTRIB. LOG PEARSON III		P <sub>MAX</sub> mm	P <sub>MAX</sub> (corregida)	
		K <sub>T</sub>	x <sub>T</sub>	K <sub>T</sub>	x <sub>T</sub>	K <sub>T</sub>	x <sub>T</sub>	10 <sup>x<sub>T</sub></sup>	K <sub>T</sub>	x <sub>T</sub>	K <sub>T</sub>	X <sub>T</sub>	10 <sup>x<sub>T</sub></sup>	
2	0.500	0.0000	33.3	-0.1643	31.5	0.00	1.5022	31.8	-0.1666	31.5	-0.1001	1.4888	30.8	31.5
3	0.667	0.4307	38.1	0.2538	36.2	0.43	1.5599	36.3	0.2708	36.3	0.3407	1.5478	35.3	36.2
5	0.800	0.8416	42.7	0.7195	41.3	0.84	1.6149	41.2	0.7500	41.7	0.7973	1.6089	40.6	41.3
10	0.900	1.2816	47.6	1.3046	47.8	1.28	1.6737	47.2	1.3349	48.2	1.3270	1.6798	47.8	47.8
20	0.950	1.6449	51.6	1.8658	54.1	1.64	1.7224	52.8	1.8773	54.2	1.7973	1.7428	55.3	54.1
25	0.960	1.7507	52.8	2.0438	56.0	1.75	1.7365	54.5	2.0459	56.1	1.9401	1.7619	57.8	56.0
50	0.980	2.0537	56.2	2.5923	62.1	2.05	1.7771	59.9	2.5559	61.7	2.3637	1.8186	65.9	62.1
100	0.990	2.3263	59.2	3.1367	68.2	2.33	1.8136	65.1	3.0502	67.2	2.7638	1.8721	74.5	68.2
200	0.995	2.5758	62.0	3.6791	74.2	2.58	1.8470	70.3	3.5332	72.6	3.1460	1.9233	83.8	74.2
300	0.997	2.7131	63.5	3.9959	77.7	2.71	1.8653	73.3	3.8117	75.7	3.3630	1.9523	89.6	77.7
500	0.998	2.8782	65.3	4.3947	82.2	2.88	1.8874	77.2	4.1591	79.5	3.6304	1.9881	97.3	82.2
1000	0.999	3.0902	67.7	4.9355	88.2	3.09	1.9158	82.4	4.6255	84.7	3.9842	2.0354	108.5	88.2

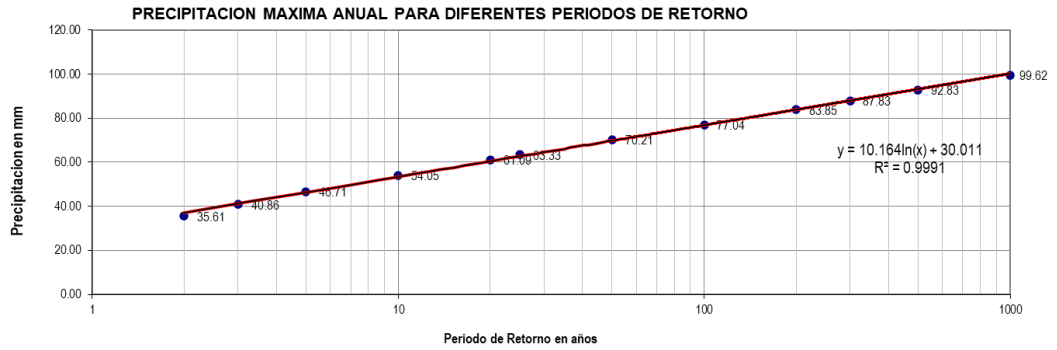


Ilustración 15 Gráfica de precipitación máxima anual (Fuente: Elaboración propia)

#### 4.2.8. Determinación de coeficientes regionales método IILA-SENAMHI-UNI

##### Formulaciones hidrológicas\*

Siendo:

t: duración de lluvia diaria (horas)  
T: periodo de de retorno en años

P<sub>t</sub>: precipitación (mm)

I<sub>t</sub>: intensidad de la lluvia (mm/hora)

Para t entre 3 - 24 horas

$$P_t = a (1 + K \log T) (t)^n$$

$$I_t = a (1 + K \log T) (t)^{n-1}$$

Para t < 3 horas

$$P_t = a (1 + K \log T) (t+b)^n$$

$$I_t = a (1 + K \log T) (t+b)^{n-1}$$

##### Región Hidrológica y parámetros

Región hidrológica:	123 <sub>10</sub>	SIERRA
Altitud media:	Y =	4357 msnm
Duración de lluvia diaria (Perú):	t <sub>p</sub> =	15.2 horas
Parámetro de zona:	e <sub>g</sub> =	27.785 (adimensional) e <sub>g</sub> =6+0,005Y
Parámetro de intensidad :	a =	13.9025 mm a=3,01+0,0025Y
Parámetro de frecuencia:	K =	0.553 (adimensional) K=0.553
Parámetro de duración:	n =	0.254 (adimensional)
Parámetro de duración por región:	b =	0.4 horas

Coeficientes regionales para determinar precipitaciones e intensidades para diferentes tiempos de retorno

Tiempo duración	Coeficientes Regionales	
	P <sub>t</sub> / P <sub>24H</sub>	I <sub>t</sub> / I <sub>24H</sub>
10 min	0.39	16.36
20 min	0.41	13.49
30 min	0.43	11.58
40 min	0.45	10.20
50 min	0.47	9.16
1.0 h	0.49	8.33
1.5 h	0.53	6.63
2.0 h	0.56	5.57
4.0 h	0.63	3.81
6.0 h	0.70	2.81
7.0 h	0.73	2.51
8.0 h	0.76	2.27
10.0 h	0.80	1.92
11.0 h	0.82	1.79
12.0 h	0.84	1.68
24.0 h	1.00	1.00

→Precipitación  
 $P_t/P_{24H} = ((t+b)/24)^n$   
 $P_t/P_{24H} = (t/24)^n$

→Intensidad  
 $I_t/I_{24H} = ((t+b)/24)^{(n-1)}$   
 $I_t/I_{24H} = (t/24)^{(n-1)}$

\*Normas Legales OS. 060- Anexo N°1 Hidrología Tabla 2.a,3.a y 3.b

#### 4.2.9. Precipitación de diseño para duraciones menores a 24 horas - método IILA-UNI-SENAMHI

Tabla 12 Cálculo de precipitación de diseño para periodos de retorno (Fuente: Elaboración propia)

ESTACIÓN: CERRO DE PASCO										
DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10.00	13.75	18.04	20.87	23.59	24.45	27.11	29.75	32.38	35.85
0.33	20.00	14.68	19.26	22.28	25.19	26.11	28.95	31.76	34.57	38.27
0.50	30.00	15.47	20.28	23.47	26.53	27.50	30.49	33.46	36.42	40.32
0.67	40.00	16.15	21.18	24.51	27.70	28.72	31.84	34.94	38.02	42.10
0.83	50.00	16.76	21.97	25.43	28.74	29.80	33.03	36.25	39.45	43.68
1.00	60.00	17.30	22.69	26.26	29.68	30.77	34.11	37.43	40.74	45.11
1.50	90.00	18.70	24.52	28.38	32.08	33.25	36.87	40.45	44.03	48.74
2.00	120.00	19.84	26.02	30.12	34.04	35.28	39.12	42.93	46.72	51.72
4.00	240.00	22.59	29.63	34.29	38.76	40.17	44.54	48.87	53.19	58.89
6.00	360.00	25.04	32.84	38.01	42.96	44.53	49.37	54.18	58.96	65.28
7.00	420.00	26.04	34.15	39.52	44.68	46.31	51.34	56.34	61.32	67.88
8.00	480.00	26.94	35.33	40.89	46.22	47.91	53.11	58.28	63.43	70.23
10.00	600.00	28.51	37.39	43.27	48.91	50.70	56.21	61.68	67.13	74.32
11.00	660.00	29.21	38.31	44.33	50.11	51.94	57.59	63.19	68.78	76.14
12.00	720.00	29.87	39.17	45.32	51.23	53.10	58.88	64.61	70.31	77.84
24.00	1440.00	35.61	46.71	54.05	61.09	63.33	70.21	77.04	83.85	92.83

#### 4.2.10. Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas - método IILA

Tabla 13 Cálculo de intensidades de diseño para periodos de retorno (Fuente: Elaboración propia)

ESTACIÓN: CERRO DE PASCO										
DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10.00	24.27	31.83	36.83	41.63	43.16	47.85	52.50	57.14	63.26
0.33	20.00	20.02	26.26	30.39	34.35	35.60	39.47	43.32	47.14	52.19
0.50	30.00	17.19	22.54	26.08	29.48	30.56	33.88	37.18	40.46	44.80
0.67	40.00	15.14	19.86	22.98	25.97	26.92	29.85	32.75	35.65	39.46
0.83	50.00	13.59	17.82	20.62	23.31	24.16	26.78	29.39	31.99	35.41
1.00	60.00	12.36	16.21	18.76	21.20	21.98	24.37	26.74	29.10	32.22
1.50	90.00	9.84	12.91	14.94	16.88	17.50	19.40	21.29	23.17	25.65
2.00	120.00	8.27	10.84	12.55	14.18	14.70	16.30	17.89	19.47	21.55
4.00	240.00	5.65	7.41	8.57	9.69	10.04	11.13	12.22	13.30	14.72
6.00	360.00	4.17	5.47	6.33	7.16	7.42	8.23	9.03	9.83	10.88
7.00	420.00	3.72	4.88	5.65	6.38	6.62	7.33	8.05	8.76	9.70
8.00	480.00	3.37	4.42	5.11	5.78	5.99	6.64	7.29	7.93	8.78
10.00	600.00	2.85	3.74	4.33	4.89	5.07	5.62	6.17	6.71	7.43
11.00	660.00	2.66	3.48	4.03	4.56	4.72	5.24	5.74	6.25	6.92
12.00	720.00	2.49	3.26	3.78	4.27	4.43	4.91	5.38	5.86	6.49
24.00	1440.00	1.48	1.95	2.25	2.55	2.64	2.93	3.21	3.49	3.87

CURVA INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA

$$I = \frac{10^k T^m}{t^n}$$

$$I = \frac{10^{2.0810} T^{0.1665}}{t^{0.58}}$$

I: Intensidad máxima (mm/h)  
T: Periodo de retorno en años  
t: Duración de la precipitación (min)

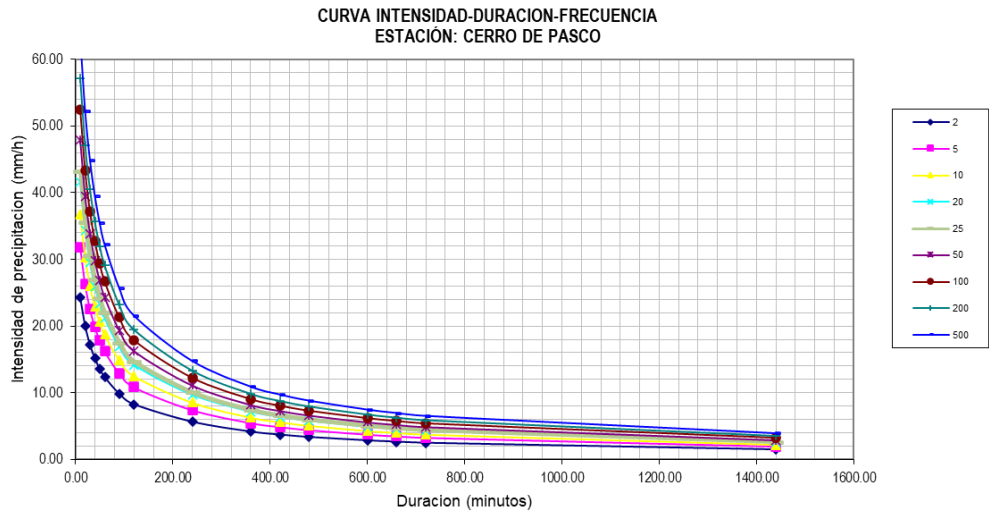


Ilustración 16 Curva intensidad – duración – frecuencia método ILLA (Fuente: Elaboración propia)

#### 4.2.11. Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas -

#### MÉTODO BELL

(mm/hr)

<b>Lluvias máximas (mm).- Estación Cerro de Pasco</b>							
T años	P. Max 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
200	83.85	7.6	11.4	13.9	15.9	18.9	24.8
100	77.04	6.9	10.4	12.7	14.5	17.2	22.6
50	70.21	6.3	9.4	11.4	13.1	15.5	20.4
25	63.33	5.6	8.3	10.2	11.6	13.9	18.2
10	54.05	4.7	7.0	8.6	9.8	11.6	15.2
5	46.71	4.0	6.0	7.3	8.4	9.9	13.0
3	40.86	3.5	5.2	6.4	7.3	8.7	11.4
2	35.61	3.1	4.6	5.7	6.5	7.7	10.1

Fuente: Elaboración del autor aplicando el Modelo de Bell

<b>Intensidad máximas (mm/hora).- Estación Cerro de Pasco</b>							
T años	P. Max 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
200	83.85	91.4	68.4	55.7	47.7	37.8	24.8
100	77.04	83.2	62.3	50.8	43.4	34.5	22.6
50	70.21	75.1	56.2	45.8	39.2	31.1	20.4
25	63.33	66.9	50.1	40.8	34.9	27.7	18.2
10	54.05	56.2	42.0	34.3	29.3	23.2	15.2
5	46.71	48.0	35.9	29.3	25.1	19.9	13.0
3	40.86	42.0	31.4	25.6	21.9	17.4	11.4
2	35.61	37.2	27.9	22.7	19.4	15.4	10.1

Fuente: Elaboración del autor

$$\text{Log}(I) = \text{Log}(K) + m \text{Log}(T) - n \text{Log}(t)$$

$$\text{O bien: } Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$$

$$a_0 = 1.8855802$$

$$a_1 = 0.1932043$$

$$a_2 = -0.526897$$

$$K = 76.84$$

$$m = 0.1932043$$

$$n = 0.5268968$$

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

Intensidades máximas.- Puerto Maldonado (mm/h)

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

$$K = 76.84$$

$$m = 0.193$$

$$n = 0.527$$

Duración (t) minutos	Período de Retorno (T) en años		
	25	50	100
5	61.29	70.07	80.11
10	42.54	48.63	55.60
20	29.52	33.75	38.59
30	23.84	27.26	31.17
40	20.49	23.43	26.78
50	18.22	20.83	23.81
60	16.55	18.92	21.63
70	15.26	17.44	19.94
80	14.22	16.26	18.59
90	13.37	15.28	17.47
100	12.64	14.46	16.53
110	12.02	13.75	15.72
120	11.49	13.13	15.01

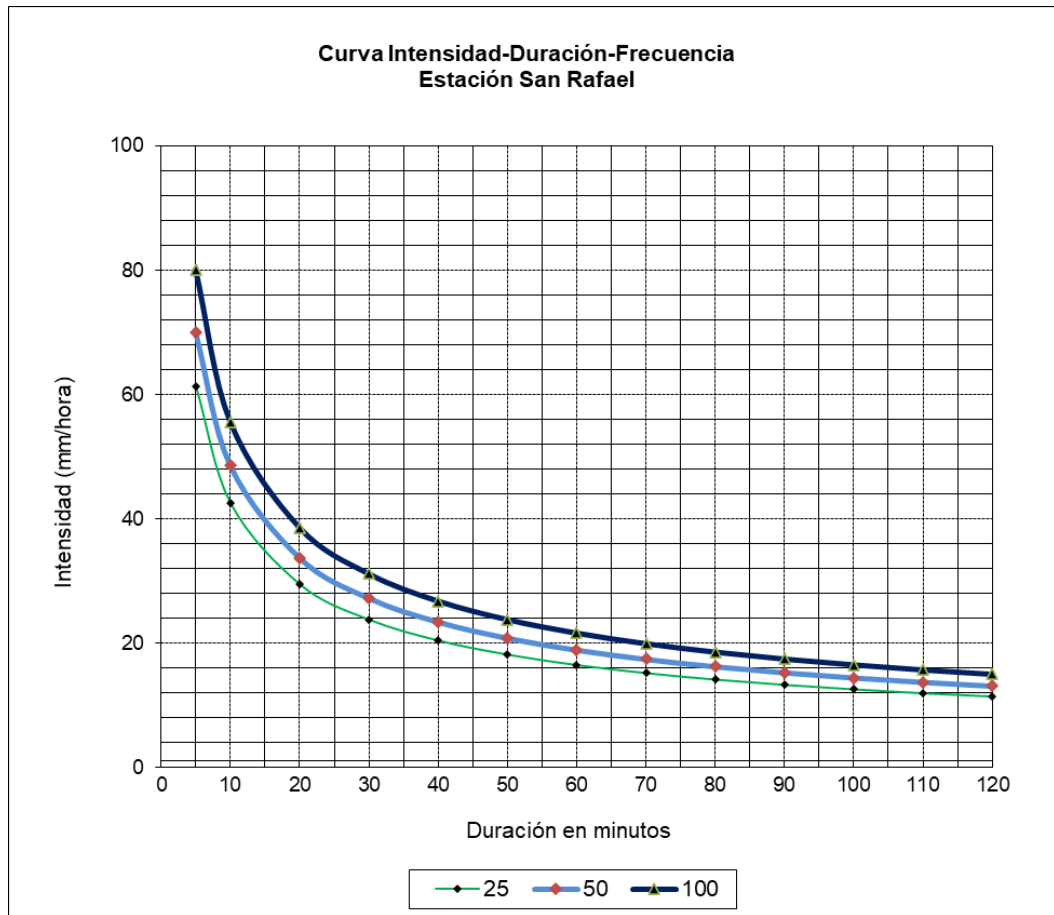
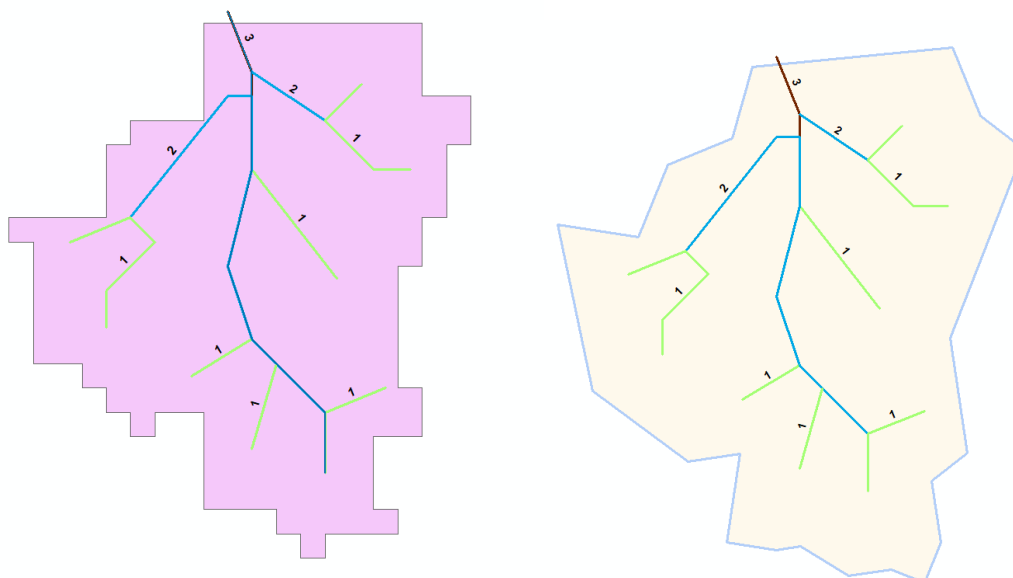


Ilustración 17 Curva intensidad – duración – frecuencia método BELL (Fuente: Elaboración propia)



#### 4.2.12. Parámetros geomorfológicos cuenca

Los cálculos de los datos geomorfológicos se realizaron con el programa Arc-Gis de la cuenca del río Huallaga hasta el punto de Yanacocha baja, así mismo se cargó todas las bases de la fuente de SENAMHI.



AREA	km <sup>2</sup>	604.967
PERIMETRO	km	136.892
LONGITUD DE CAUCE	km	32.234
LONGITUD DE CUENCA	km	34.653
COTA MAXIMA	msnm	4,601.90
COTA MINIMA	msnm	3,063.89
COTA MAXIMA DEL CAUCE	msnm	4,085.31
COTA MINIMA DEL CAUCE	msnm	3,063.89
DESNIVEL MAXIMO	m	1,538.01
DESNIVEL MAXIMO DEL CAUCE	m	1,021.42
DIFERENCIA ENTRE CURVAS	m	70.00
PENDIENTE DEL CAUCE	m/m	0.0316878
PENDIENTE DE LA CUENCA	m/m	0.00202
INDICE DE COMPACIDAD	k	6.886E-09
FACTOR DE FORMA		6.593E-10
REC. EQUIVALENTE	L	1.686E-15
	l	2.152E-16
ALTITUD MEDIA	msnm	1.096E-21

Número de Cuenca	Nombre de la Cuenca	Ubicación	Área de la Cuenca (Km <sup>2</sup> )	Mediciones Lineales					Coef. De Compacidad (Kc)	Rec. Equivalente		Lado Mayor (Lm)	Pendiente Media de la Cuenca	Pendiente del Cauce
				Perímetro de la Cuenca (Km)	Longitud del Cauce (Km)	Altitud de la Cuenca (m.i.n.m.)		Diferencia de Altitud (m)		L	I			
						Máximo	Mínimo							
1	s/n	Progresiva (0+230 km)	604.967	136.89	32.234	4,601.90	3,063.89	1,538.01	7E-09	0.000	0.000	34.653	0.20%	0.032

ALTITUD msnm	AREA PARCIAL m <sup>2</sup>	AREA ACUMULADA m <sup>2</sup>	FRECUENCIA DE ALTITUD PARCIAL	FRECUENCIA DE ALTITUD ACUMULADA	% DE AREA ACUMULADA QUE QUEDA
3,043		0	0.0 %	0.0 %	100.0 %
3,100	81,721	81,721	14.9 %	14.9 %	85.1 %
3,200	144,844	226,565	26.4 %	41.4 %	58.6 %
3,300	252,963	479,528	46.2 %	87.5 %	12.5 %
3,400	340,606	820,134	62.2 %	149.7 %	-49.7 %
3,500	537,574	1,357,708	98.1 %	247.9 %	-147.9 %
3,600	821,188	2,178,896	149.9 %	397.8 %	-297.8 %
3,700	961,188	3,140,084	175.5 %	573.3 %	-473.3 %
3,716	191,719	3,331,803	35.0 %	608.3 %	-508.3 %
<b>TOTAL</b>	<b>3331803</b>			<b>ALTURA MEDIA</b>	<b>3379</b>

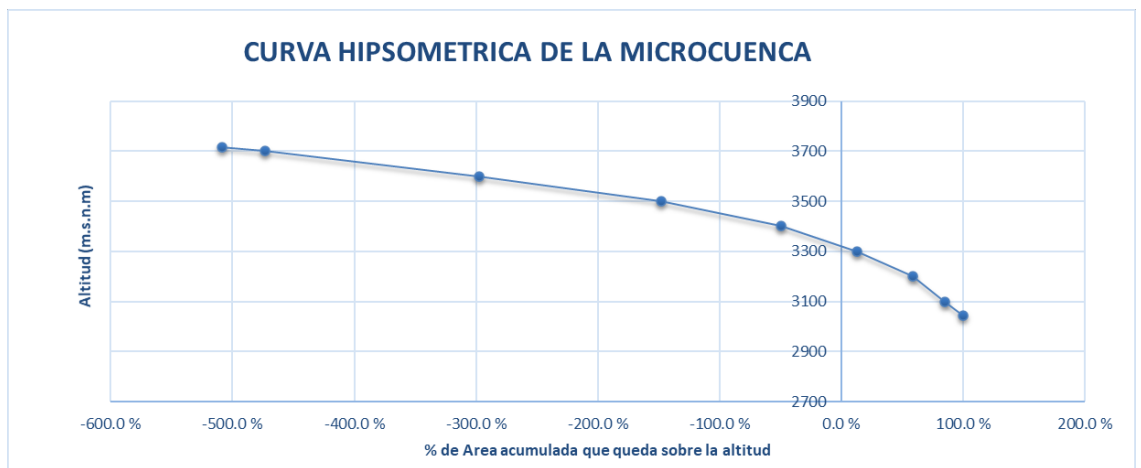


Ilustración 18 Curva hipsométrica de la microcuenca (Fuente: Elaboración propia)

#### 4.2.13. Tiempo de concentración

##### TIEMPO DE CONCENTRACION

###### Kirpich (1940)

Utilizable en cuencas de tamaño medio, pendiente considerable y diseñada para suelos dedicados al cultivo. Se basa en la siguiente fórmula

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.  
S = pendiente promedio de la cuenca, m/m

###### Jose R. Temes

Se trata de un método utilizado en cuencas de tamaño muy variable, ampliamente utilizado en la península Ibérica. Válido para cuencas de 1 km<sup>2</sup> hasta 3.000 km<sup>2</sup> y con tiempos de concentración desde los 15 minutos hasta las 24 horas

$$t_c = 0.3 * \left( \frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

###### California Culverts Practice (1942)

Este método permite calcular el tiempo de concentración en cuencas donde el escurrimiento se da mayoritariamente sobre laderas y quebradas en los cerros (cuencas montañosas)

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

t<sub>c</sub> = tiempo de concentración (min)  
L = longitud del curso de agua más largo  
H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.

CUENCA	CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA				TIEMPO DE CONCENTRACION en hr				
	Área km <sup>2</sup>	Perímetro km	Longitud km	Pendiente	Kirpich	Temes	Bramby Williams	Culvert Practice	Media
C-1	604.967	136.892	32.234	0.03	1.07	8.10	8.24	0.06	4.37

## 4.2.14. Caudales Estimados (m<sup>3</sup>/s) en Cuencas

Tabla 14 Caudales máximos (Fuente: Elaboración propia)

### Caudales Estimados (m<sup>3</sup>/s) en Cuencas Método del Hidrograma Triangular

N°	Cuenca (Nombre)	Ubicación (Km)	Área	Tiempo de Concentración	Tiempo de Retardo	Tiempo Pico	Tiempo Base	Caudal Unitario qp	Numero Curva	Altura de Precipitación	Lluvia efectiva, Pe (mm)	Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)
			(Km <sup>2</sup> )	tc (horas)	tr (horas)	tp (horas)	tb (horas)	(m <sup>3</sup> /s/mm)		N	500 años	500 años
1	Huallaga		604.967	4.368	2.655	8.550	23.000	14.6	50.00	92.831	5.968	87.13

N°	Cuenca (Nombre)	Ubicación (Km)	Área	Tiempo de Concentración	Tiempo de Retardo	Tiempo Pico	Tiempo Base	Caudal Unitario qp	Numero Curva	Altura de Precipitación	Lluvia efectiva, Pe (mm)	Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)
			(Km <sup>2</sup> )	tc (horas)	tr (horas)	tp (horas)	tb (horas)	(m <sup>3</sup> /s/mm)		N	100 años	100 años
1	Huallaga		604.967	4.368	2.655	8.550	23.000	14.6	50.00	77.042	2.457	35.88

N°	Cuenca (Nombre)	Ubicación (Km)	Área	Tiempo de Concentración	Tiempo de Retardo	Tiempo Pico	Tiempo Base	Caudal Unitario qp	Numero Curva	Altura de Precipitación	Lluvia efectiva, Pe (mm)	Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)
			(Km <sup>2</sup> )	tc (horas)	tr (horas)	tp (horas)	tb (horas)	(m <sup>3</sup> /s/mm)		N	50 años	50 años
1	Huallaga		604.967	4.368	2.655	8.550	23.000	14.6	50.00	70.210	1.378	20.12

N°	Cuenca (Nombre)	Ubicación (Km)	Área	Tiempo de Concentración	Tiempo de Retardo	Tiempo Pico	Tiempo Base	Caudal Unitario qp	Numero Curva	Altura de Precipitación	Lluvia efectiva, Pe (mm)	Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)
			(Km <sup>2</sup> )	tc (horas)	tr (horas)	tp (horas)	tb (horas)	(m <sup>3</sup> /s/mm)		N	25 años	25 años
1	Huallaga		604.967	4.368	2.655	8.550	23.000	14.6	50.00	63.327	0.589	8.6

N°	Cuenca (Nombre)	Ubicación (Km)	Área	Tiempo de Concentración	Tiempo de Retardo	Tiempo Pico	Tiempo Base	Caudal Unitario qp	Numero Curva	Altura de Precipitación	Lluvia efectiva, Pe (mm)	Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)
			(Km <sup>2</sup> )	tc (horas)	tr (horas)	tp (horas)	tb (horas)	(m <sup>3</sup> /s/mm)		N	10 años	10 años
1	Huallaga		604.967	4.368	2.655	8.550	23.000	14.6	50.00	54.049	0.041	0.6

## 4.2.15. Modelamiento hidráulico del río Huallaga con el software HEC-RAS

### 4.2.15.1. Modelamiento Hidráulico en Flujo Permanente

Utilizando el software HEC-RAS, la modelización hidráulica nos permite determinar el nivel máximo de agua ordinaria (NAMO) en cada sección de estudio, la llanura de inundación y otros parámetros hidráulicos para diversas crecidas. Esto nos permite observar cómo se comporta el flujo en relación con las características morfológicas del cauce.

## 4.2.16. Topografía

Desde una perspectiva topográfica, se formaron secciones transversales cada 20 metros a lo largo del eje del río Huallaga, desde su inicio aguas arriba en 0+000 km hasta su final aguas abajo en 0+230 km.

#### 4.2.17. Coeficientes de rugosidad

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	
En La Margen Derecha	0.032
En La Margen Izquierda	0.032
En El Cauce Principal	0.029

#### 4.2.18. Caudales

<b>Caudal Máximo (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Caudal Máximo (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Caudal Máximo (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Caudal Máximo (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Caudal Máximo (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>500 años</b>	<b>100 años</b>	<b>50 años</b>	<b>25 años</b>	<b>10 años</b>
87.13	35.88	20.12	8.6	0.6

#### 4.2.19. Determinación de secciones para diferentes tiempos retorno 10, 25, 50, 100 y 500 años.

Ingresados los datos geométricos, se mostrará las secciones transversales para diferentes Estaciones:

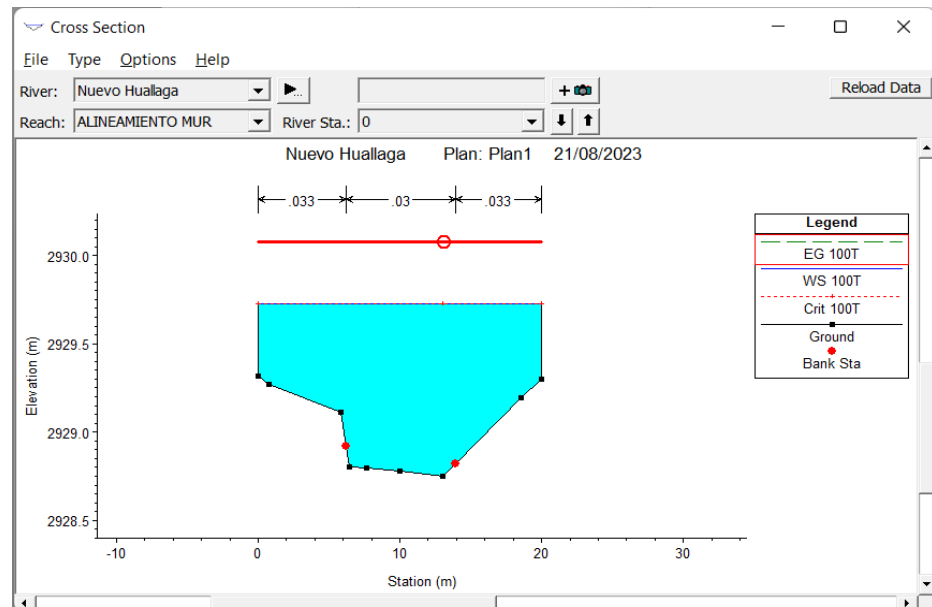
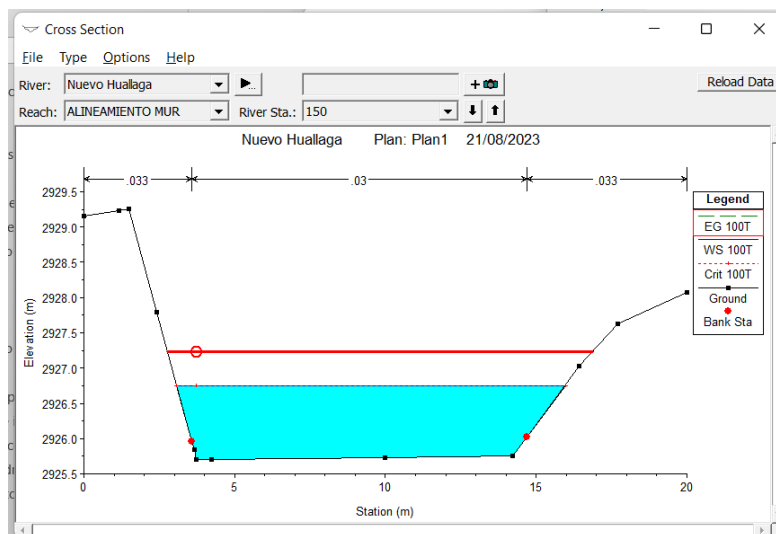
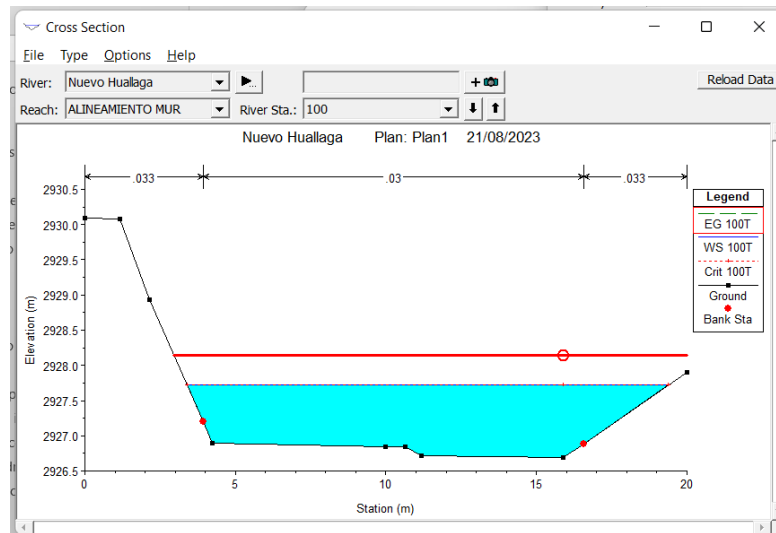
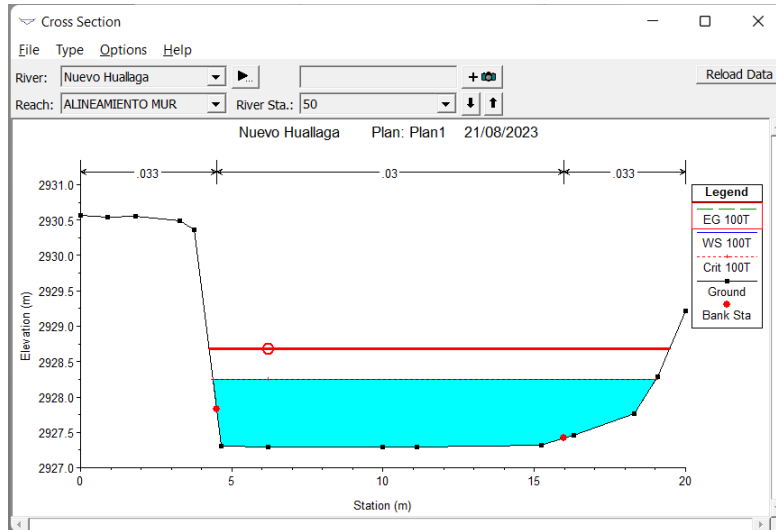
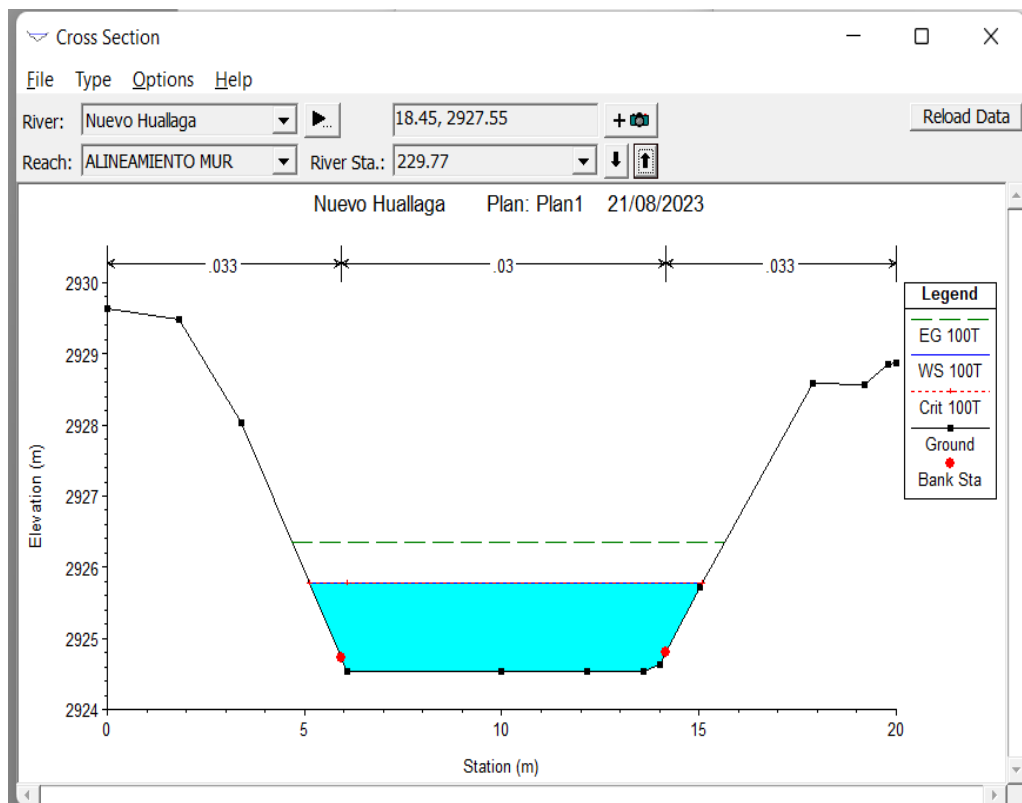
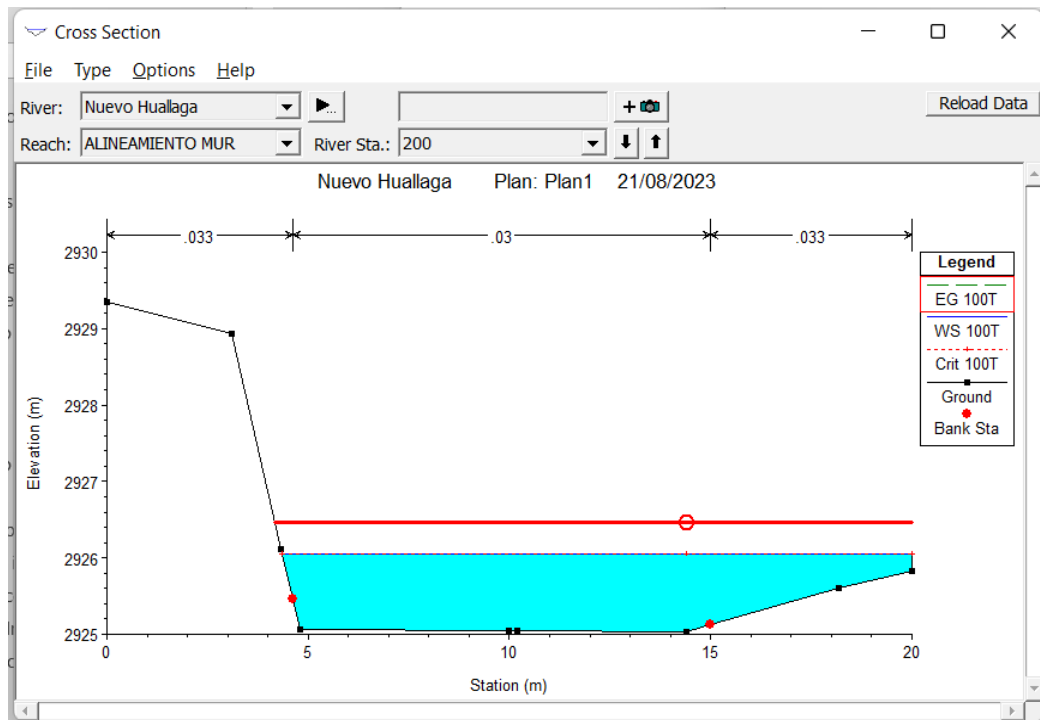


Ilustración 19 Secciones Transversales para diferentes estaciones para un periodo de retorno de 100 años prog: 0+000, 0+050, 0+100, 0+150, 0+200, 0+230 (fuente: elaboración propia en Hec Ras)





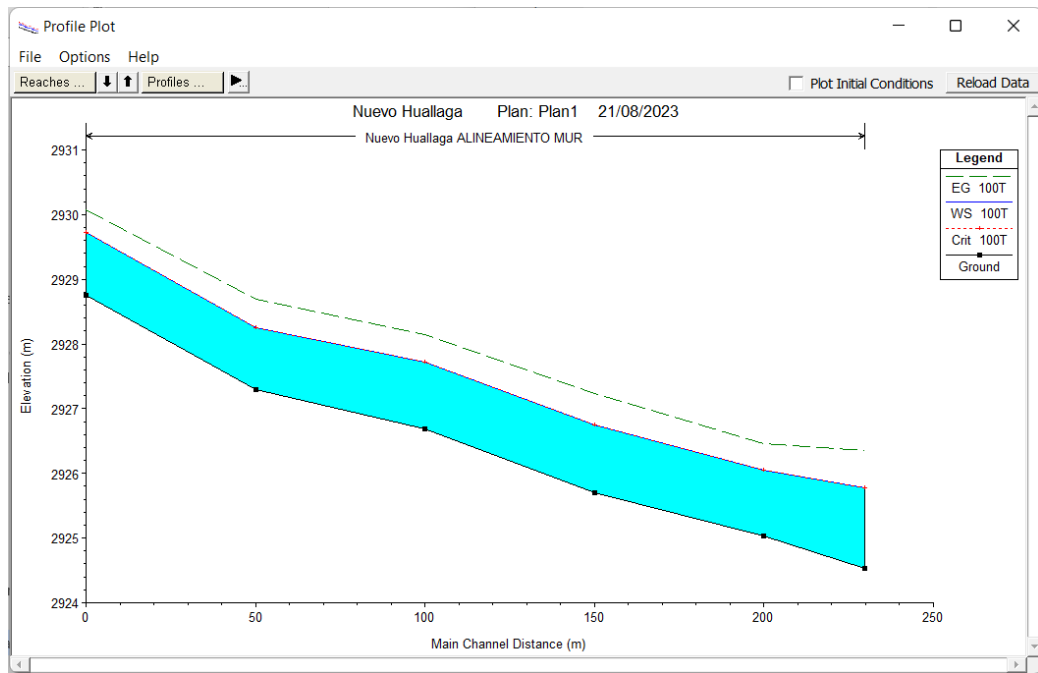


Ilustración 20 Vista de perfil para un periodo de retorno de 100 años (fuente: elaboración propia)

A continuación, se mostrarán los resultados obtenidos para periodo de retorno de 100 años, los resultados fueron del software de modelamiento hidráulico Hec- Ras.

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: PLAN1 River: Nuevo Huallaga Reach: ALINEAMIENTO MUR Profile: 100T Reload Data

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
ALINEAMIENTO MUR	229.77	100T	35.88	2924.53	2925.77	2925.77	2926.36	0.008251	3.43	11.00	9.95	0.99
ALINEAMIENTO MUR	200	100T	35.88	2925.03	2926.05	2926.05	2926.46	0.008448	3.00	13.13	15.65	0.96
ALINEAMIENTO MUR	150	100T	35.88	2925.71	2926.75	2926.75	2927.24	0.008729	3.11	11.95	12.89	0.98
ALINEAMIENTO MUR	100	100T	35.88	2926.69	2927.72	2927.72	2928.14	0.008788	2.93	12.92	15.99	0.98
ALINEAMIENTO MUR	50	100T	35.88	2927.29	2928.25	2928.25	2928.69	0.009224	3.01	12.57	14.65	0.99
ALINEAMIENTO MUR	0	100T	35.88	2928.75	2929.73	2929.73	2930.08	0.008739	2.99	14.61	20.00	0.98

Froude number for the main channel.

Ilustración 21 Resultados para Caudal de 35.88 m3/seg para Tiempo de Retorno de 100 años (fuente: elaboración propia en Hec-Ras)

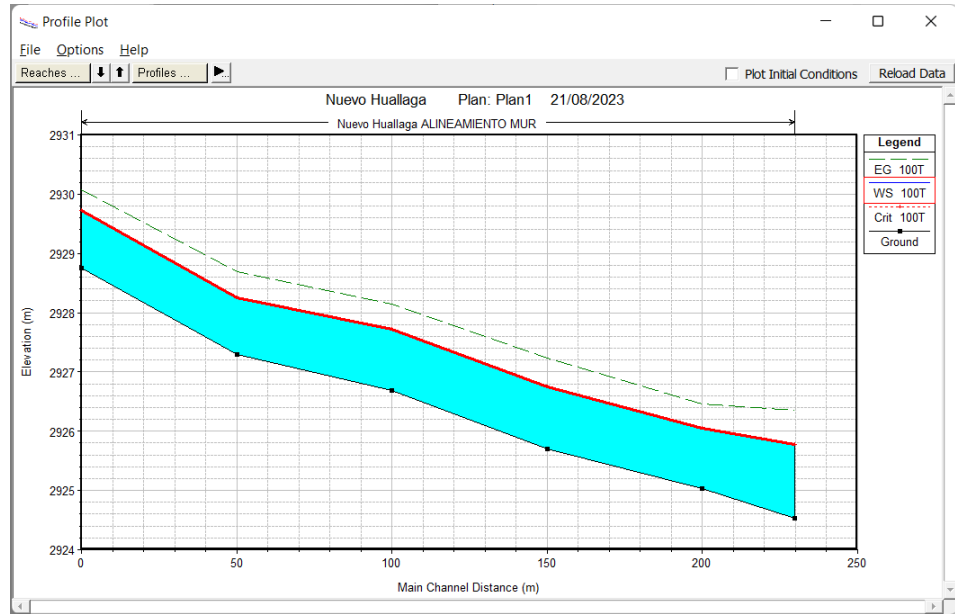


Ilustración 22 Elevación Vs Caudal. para periodo de retorno de 100 años

El río Huallaga no tiene capacidad hidráulica en el tramo de interés para soportar una crecida inusual con un tiempo de retorno de 100 años sin desbordarse, que comenzaría entre las pendientes 0+000 y 0+230.

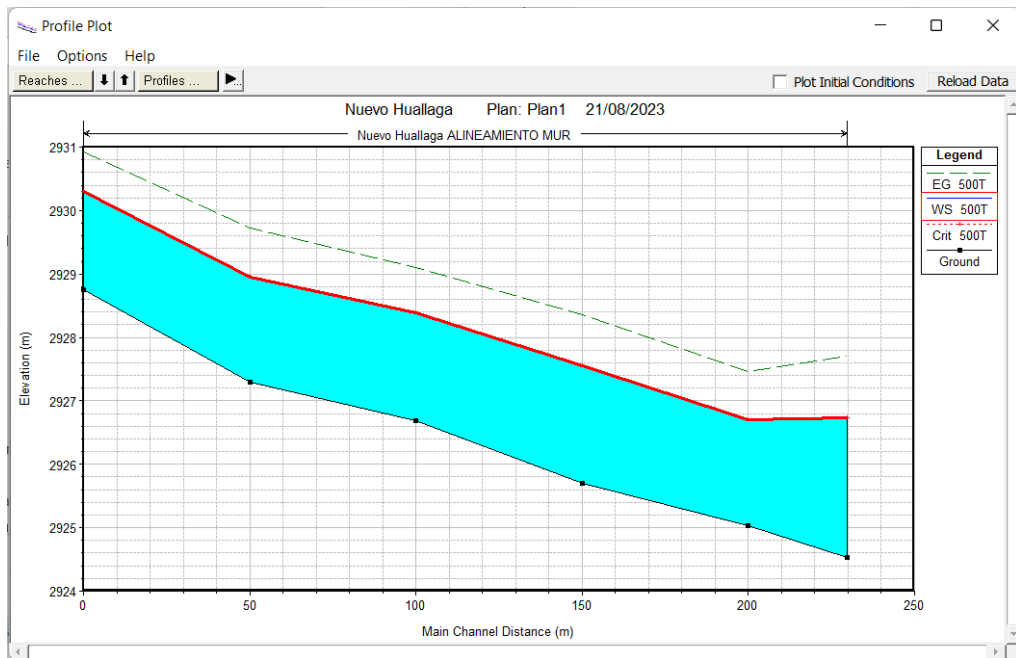
SECCIÓN	COTA SUPERIOR	COTA INFERIOR	ALTURA DE TIRANTE
0+230	2926.36	2924.53	1.83 m
0+200	2926.46	2925.03	1.43 m
0+150	2927.24	2925.71	1.53 m
0+100	2928.14	2926.69	1.45 m
0+050	2928.69	2927.29	1.40 m
0+000	2930.08	2928.75	1.33 m

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: PLAN1 River: Nuevo Huallaga Reach: ALINEAMIENTO MUR Profile: 500T												
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
ALINEAMIENTO MUR	229.77	500T	87.13	2924.53	2926.73	2926.73	2927.70	0.006624	4.50	21.31	11.64	0.97
ALINEAMIENTO MUR	200	500T	87.13	2925.03	2926.71	2926.71	2927.47	0.007889	4.08	23.63	15.93	1.01
ALINEAMIENTO MUR	150	500T	87.13	2925.71	2927.55	2927.55	2928.36	0.006945	4.08	23.01	14.96	0.97
ALINEAMIENTO MUR	100	500T	87.13	2926.69	2928.39	2928.39	2929.11	0.007509	3.89	24.19	17.29	0.99
ALINEAMIENTO MUR	50	500T	87.13	2927.29	2928.95	2928.95	2929.72	0.007888	4.03	23.17	15.56	1.00
ALINEAMIENTO MUR	0	500T	87.13	2928.75	2930.30	2930.30	2930.93	0.008338	4.01	26.14	20.00	1.04

Total flow in cross section.

Ilustración 23 Resultados para Caudal de 87.13 m3/seg para Tiempo de Retorno de 100 años (fuente: elaboración propia en Hec-Ras)

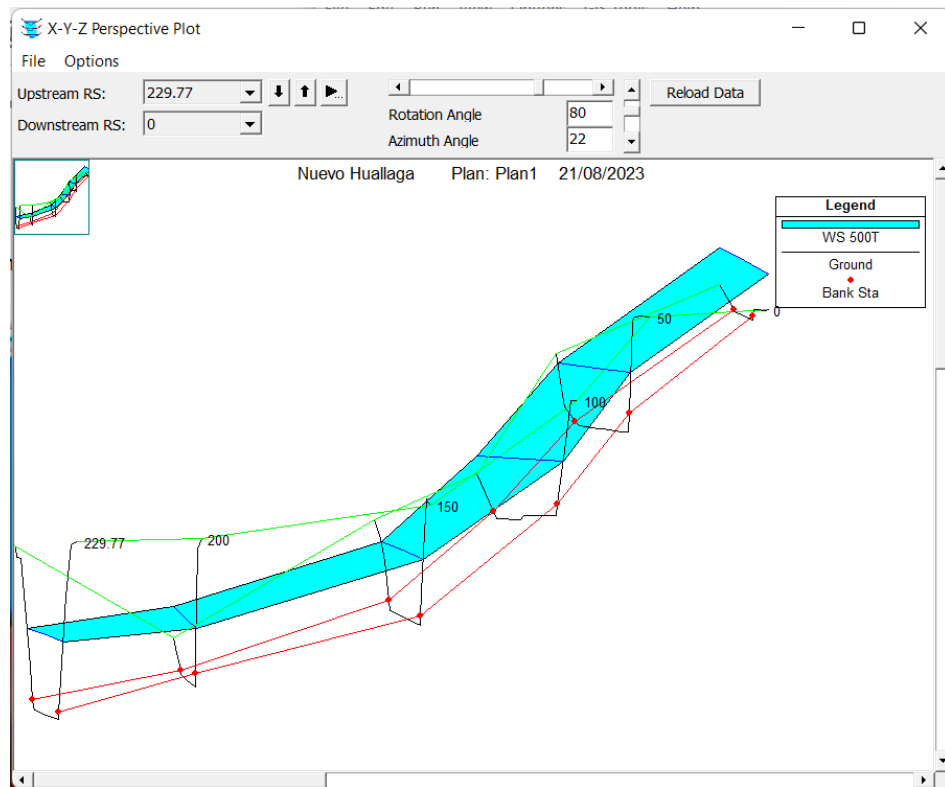




*Ilustración 24 Elevación Vs Caudal. para periodo de retorno de 500 años*

El río Huallaga carece de capacidad hidráulica para transportar una crecida inusual con un tiempo de retorno de 500 años sin desbordarse en la zona de interés, que comenzaría aproximadamente en la progresiva 0+000 a 0+230.

SECCIÓN	COTA SUPERIOR	COTA INFERIOR	ALTURA DE TIRANTE
0+230	2927.7	2924.53	3.17 m
0+200	2927.47	2925.03	2.44 m
0+150	2928.36	2925.71	2.65 m
0+100	2929.11	2926.69	2.42 m
0+050	2929.72	2927.29	2.43 m
0+000	2930.93	2928.75	2.18 m



*Ilustración 25 Vista esquemática de Hec Ras de la zona de estudio de zona de inundación y crecida para un periodo de retorno de 500 años (fuente: elaboración propia).*

#### **4.2.20. Diseño de defensa ribereña con muro de concreto armado en voladizo**

Para el diseño de la defensa ribereña, se basó en el estudio hidrológico realizado, se calculó alturas de 1.80m y 3.60m, que se obtuvo mediante el análisis de inundación generado con un caudal de un periodo de retorno de 100 años y 500 años. Se optó este periodo de retorno ya que nos arroja un tirante, que nos garantiza la protección del área inundable y una estructura hidráulica no sobredimensionamiento. Es importante la proyección de un muro de contención en la margen derecha del río Huallaga, debido al desbordamiento ocurridos por las máximas avenidas.

#### **4.2.21. Muro voladizo de altura igual a 3.6m**

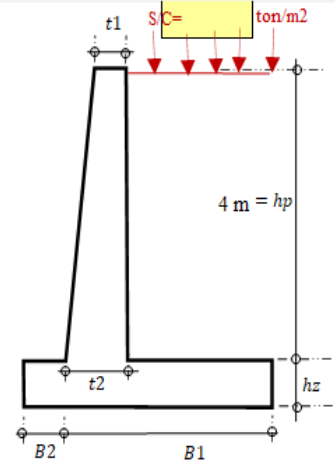
Esta alternativa fue propuesta debido a su comportamiento estructural, teniendo el dato la altura (H) para el pre dimensionamiento preliminar, posterior a eso se evalúa la estabilidad y el factor de seguridad.

## DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

Modificar datos:   Cálculos automáticos:   Resultados:  

### DATOS

Resistencia de Concreto	$f_c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia de acero	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del suelo de relleno	$\gamma_s =$	1.9	ton/m <sup>3</sup>
Peso específico del concreto	$\gamma_c =$	2.4	ton/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna de suelo	$\Phi_s =$	33	°
Capacidad portante del suelo	$\sigma_t =$	1.47	kg/cm <sup>2</sup>
TERRENO_ARENOSO	Densa		
Altura del muro	$h_p =$	3.6	m
Factor de seguridad por deslizamiento	FSD:	1.5	
Factor de seguridad por volteo	FSV:	1.75	



### I. SOLUCIÓN

Coefficiente de fricción para deslizamiento  $\mu = t_g \Phi$   
 Para el cálculo estabilidad contra deslizamiento  $t_g \Phi \leq 0.60$   
 $k_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$

$t_g \Phi =$	0.649408
$\mu =$	0.60
$k_a =$	0.294801

### II. DIMENSIONAMIENTO DE LA PANTALLA

Dimensionamiento (asumimos)

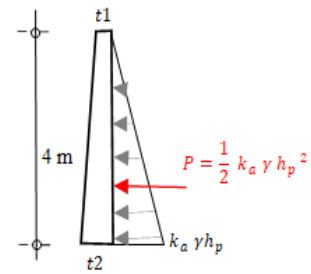
$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma h_p^2$$

$$P_{s/c} = k_a * h_p * s/c$$

$$M = P \frac{h_p}{3} + P_{s/c} \frac{h_p}{3}$$

$$M_u = 1.7M$$

$t_1 =$	0.20	m
$P =$	3.629589	ton
$P_{s/c} =$	0	ton
$M =$	4.355506	ton-m
$M_u =$	7.404361	ton-m



#### Dimensionamiento t2

$$M_u = \Phi b d^2 f'_c \omega (1 - 0.59\omega) \dots (1)$$

Considerando para la ecuación (1):

$f_c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>	$b =$	100	cm
$\Phi =$	0.9		$\rho =$	0.004	

Cálculo de la cuantía mecánica

$$w = \rho * \frac{f_y}{f'_c}$$

$w =$	0.08
-------	------

Peralte efectivo

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\Phi b f'_c \omega (1 - 0.59\omega)}}$$

$d =$	22.67081
-------	----------

Espesor de la gargante del muro

$$t_2 = d + r + \frac{\phi_{acero}}{2} \quad \phi \ 5/8"$$

$t_2 =$	27.46456
---------	----------

Espesor de la gargante del muro definido

$t_2 =$	40	cm
---------	----	----

Peralte efectivo modificado

$d =$	35.206	cm
-------	--------	----

### III. VERIFICACIÓN POR CORTE

Fuerza cortante última  $V_{du} = 1.7V_d = 1.7\left(\frac{1}{2}\right)\gamma_s k_a (h_p - d)^2$   
 Resistencia de concreto a corte  $\phi V_c = \phi 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$   
 Verificación Fuerza cortante última

$V_{du} =$	5.022462 ton
$\phi V_c =$	22.98393 ton
$V_{du} < \phi V_c =$	CONFORME

### IV. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

altura de la zapata  $h_z = t_2 + r$   
 altura total  $h = h_p + h_z$

$h_z =$	45 cm
$h =$	4.05 m

#### 4.1 Dimensionamiento por estabilidad al deslizamiento:

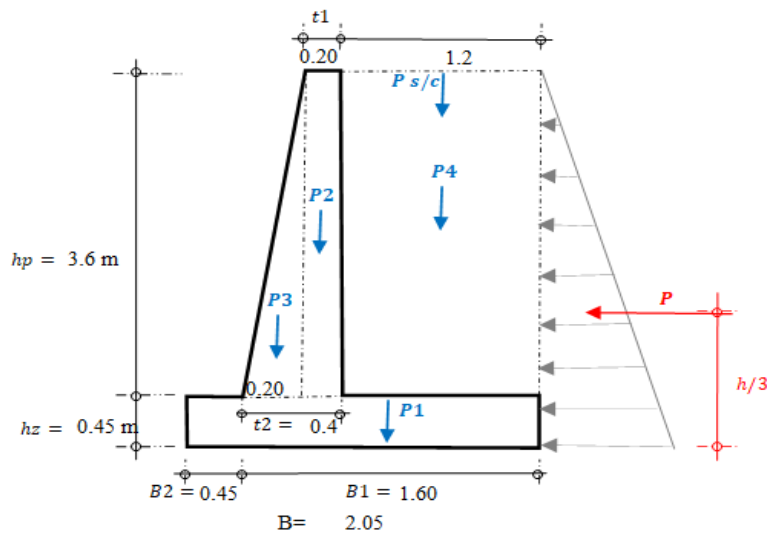
$\frac{B_1}{h} \geq FSD \frac{k_a \gamma_s}{2\mu \gamma_m}$  donde:  $\gamma_m = 2$   
 ancho del talón  $B_1 = 1.42 + \frac{t_2 - t_1}{2}$   
 ancho del talón definido

$B_1 \geq$	1.42 m
$B_1 =$	1.52 m
$B_1 =$	1.6 m

#### 4.2 Dimensionamiento por estabilidad por volteo:

$\frac{B_2}{h} \geq \frac{\mu}{3} * \frac{FSV}{FSD} - \frac{B_1}{2h}$   
 $B_{2 \min} = h_z = 0.45 \text{ m}$   $B_{2 \min} = h/10 = 0.405$

$B_2 \geq$	0.15 m
$B_2 =$	0.45 m



### V. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

pi	Pesos P (ton)				Brazo de giro X (m)	P*X (T-m)		
P1	0.45 m	2.05	1	2.4	= 2.21	1.025	2.269	
P2	0.2	3.6	1	2.4	= 1.73	0.750	1.296	
P3	0.2	3.6	1	2.4	= 0.86	0.583	0.504	
P4	1.2	3.6	1	1.9	= 8.21	1.450	11.902	
Ps/c		1.2	1	0.00	= 0.00	1.450	0.000	
TOTAL:					N =	13.01	M =	15.971

- Por estabilidad al deslizamiento

$H_a = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2$   $H_a = 4.593698$   $FSD = \frac{H_r}{H_a} = \frac{\mu N}{H_a} = 1.699807$   
 Verificación  $1.700 > 1.50$  CONFORME

- Por estabilidad al volteo

$M_a = H_a \left(\frac{h}{3}\right)$   $M_a = 6.201492$   $FSV = \frac{M_r}{M_a} = 2.57534$   
 Verificación  $2.575 > 1.75$  CONFORME

**VI. CONTROL DE PRESIONES SOBRE EL TERRENO ( B/6 > e )**

$X_o = \frac{M_r - M_a}{P}$ 

Xo=	0.751
B/6=	0.342

 $e = \frac{B}{2} - X_o$ 

e =	0.27	m
-----	------	---

  
 Verificación  $\frac{B}{6} > e$   $0.342 > 0.270$  **CONFORME**

Esfuerzo del terreno  $q_1 = \frac{P}{B} (1 + \frac{6e}{B})$ 

q1=	11.36	ton/m2
-----	-------	--------

  
 Esfuerzo del terreno  $q_2 = \frac{P}{B} (1 - \frac{6e}{B})$ 

q2=	1.33	ton/m2
-----	------	--------

verificación  $\sigma_t = 14.7$  ton/m2  $\sigma_t > q_1$  **CONFORME**

**VII. DISEÑO DE LA PANTALLA**

**7.1 En la base (refuerzo de acero vertical)**

$\Phi =$	0.9
$\beta =$	0.85
Acero:	$\emptyset$ 5/8"

Mu=	7.404361	ton-m
b=	100	cm
As $\emptyset$ =	1.979326	cm2

t2=	40	cm
d=	35.21	cm
db $\emptyset$ =	1.59	cm

**7.1.1. cuantía y acero mínimo**

$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{F'c}}{F_y}$ 

Pmin=	0.002415
-------	----------

 $A_{smin} = \rho_{min} * b * d$ 

Asmin=	8.50	cm2
--------	------	-----

**7.1.2. cuantía y acero balanceado**

$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{f_y} * \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$ 

Pb=	0.02125
-----	---------

 $A_{sb} = \rho_b * b * d$ 

Asb=	74.81	cm2
------	-------	-----

**7.1.3. cuantía y acero máximo**

No sísmica 0.75 pb  $P_{m\acute{a}x} = 0.015938$ 
 $A_{sm\acute{a}x} = \rho_{m\acute{a}x} * b * d$ 

Asm\acute{a}x=	56.11	cm2
----------------	-------	-----

**7.1.4. cuantía y acero de dise\~no**

- Usando la f\~ormula ecuaci\~on  $0.59w^2 - w + \frac{Mu}{\emptyset * f'c * b * d^2} = 0$ 
 $x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$ 
  
 $\rho_d = w * \frac{f'c}{f_y}$ 

w1=	1.662696
w2=	0.03222
Pd=	0.001611

 $A_{sd} = \rho_d * b * d$ 

Asd=	5.672	cm2
------	-------	-----

**- Por iteraciones**

$A_s = \frac{Mu}{\emptyset * f_y * 0.9 * d}$ 

As=	6.182064
-----	----------

  
 $a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'c * b}$ 

As=	$\frac{Mu}{\emptyset * f_y * (d - \frac{a}{2})}$
-----	--

1° Iter.	a=	1.454603	As=	5.681222	
2° Iter.	a=	1.336758	As=	5.67153	
3° Iter.	a=	1.334478	As=	5.6713	
4° Iter.	a=	1.334434	Asd=	5.671	cm2

Verificaci\~on  $Asd > Asmin$  **NO**

N=	4.296	var.
S=	0.233	m

N\~umero de varillas  $N = Asd / As\emptyset$ 
  
 Espaciamiento de varillas  $S = As\emptyset / Asd$ 
  
 Acero en la base (vertical) **4  $\emptyset$  5/8" @ 0.23**

**7.2 Refuerzo m\~inimo**

-Refuerzo m\~inimo: t1=  $0.0018 * b * d_1$   $Asrmin= 2.737125$  cm2/m  
 t2=  $0.0018 * b * d_2$   $Asrmin= 6.337125$  cm2/m

**- Altura de corte para Mmax/2:**

$\frac{M_{m\acute{a}x}}{2} = 1.6 k_a \gamma \frac{(h_p - h_c)^3}{6}$ 

hc=	0.684349
-----	----------

  
 $L_c = h_c + d$ 

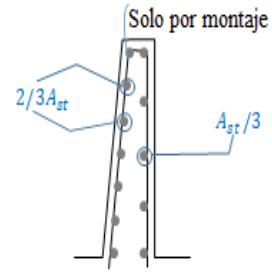
Lc=	1.036412
-----	----------

Lc=	1.40	m
-----	------	---

### 7.3 Refuerzo Horizontal

$$A_{st} = P_t b t$$

$$P_t = \begin{cases} 0.0020 ; & \phi \leq 5/8" \text{ y } f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.0025 ; & \text{Otros casos zonas de alto R.S} \end{cases}$$



si  $t_2 \geq 25 \text{ cm}$ : usar refuerzo en 2 capas

#### Arriba:

$$A_{st} = P_t b t_1 \quad A_{st} = 4.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2/3 $A_{st} = 2.67 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	$\phi 3/8" @ 0.27 \text{ m}$
1/3 $A_{st} = 1.33 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	$\phi 3/8" @ 0.53 \text{ m}$

Smáx = 0.45 m

#### Intermedio

$$A_{st} = P_t b (t_1 + t_2)/2 \quad A_{st} = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2/3 $A_{st} = 4.00 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	$\phi 3/8" @ 0.18 \text{ m}$
1/3 $A_{st} = 2.00 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	$\phi 3/8" @ 0.36 \text{ m}$

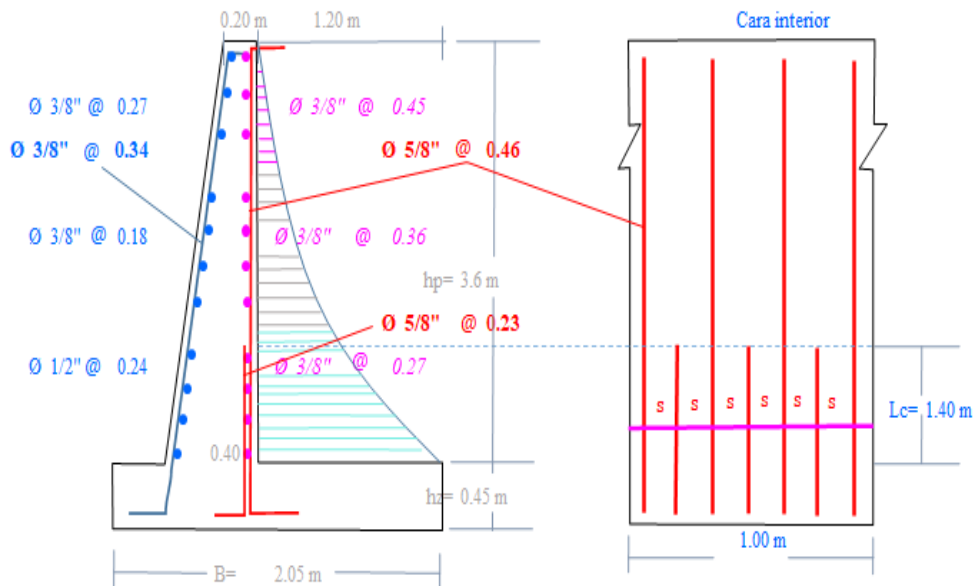
#### Abajo

$$A_{st} = P_t b t_2 \quad A_{st} = 8.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2/3 $A_{st} = 5.33 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	$\phi 1/2" @ 0.24 \text{ m}$
1/3 $A_{st} = 2.67 \text{ cm}^2$	$\Rightarrow$	$\phi 3/8" @ 0.27 \text{ m}$

#### Armadura de montaje

$$s = 36 + \phi = 34.29 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \phi 3/8" @ 0.34 \text{ m}$$



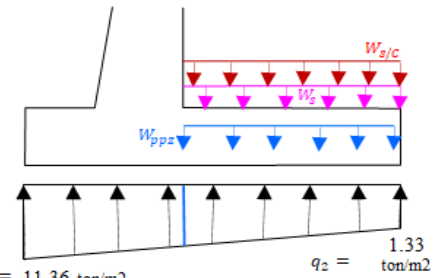
## VIII. DISEÑO DE LA ZAPATA

### 8.1 Cálculo de carga por metro de ancho

$$W_s = \gamma_s h_p b \quad W_s = 6.84 \text{ ton/m}$$

$$W_{ppz} = \gamma_c h_z b \quad W_{ppz} = 1.08 \text{ ton/m}$$

$$W_{s/c} = s/c * b \quad W_{s/c} = 0.00 \text{ ton/m}$$



#### DATOS

$f_c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi =$	0.9		$b =$	100	cm
$\beta =$	0.85		$h_z =$	45.00	cm
Acero:	$\phi$ 5/8"		$d =$	36.71	cm
$As\phi =$	1.979	cm <sup>2</sup>	$db\phi =$	1.5875	cm

$$q_1 = 11.36 \text{ ton/m}^2$$

$$q_2 = 1.33 \text{ ton/m}^2$$

### 8.2 Zapata anterior (punta)

$$W_{umax} = q_1 * 1.7 - W_{ppz} * 0.9$$

$$W_{umax} = 18.35 \text{ ton/m}$$

$$M_u = W_{umax} \frac{B_2^2}{2} \quad M_u = 1.857784$$

#### 8.2.1 Acero de diseño

Usando la fórmula ecuación

$$0.59w^2 - w + \frac{Mu}{\phi * f'_c * b * d^2} = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\rho_d = w * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$w_1 = 1.687588$$

$$Pd = 0.000366$$

$$As_d = \rho_d * b * d$$

$$w_2 = 0.007327$$

$$Asc_d = 1.345 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$

$$As_{min} = 6.607125 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ 5/8" @ 0.30 m}$$

### 8.3 Zapata posterior (talon)

$$q'_B = \frac{(q_1 - q_2)(B_1 - t_2)}{B_1 + B_2}$$

$$q_B = q_2 + q'_B$$

$$q'_B = 5.873 \text{ ton/m}$$

$$q_B = 7.20 \text{ ton/m}^2$$

Carga último

$$W_u = (W_s + W_{ppz}) * 1.4 + W_{s/c} * 1.7$$

$$W_u = 11.088 \text{ ton/m}$$

Momento último

$$M_u = (W_u - 1.4q_2) \frac{(B_1 - t_2)^2}{2} - 1.4q'_B \frac{(B_1 - t_2)^2}{6}$$

$$M_u = 4.667716 \text{ ton-m}$$

#### 8.3.1 Acero de diseño

Usando la fórmula ecuación

$$0.59w^2 - w + \frac{Mu}{\phi * f'_c * b * d^2} = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\rho_d = w * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$w_1 = 1.676383$$

$$Pd = 0.000927$$

$$As_d = \rho_d * b * d$$

$$w_2 = 0.018533$$

$$Asc_d = 3.401 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$

$$As_{min} = 6.607125 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ 5/8" @ 0.30 m}$$

### 8.3 Verificación por corte

$$q'_d = \frac{(q_1 - q_2)(B_1 - t_2 - d)}{B_1 + B_2}$$

$$q'_d = 4.07668 \text{ ton/m}$$

$$V_{ud} = (W_u - 1.4q_2)(B_1 - t_2 - d) - \frac{q'_d * (B_1 - t_2 - d)}{2}$$

$$V_{ud} = 5.985014 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 23.96318 \text{ ton}$$

Verificación

$V_{ud} < \phi V_c = \text{CONFORME}$

### 8.4 Refuerzo transversal:

a) Acero de temperatura  $0.0018 \cdot b \cdot t$

As temp = 8.10 cm<sup>2</sup>

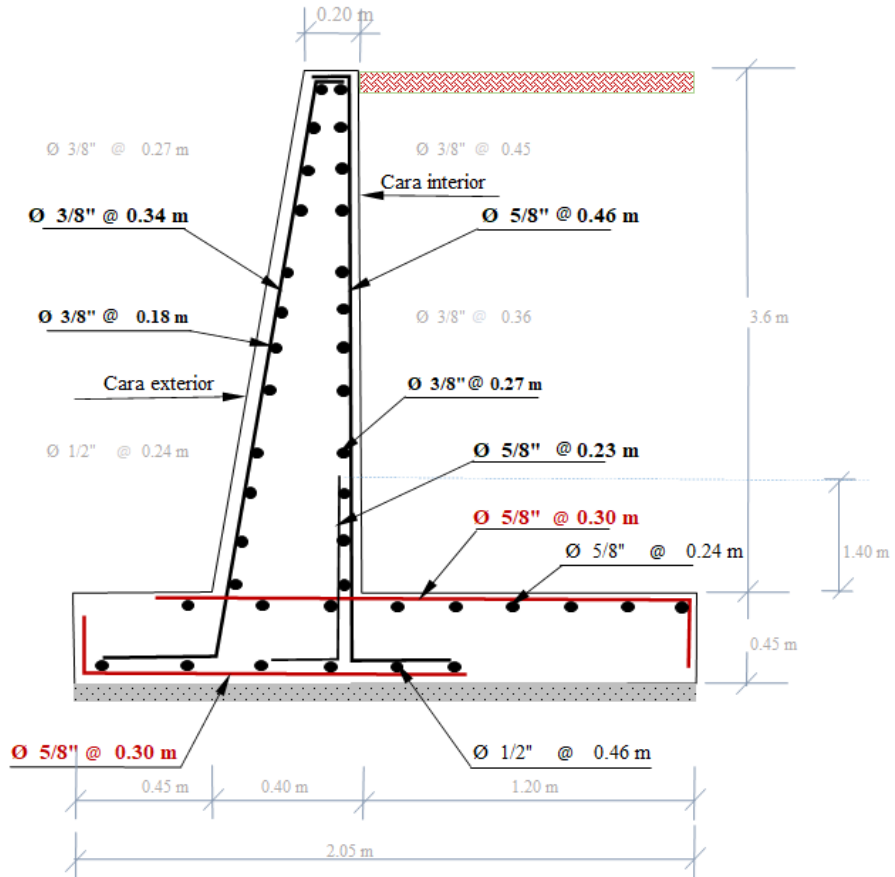
Ø 5/8" @ 0.24 m

b) Acero de montaje 36 Ø

As mont = 45.72 cm<sup>2</sup>

Ø 1/2" @ 0.46 m

### 9. Detalle final



### 4.3. Prueba de hipótesis

Al inicio se dio como hipótesis general a "La determinación del comportamiento hidráulico del río Huallaga mediante el modelamiento hidráulico, permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña", al concluir la investigación se dio por sentado que la hipótesis es verdadera dado que la determinación del comportamiento hidráulico del río Huallaga mediante el modelamiento hidráulico, logró determinar un diseño de defensa ribereña mediante muro en voladizo de concreto armado, así evitar inundaciones futuras.



El comportamiento hidráulico de la defensa ribereña permitió definir el diseño apropiado ante las inundaciones. Se concluye que la hipótesis es verdadera.

El cálculo de los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno de 10 años, 25 años, 100 años y 500 años para el río Huallaga; nos permitió realizar el cálculo de la altura de la defensa ribereña, ya que estos datos sirvieron para el modelamiento hidráulico en el programa Hec-Ras. Se concluye que la hipótesis es verdadera.

El diseño apropiado de la defensa ribereña mediante muro en voladizo de concreto armado con altura de 3.60 m permitirá evitar el desborde del río Huallaga, ya que se diseñó teniendo en cuenta los tirantes máximos en las secciones transversales del río Huallaga en el barrio Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, Provincia y Región Pasco. Se concluye que la hipótesis es verdadera.

#### **4.4. Discusión de resultados**

En el río Huallaga en el barrio Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, Provincia y Región Pasco, se tiene crecidas de agua con un tirante alto sobrepasando 3.0 metros de altura, las viviendas aledañas al río próximamente tendrán un proyecto de defensa ribereña que será de muro voladizo de concreto armado, que a la vez asegurará la seguridad de los pobladores ante inundaciones en un futuro, dicho proyecto es de necesidad básica para una población expuesta.

Se plantea como proyecto la ejecución del mismo en dicha zona como una propuesta positiva en beneficio de la población del barrio Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, Provincia y Región Pasco.

## CONCLUSIONES

- Se utilizó el software HEC-RAS 6.4 para el modelamiento hidráulico del río Huallaga para periodos de retorno de 10, 25, 50 100, 500 años, obteniendo como resultando altos riesgos de inundaciones en el margen derecho del río Huallaga en barrio Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, Provincia y Región Pasco y así mismo plantear una defensa ribereña para la protección en esta urbanización.
- Con el modelamiento hidráulico, se pudo identificar que en la margen derecha del río Huallaga es propenso a inundaciones para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 500 años, con caudales de  $Q=0.6$  m<sup>3</sup>/s,  $Q=8.6$  m<sup>3</sup>/s,  $Q=20.12$  m<sup>3</sup>/s,  $Q=35.88$  m<sup>3</sup>/s y  $Q=87.13$  m<sup>3</sup>/s, por el cual se planteara la proyección de la construcción de una defensa ribereña de la progresiva 0+000.00 hasta 0+230.00.
- Al analizar el comportamiento del río Huallaga con el programa Hec-Ras, se determinaron para los periodos de retorno 10, 25, 50 100, 500 años, los caudales de  $Q=0.6$  m<sup>3</sup>/s,  $Q=8.6$  m<sup>3</sup>/s,  $Q=20.12$  m<sup>3</sup>/s,  $Q=35.88$  m<sup>3</sup>/s y  $Q=87.13$  m<sup>3</sup>/s, se obtienen los tirantes más representativos, para un tiempo de retorno de 10 años un tirante critico de 1.40m progresiva 0+230.00 , para 25 años un tirante critico de 2.45m en la progresiva 0+230.00, para 50 años 3.38m en la progresiva 0+230.00 para un tiempo de retorno de 100 años el tirante critico es 4.95m en la progresiva 0+230.00 y para 500 años 7.39m para la progresiva 0+230.00.
- Según el modelamiento hidráulico realizado con el programa Hec ras 6.4 se llegó a la conclusión que la estructura más idónea para la defensa ribereña es proponer muro de concreto armado en voladizo de altura de 3.60m, en la margen derecha del río Huallaga del tramo 0+000.00 al 0+230.00. Ya que la estructura es capaz de soportar el caudal de diseño sin presentar desborde para el periodo

de retorno de 100 años y 500 años, cumple con los factores de seguridad al deslizamiento, y factor de seguridad al volcamiento:  $FSD=1.7>1.5$  OK!,  $FSV=2.575>1.75$  OK!.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda utilizar el programa Hec-Ras 6.4 para modelar la hidráulica de los cauces fluviales, ya que se trata de una herramienta cómoda para modelar ríos y determinar las zonas inundables correspondientes. También nos proporciona parámetros de diseño fiables para diseñar un sistema de defensa fluvial con la ubicación y longitud correspondientes.
- Se recomienda que el cálculo más preciso de los caudales requiera datos pluviométricos actualizados, de lo que dependerá la exactitud del análisis y la precisión de los resultados. E instalar pluviómetros en los lugares con riesgo de inundación para poder realizar investigaciones más fiables y advertir a las personas que viven cerca de los lugares.
- Se recomienda construir un sistema de defensa ribereña para controlar al máximo las inundaciones en las zonas identificadas como vulnerables al desbordamiento del río.
- Recomendaciones para programas de formación, sensibilización, alerta temprana, gestión de riesgos en caso de inundaciones, simulacros, etc. Asimismo, los programas de concienciación contra este tipo de peligros deben ser promovidos por los gobiernos regionales, las autoridades locales, las industrias y las entidades del sector privado, con el objetivo de que la población esté preparada cuando se produzca este fenómeno, y reducir así el riesgo de daños humanos y materiales.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Soto, Jorge (2017). Modelamiento Hidráulico Y Diseño De Defensas Ribereñas Del Río Amojú, Localidad El Parral - Jaén – Cajamarca (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.
- Bardales Salazar, H. A. (2007). Simulación Hidráulica de Desbordes del Río Huallaga – Zona Huachog (Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil). Universidad Nacional Hermilio Valdizán, Huánuco.
- Hernández, Cuauhtémoc (2014). Modelación De Áreas De Afectación Por Desbordamiento De Ríos En Zonas De Transición Fluvial, Caso Del Río La antigua, Veracruz (Tesis presentada para optar el Grado de Maestría en Ciencias). Universidad Autónoma de Querétaro, México.
- Tito, Yuri (2017). Modelamiento Hidráulico Del Río Cañete Sector Socsi – Altura Puente Colgante (9km), Con Fines De Diseño De Defensas Ribereñas (Tesis de graduación para obtener el Título de Ingeniero Agrícola). Universidad Agraria La Molina, Lima.
- Mendoza, C., & Pablo, D. (2017). Aplicación de la simulación hidrológica e hidráulica con sistemas de información geográfica para identificar las áreas de inundación del Río Huallaga en el tramo Huaylla – Ambo (Tesis de graduación para obtener el Título de Ingeniero Civil). Universidad Nacional Hermilio Valdizán, Huánuco.
- Rocha Felices, A. (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería Facultad de Ingeniería Civil.
- Villón Béjar Máximo. (2011b). Hidrología (3.a ed.). Lima: Villón.
- Te Chow, V., Maiment, D.R. y Mays, L.W. (1994). Hidrología Aplicada. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones (2014). Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.

- Informe De Emergencia N°244 -23/03/2014/COEN-INDECI.
- Hernández-Sampieri, R.& Mendoza, C (2018). Metodología de la investigación (7º Edición). Ciudad de México, México: Editorial Mc Graw - Hill Educación.

## **ANEXOS**

# INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

## a) Serie histórica de precipitaciones máximas 24 horas de las estaciones meteorológicas.

### SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ

<b>DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS</b>												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2010	5.8	8.5	6.5	6.4	8.3	5.0	5.2	4.8	5.3	5.9	5.7	5.4
2011	5.1	4.8	5.1	5.0	5.3	5.0	4.4	5.3	4.9	5.7	6.3	5.3
2012	5.5	5.2	5.1	5.0	5.0	4.1	4.0	4.3	4.2	5.6	5.8	5.5
2013	5.9	S/D	5.7	5.7	5.6	4.3	3.7	4.3	5.2	6.5	S/D	6.1
2014	5.3	5.4	5.3	5.1	5.6	5.0	4.2	4.2	4.9	4.9	6.0	6.3
2015	4.9	8.0	5.6	5.4	5.5	4.9	4.7	5.2	8.0	6.0	6.3	5.7
2016	6.9	6.5	6.5	6.6	6.4	4.8	4.7	5.3	5.3	5.9	7.2	5.6
2017	5.7	5.2	S/D	5.6	5.7	5.3	4.6	5.2	5.8	6.5	S/D	S/D
2018	5.3	6.2	5.7	5.0	5.2	4.3	4.2	4.4	5.0	S/D	S/D	S/D
2019	5.5	5.7	6.0	6.2	5.8	S/D	4.3	4.1	5.1	5.9	5.9	S/D

S-0 = Sin dato

FORMACIÓN PREPARADA PARA: GRUPO VITACOV SAC

LIMA, 04 de Agosto de 2022

REP: 19070; PROC: 220200000000000000

EXP: 120



SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ


DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS												
ESTACION CERRO DE PASCO / 200993 / SZ 11												
PARA METRO: TEMPERATURA MAXIMA MEDIA MENSUAL (°C)												
LAT: 10° 41' 02" DPTO: PASCO												
LONG: 76° 5' 59" W PRCV: PASC												
ALT: 3557 msnm DIST.: CHALVARCA												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2010	10.3	10.8	11.4	11.7	12.5	11.8	13.2	12.7	12.1	11.9	11.1	10.1
2011	9.3	5.1	9.7	10.0	11.4	11.7	10.8	12.3	10.7	11.2	12.1	9.7
2012	10.7	10.1	9.8	10.2	11.0	10.3	11.3	11.4	10.5	11.7	11.2	10.0
2013	11.0	10.7	10.2	11.4	11.7	9.7	9.2	10.6	11.6	10.5	11.6	10.8
2014	10.4	10.0	10.3	10.3	11.0	11.7	10.7	10.7	10.5	10.3	12.1	11.1
2015	10.4	10.6	10.4	9.9	10.8	11.2	12.0	12.3	12.3	11.7	11.8	10.9
2016	12.8	11.4	12.0	12.1	12.9	11.7	12.3	12.1	11.6	11.6	13.5	10.9
2017	10.0	9.8	9.8	10.7	10.7	11.4	11.8	12.3	11.3	12.2	11.3	10.9
2018	10.5	11.5	10.8	10.4	11.5	9.8	10.7	11.0	11.7	10.8	12.5	11.3
2019	10.3	10.8	11.1	12.0	12.1	12.2	11.4	11.7	11.2	11.4	11.6	11.2

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ

DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS												
ESTACION CERRO DE PASCO / 200993 / SZ 11												
PARA METRO: PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)												
LAT: 10° 41' 02" DPTO: PASCO												
LONG: 76° 5' 59" W PRCV: PASC												
ALT: 3557 msnm DIST.: CHALVARCA												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2010	178.0	123.3	126.5	59.9	17.0	2.0	9.8	0.0	23.7	101.2	73.1	120.0
2011	185.6	164.0	146.3	65.7	25.6	0.0	18.6	12.9	80.3	74.0	76.5	191.7
2012	152.6	166.6	88.4	104.7	44.2	16.6	5.7	7.3	53.6	106.8	116.7	203.8
2013	190.4	134.7	177.0	85.3	46.7	26.6	21.4	35.6	62.5	168.3	77.8	119.2
2014	200.0	165.2	156.0	71.1	45.2	22.0	19.7	8.3	73.7	63.4	92.9	124.9
2015	139.0	65.0	130.5	98.0	43.1	15.7	19.5	8.9	66.6	78.3	124.4	120.9
2016	S/D	164.6	107.0	76.2	23.7	20.0	9.7	33.5	32.7	135.7	20.6	118.0
2017	160.3	180.2	134.2	88.8	66.9	0.5	7.7	7.1	57.1	58.3	122.0	115.9
2018	139.3	100.6	118.3	80.8	36.2	17.7	16.2	26.0	S/D	S/D	S/D	S/D
2019	386.0	313.6	324.7	149.5	73.5	12.2	21.6	9.7	80.9	125.7	178.9	S/D




**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ**

 <b>DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS</b>												
ESTACION: CERRO DE PASCO / 200993 / 3Z 11 PARÁMETRO: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)												
LAT: 10°44'12" S      DPTO: PASCO LONG: 76°5'59" W      PROV.: PASCO ALT: 3557 msnm      DIST.: CHALIVARCA												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2010	25.7	24.3	35.9	14.5	17.0	2.0	4.4	0.0	7.5	24.0	13.8	30.8
2011	20.5	18.3	20.8	24.4	12.0	0.0	6.3	9.0	14.0	18.0	22.7	24.0
2012	20.0	20.7	15.0	12.0	7.8	8.5	3.5	5.2	16.8	25.4	18.0	24.6
2013	25.8	15.0	20.3	14.0	15.0	5.8	8.0	11.0	17.6	20.5	11.6	16.0
2014	26.2	19.8	20.0	24.7	7.3	10.0	7.0	2.6	20.6	18.0	17.5	25.6
2015	15.0	10.0	18.0	15.2	10.3	9.0	9.0	7.4	18.4	17.3	25.1	15.4
2016	S/D	16.5	20.6	12.4	8.2	7.1	6.7	13.0	9.0	18.0	7.4	17.5
2017	20.6	28.0	15.0	15.4	13.2	0.5	6.5	4.0	12.0	15.4	19.0	18.0
2018	17.0	11.0	17.0	19.0	8.0	3.6	7.0	8.0	S/D	S/D	S/D	S/D
2019	59.0	43.0	45.0	24.0	17.0	4.5	6.0	8.0	17.0	30.2	30.0	S/D

S/D: Sin Datos      INFORMACIÓN PREPARADA PARA: GRUPO MITRACON SAC  
 Lima, 04 de Agosto de 2022      N° PREF: 93013; PROC: 022010010002200002  
 E-CP: 121      V: 20220804 12:16

**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ**

 <b>DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS</b>												
ESTACION: CERRO DE PASCO / 200993 / 3Z 11 PARÁMETRO: HORAS DE SOL TOTAL MENSUAL												
LAT: 10°44'12" S      DPTO: PASCO LONG: 76°5'59" W      PROV.: PASCO ALT: 3557 msnm      DIST.: CHALIVARCA												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2010	54.4	82.9	107.3	127.3	207.0	172.0	234.2	217.1	151.5	133.4	93.4	22.7
2011	34.3	43.9	86.2	114.6	200.2	220.3	194.7	219.6	114.9	125.2	137.7	51.1
2012	69.6	66.4	S/D	94.7	168.2	184.0	214.5	189.8	101.8	124.8	93.1	14.3
2013	108.0	54.7	64.1	144.9	156.4	135.3	152.9	142.1	167.3	S/D	S/D	15.8
2014	84.7	57.4	83.0	102.0	156.1	188.2	173.1	S/D	S/D	112.3	127.2	21.8
2015	59.7	77.2	87.1	75.0	116.4	187.9	195.7	205.5	149.4	125.4	111.8	S/D
2016	118.8	67.5	115.9	136.0	187.0	183.2	208.2	192.1	139.7	123.4	191.2	2.8
2017	49.3	61.0	51.7	90.1	133.4	173.9	213.8	205.9	123.2	146.9	80.3	89.8
2018	106.3	96.8	70.1	117.0	165.6	188.2	188.4	186.0	S/D	S/D	S/D	S/D
2019	59.2	58.3	82.5	116.3	188.6	195.4	193.1	210.5	149.7	156.9	92.7	57.4

S/D: Sin Datos      INFORMACIÓN PREPARADA PARA: GRUPO MITRACON SAC  
 Lima, 04 de Agosto de 2022      N° PREF: 93013; PROC: 022010010002200002  
 E-CP: 121      V: 20220804 12:16

**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ**



**DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS**

**ESTACION:** CERRO DE PASCO 120695 (Z: 11)  
**PARA METRO:** TEMPERATURA Y NUBOSIDAD MENSUAL (C)

**DPTO.:** PASCO  
**PROV.:** FAYOCC  
**DIST.:** CHALVARCA

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2010	2.3	2.7	2.7	1.6	0.7	-1.3	-2.3	-3.1	-0.9	0.7	0.9	1.5
2011	1.5	1.2	1.7	0.6	-0.3	-1.4	-2.3	-1.5	0.1	0.7	0.7	0.9
2012	1.2	1.4	1.4	1.2	-0.4	-1.7	-2.9	-2.8	-2.1	0.5	1.3	1.8
2013	1.8	2.3	2.2	0.8	0.5	0.0	-2.0	-1.6	-0.9	0.6	0.7	1.6
2014	1.3	1.5	1.3	1.0	0.8	-1.3	-1.9	-2.1	0.0	0.3	1.1	1.8
2015	1.5	2.1	1.5	1.7	0.8	-1.1	-2.2	-2.3	0.5	0.6	1.0	1.8
2016	1.8	3.2	2.5	1.0	0.3	-2.0	-3.3	-1.0	-0.9	0.6	0.0	1.6
2017	1.8	1.8	2.1	1.9	1.4	-0.5	-2.1	-1.1	0.5	0.8	1.2	1.3
2018	0.8	2.0	2.0	0.8	-0.2	-0.7	-2.2	-1.3	-0.6	1.6	1.9	0.8
2019	1.6	2.4	2.4	1.5	0.2	-1.4	-1.9	-3.5	-0.3	0.4	1.8	2.3

**INFORMACIÓN PARA LA PASADILLA:** GRUPO UTRACCCV SAC

**1 de Agosto de 2022**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**

**TEL: 011-22200000**



b) Resultado del estudio de suelos.



**ER E INGENIEROS**  
CORRIENTES 9, CUMBATISTAS  
CORONEL GARCÍA, PISCO

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS – ASFALTO Y CONCRETO**

---

**TESIS: MODELAMIENTO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA EN LA MARGEN IZQUIERDO DEL RIO HUALLAGA EN EL BARRIO YANACOCCHA BAJA DEL DISTRITO DE HUARIACA, PROVINCIA Y REGIÓN PASCO – 2023**

DATOS DEL CLIENTE

<b>UBICACIÓN</b>	: HUARIACA - PASCO - PASCO
<b>LUGAR</b>	: BARRIO YANACOCCHA BAJA
<b>SOLICITA</b>	: BACH, KEVIN ANDERSON JUANMPA VARGAS

DATOS DE LA MUESTRA

<b>CALICATA</b>	: C-1
<b>FECHA</b>	: MAYO DEL 2023
<b>TECNICO</b>	: TEC. VELASQUEZ JUSTINIANO, GISELA
<b>DETALLE</b>	: CALICATA CON FINES CIMENTACION

CAPACIDAD

<b>CAPACIDAD DE CARGA (E-050)</b>
-----------------------------------

**NORMATIVIDAD**

E-050 - SUELOS Y CIMENTACIONES

**E-0.50 Artículo 20.- Capacidad de carga**

Artículo 20.1.- La capacidad de carga ( $q_s$ ) es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las formulas aceptadas por la mecánica de suelos a partir de parametros determinados mediante los ensayos in situ indicados en la tabla 3 o los ensayos de laboratorio indicados en la tabla 5.

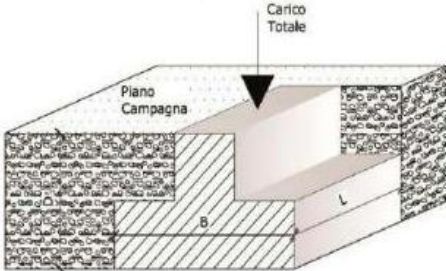
Artículo 20.2.- En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo arcillosa). Se emplea un ángulo de fricción ( $\phi$ ) igual a cero

Artículo 20.3.- En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas). Se emplea una cohesión (C) igual a cero

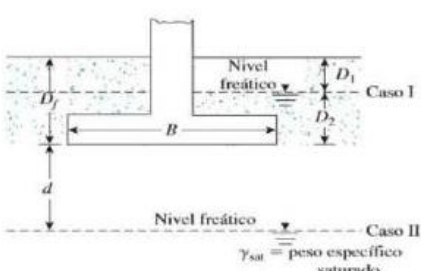
**CAPACIDAD PORTANTE**

**DATOS GENERALES**

Símbolo	Descripción	Detos
Calicata	= C-1	
Tipo	= CIMENTACION RECTANGULAR	L<10B
GC	= Grava arcillosa	
Falla	= Falla al corte local	
C	= Cohesión (según RNE art 20 igual a 0)	= 0.00 tn/m <sup>2</sup>
$\phi$	= Angulo de Fricción	= 33.00 °
$\phi_r$	= Angulo de Fricción por falla local	= 23.41 °
NF	= SI PRESENTA NAPA FREATICA	0 ≤ d ≤ B
Hum	= contenido de humedad	= 21.78 %
$\gamma_m$	= Peso específico del Suelo	= 1.85 tn/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sat}$	= Peso específico saturado del suelo	= 1.97 tn/m <sup>3</sup>
B	= Ancho de la Cimentación	= 1.50 m
L	= Largo de la Cimentación	= 3.00 m
Df	= Profundidad de la Cimentación	= 1.50 m
D	= Altura de nivel freatico	= 2.80 m
d	= Altura de nivel freatico d - 0 ≤ d ≤ B (CASO II)	= 1.30 m
FG	= Factor de Seguridad	= 3.00



Carico Totale  
Piano Campagna



Nivel freatico  
Caso I  
Caso II  
 $\gamma_{sat}$  = peso específico saturado

TESIS: MODELAMIENTO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA EN LA MARGEN IZQUIERDO DEL RIO HUALLAGA EN EL BARRIO YANACOCCHA BAJA DEL DISTRITO DE HUARIACA, PROVINCIA Y REGIÓN PASCO – 2023

**DATOS DEL CLIENTE**

UBICACIÓN : HUARIACA - PASCO - PASCO  
LUGAR : BARRIO YANACOCCHA BAJA  
SOLICITA : BACH. KEVIN ANDERSON JUANPAPA VARGAS

**DATOS DE LA MUESTRA**

CALICATA : C-1  
FECHA : MAYO DEL 2023  
TECNICO : TEC. VELASQUEZ JUSTINIANO, GISELA  
DETALLE : CALICATA CON FINES CIMENTACION

**CAPACIDAD**

CAPACIDAD DE CARGA (E-950)

**POR RESISTENCIA**

**TEORIA DE TERZAGHI**

**Teoría de la capacidad de carga - Teoría de Terzaghi**

Se tiene la teoría de Terzaghi la capacidad portante admisible se puede calcular mediante la siguiente relación:

$$q_u = C \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q' \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y \cdot F_{ys} \cdot F_{yd} \cdot F_{yi}$$

**Factores de Capacidad de Carga según Terzaghi**

$N_c$  = 18.56  
 $N_q$  = 9.03  
 $N_y$  = 8.69

**Factores de Forma según Terzaghi**

$F_{sc}$  = 1.24  
 $F_{sq}$  = 1.22  
 $F_{sy}$  = 1.20

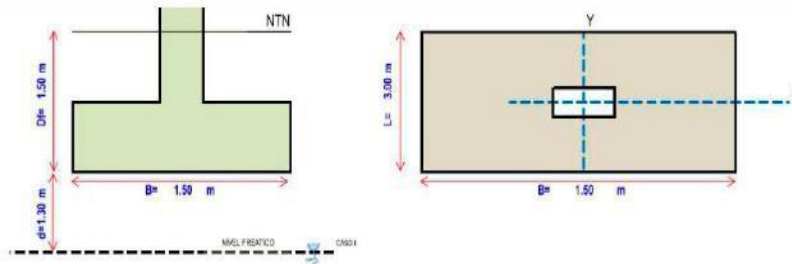
**Factores de Profundidad según Terzaghi**

$F_{dc}$  = 1.40  
 $F_{dq}$  = 1.00  
 $F_{dy}$  = 1.00

**Factores de Inclinación de carga según Terzaghi**

$F_{ic}$  = 1.00  
 $F_{iq}$  = 1.00  
 $F_{iy}$  = 1.00

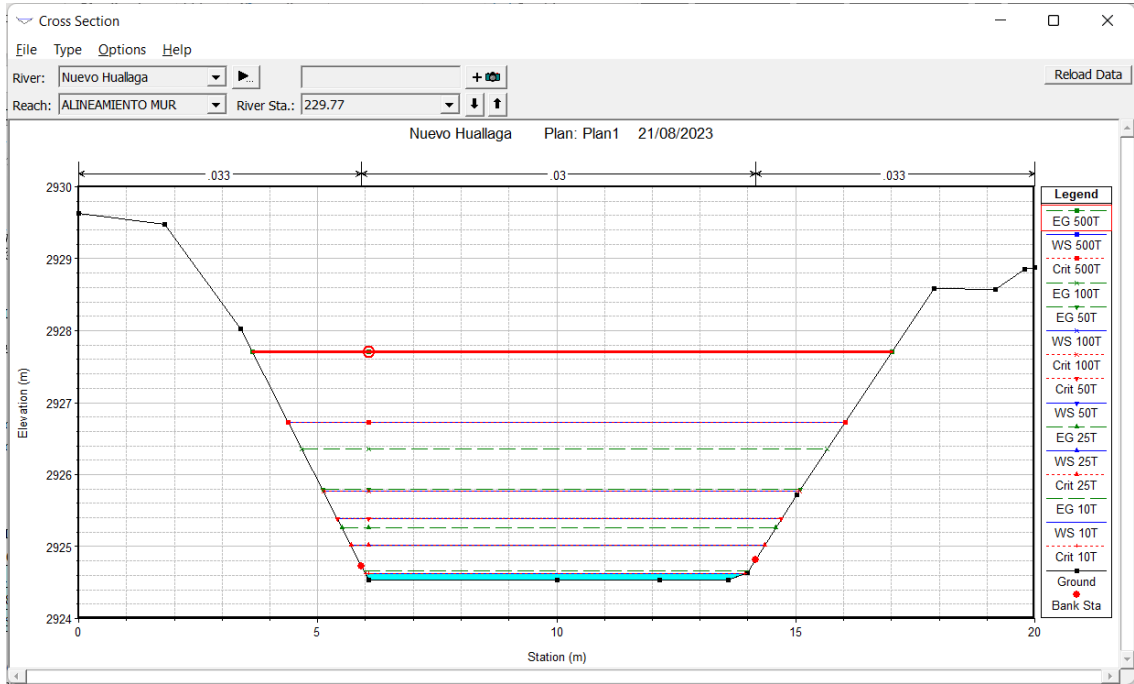
$q_{ult}$  = 4.40 Kg/cm<sup>2</sup>       $q_{adm}$  = 1.47 Kg/cm<sup>2</sup>



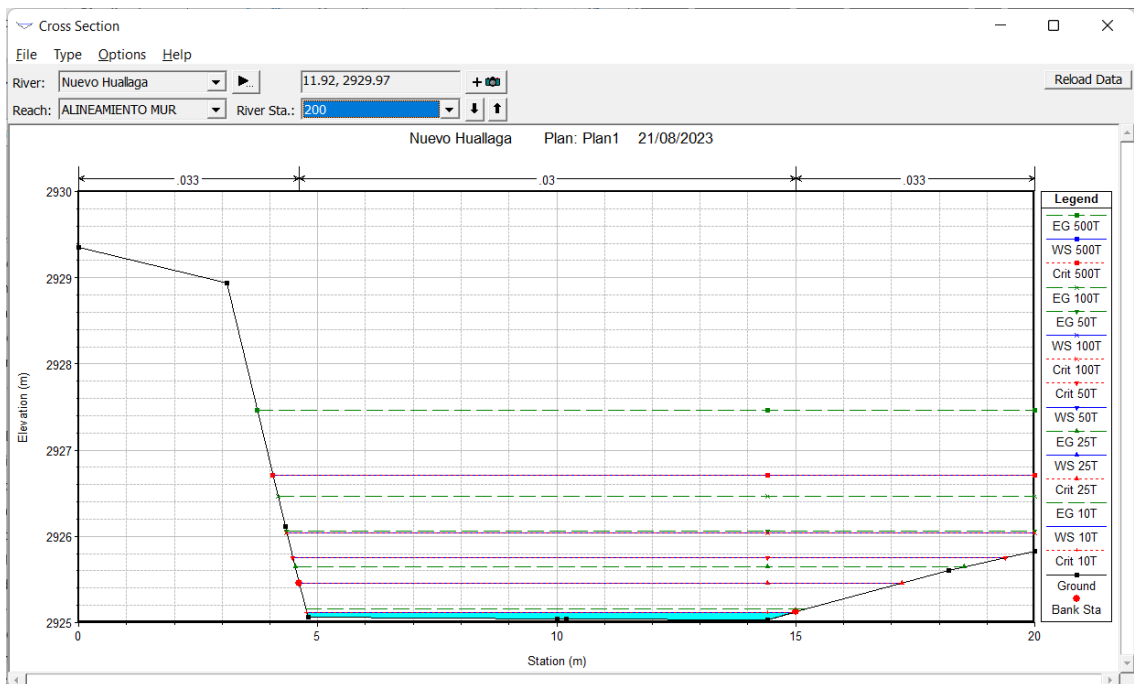
**RESUMEN DE CAPACIDAD PORTANTE DE LA TEORIA DE Terzaghi**

CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE $q_a$ (kg/cm <sup>2</sup> ) - Terzaghi		B (m)									
		0.50	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00
Df (m)	0.50	0.46	0.58	0.64	0.70	0.76	0.94	1.09	1.24	1.39	1.54
	1.00	0.83	0.92	0.96	1.04	1.13	1.26	1.43	1.58	1.73	1.88
	1.50	1.17	1.26	1.32	1.38	1.47	1.62	1.77	1.92	2.07	2.22
	2.00	1.51	1.60	1.66	1.72	1.81	1.96	2.11	2.26	2.41	2.56
	2.50	1.84	1.94	2.00	2.06	2.15	2.30	2.45	2.60	2.75	2.90
	3.00	2.18	2.27	2.33	2.39	2.48	2.64	2.79	2.94	3.09	3.24
	3.50	2.52	2.61	2.67	2.73	2.82	2.97	3.12	3.28	3.43	3.58
	4.00	2.86	2.95	3.01	3.07	3.16	3.31	3.46	3.61	3.76	3.92
	4.50	3.20	3.29	3.35	3.41	3.50	3.65	3.80	3.95	4.10	4.25
	5.00	3.54	3.63	3.69	3.75	3.84	3.99	4.14	4.29	4.44	4.59
6.00	4.22	4.31	4.37	4.43	4.52	4.67	4.82	4.97	5.12	5.27	

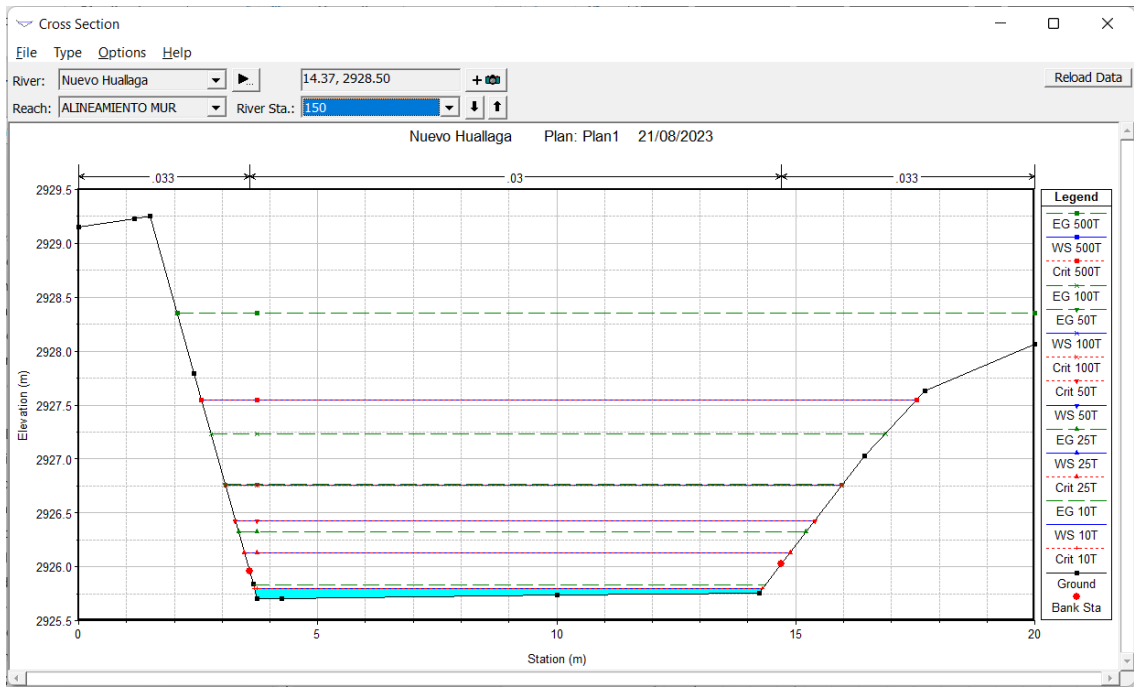
c) Modelamiento del flujo en cada sección del terreno para TR=10, 25, 50, 100 y 500 años (0+000 a 0+230).



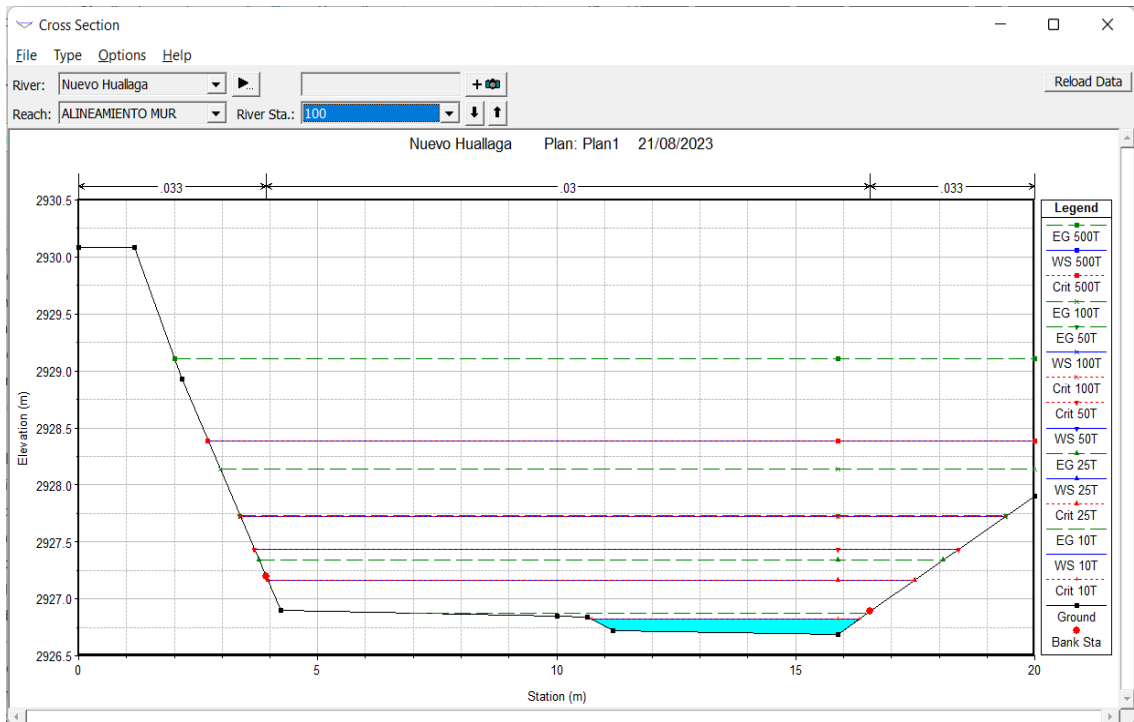
0+230



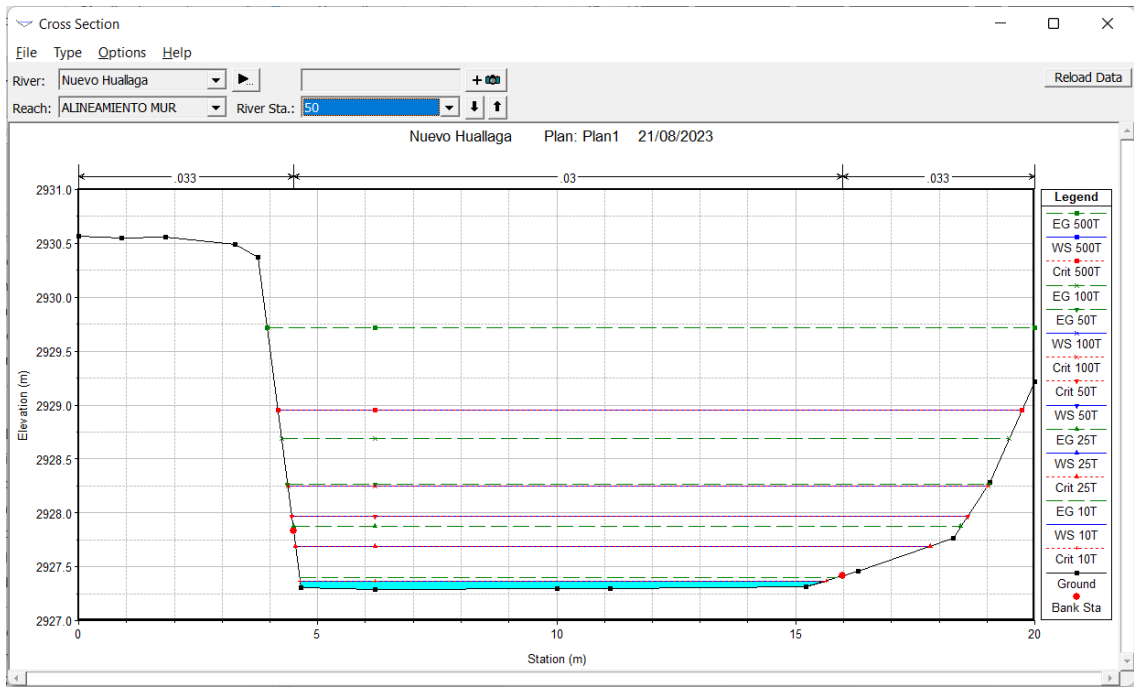
0+200



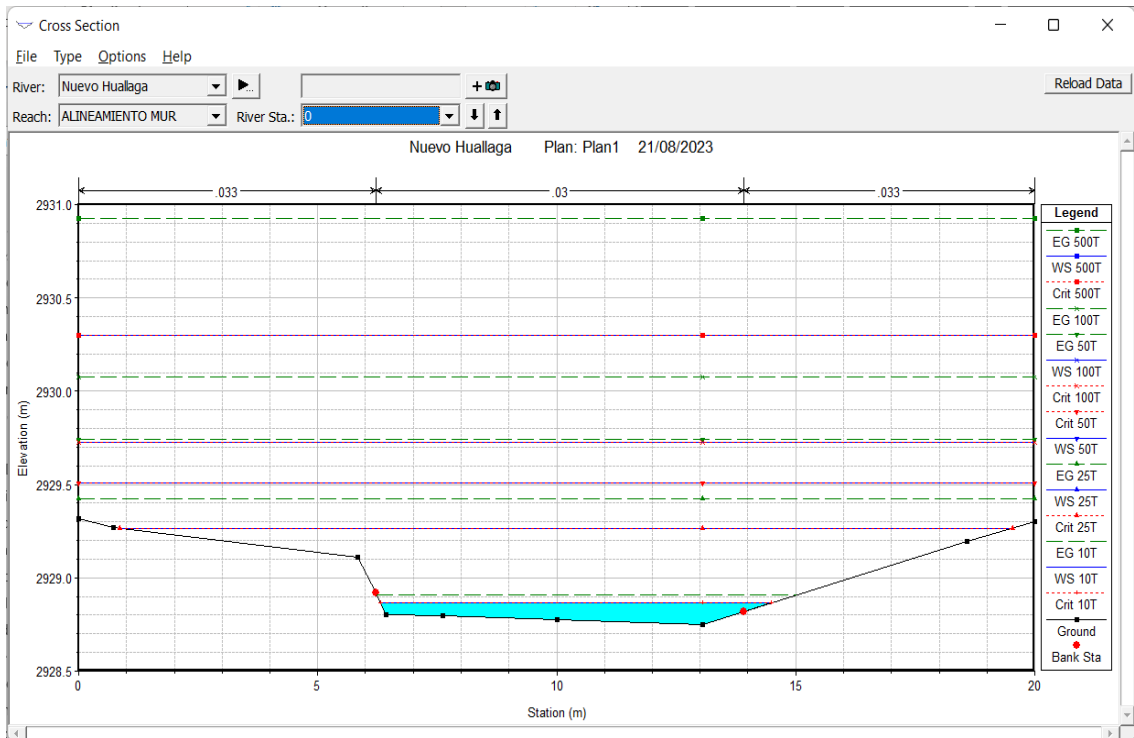
0+150



0+100

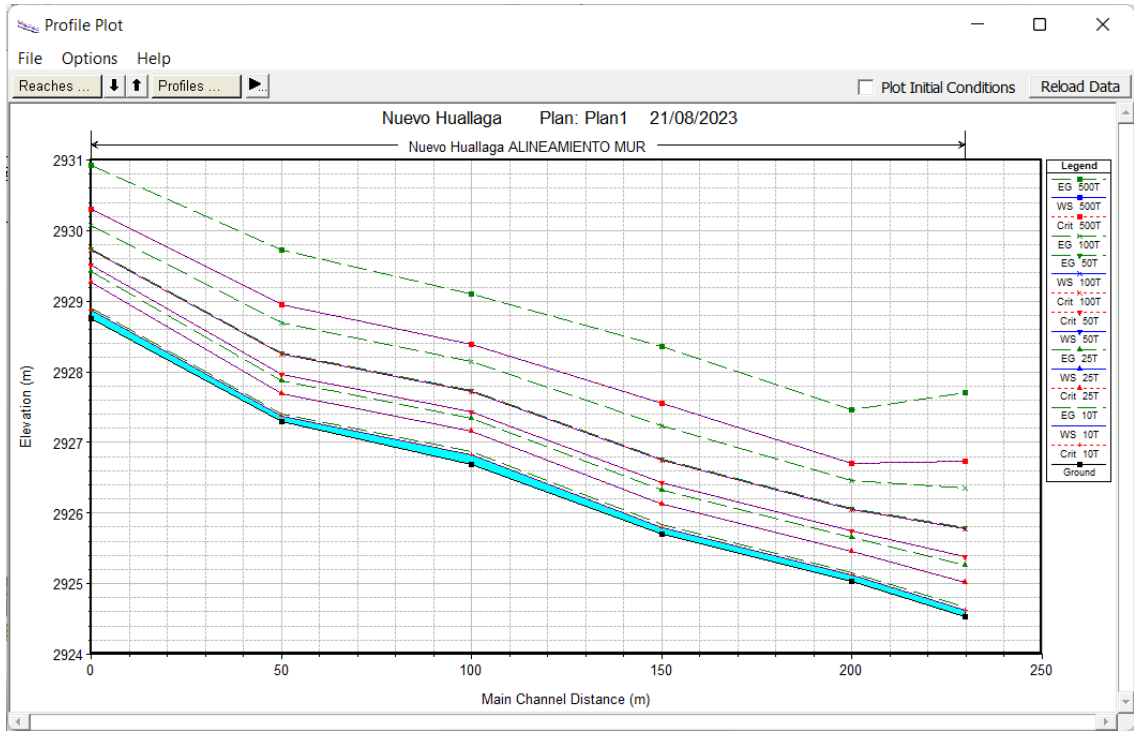


0+050

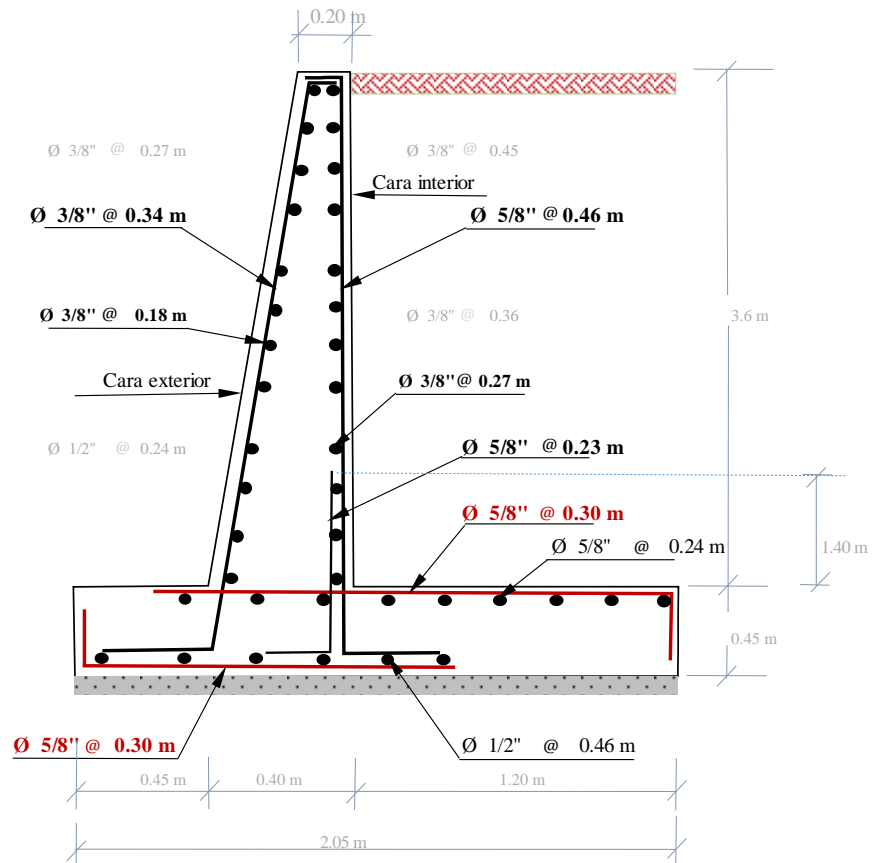


0+000

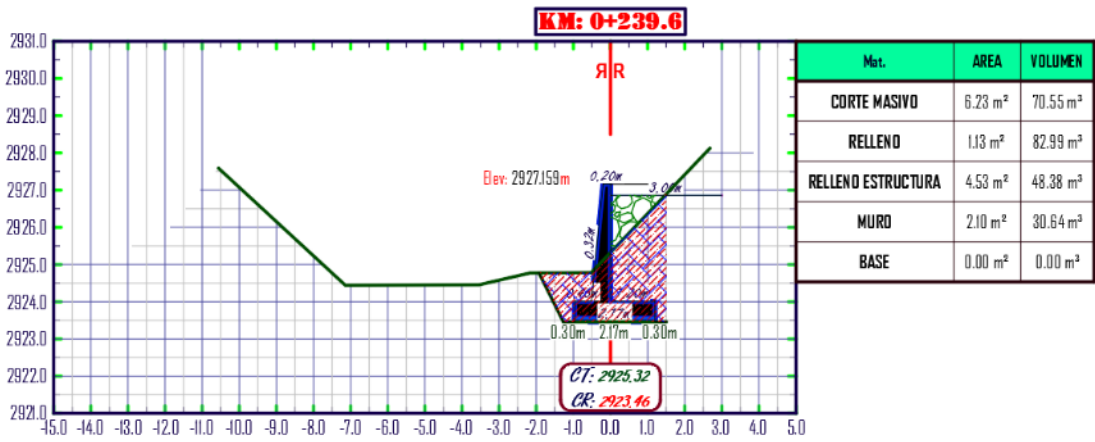




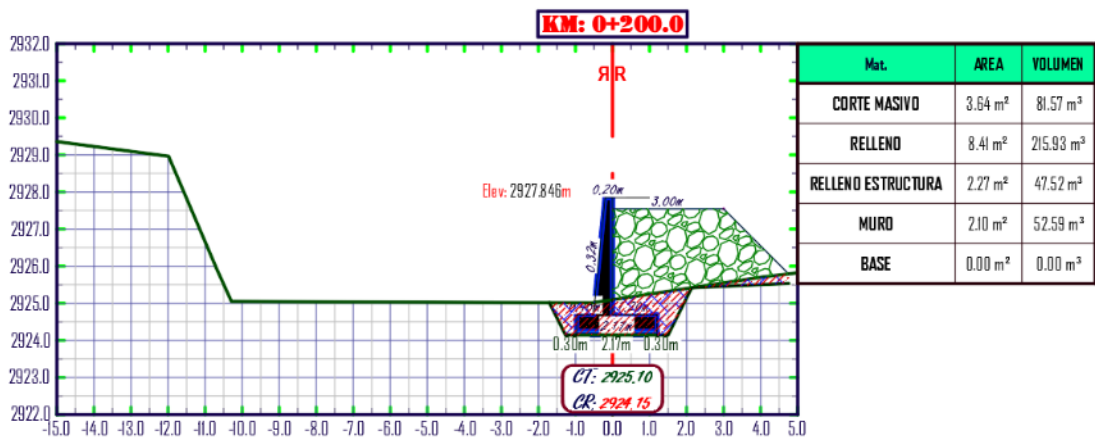
d) Detalle de diseño de muro voladizo de concreto armado.



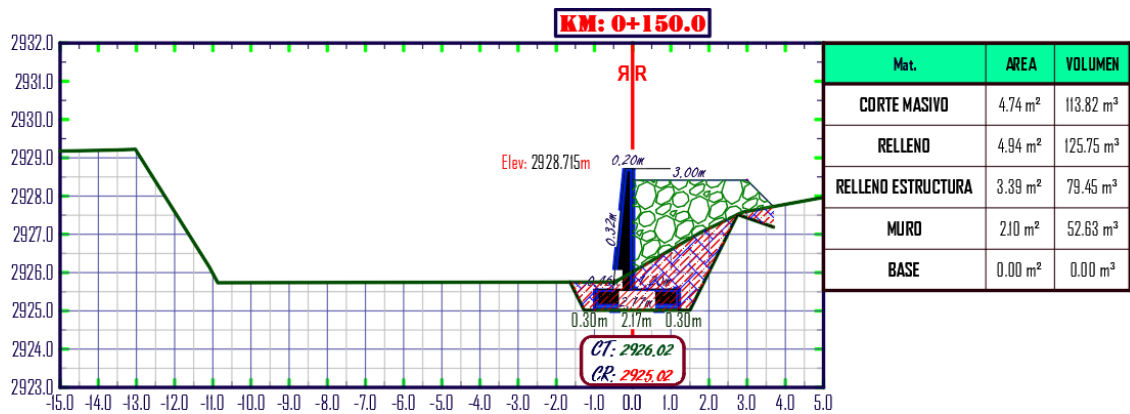
e) Planos de secciones de diseño de muro voladizo de concreto armado.



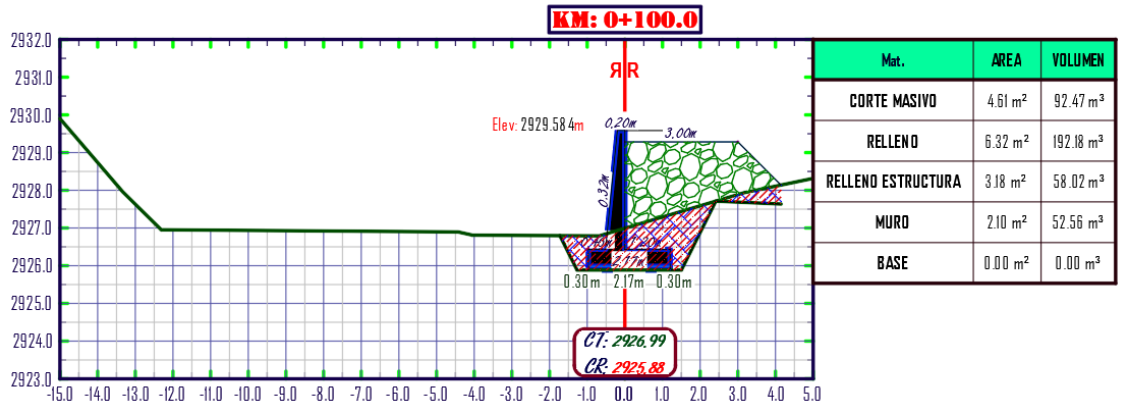
0+240



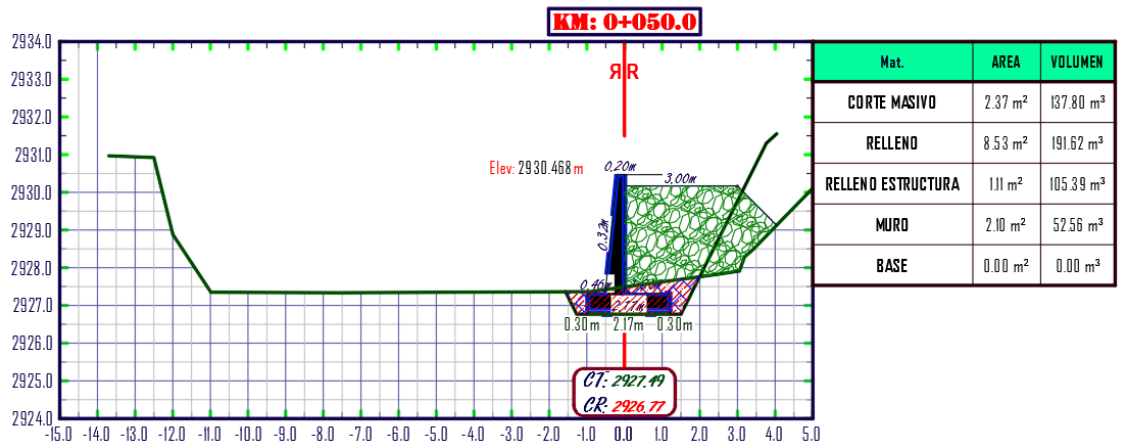
0+200



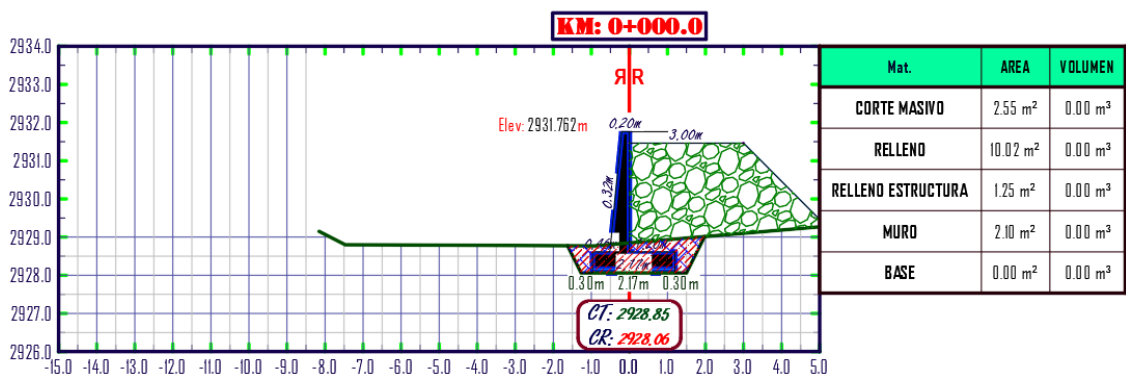
0+150



0+100

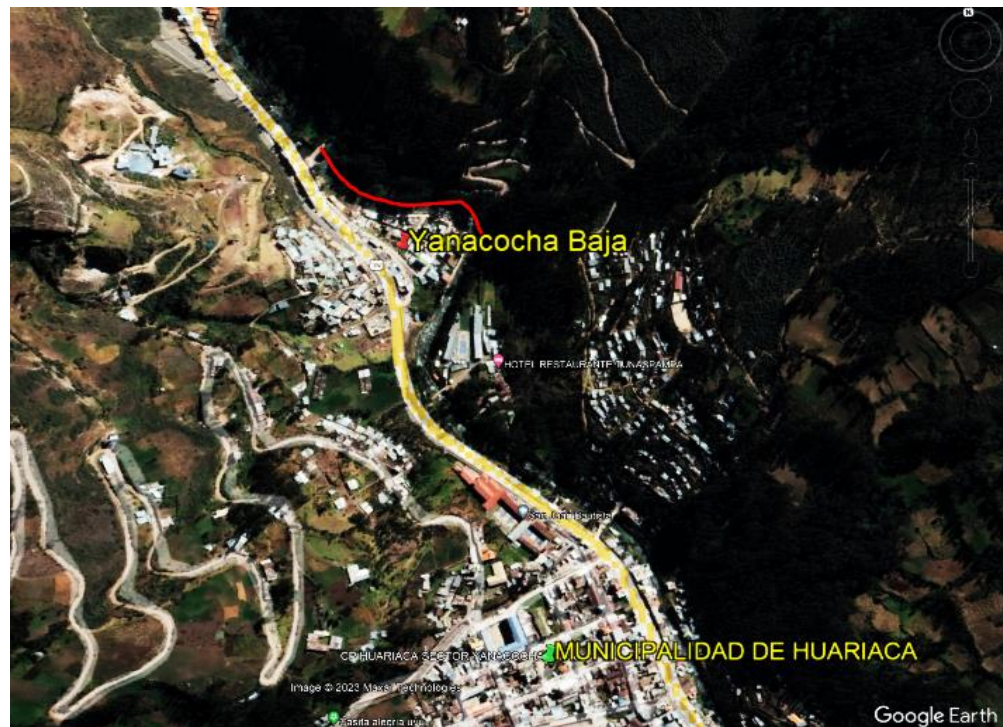


0+050



0+000

f) **Panel Fotográfico.**



Fotografía 01: Ubicación de la zona a estudiar



Fotografía 02: Vista de equipo Estación Total trabajando en la zona (fuente: propia)





Fotografía 03: Vista de la sección del río Huallaga (fuente: propia)



Fotografía 04: Vista de aguas del rio Huallaga (fuente: propia)





Fotografía 05: Vista del puente y lado del río que se trabajó (fuente: propia)



Fotografía 06: Vista de levantamiento topográfico (fuente: propia)





Fotografía 08: Vista del cauce y borde del río Huallaga (fuente: propia)



Fotografía 09: Vista de aguas del río Huallaga (fuente: propia)





Fotografía 10: Observando el nivel de agua del rio Huallaga (fuente: propia)



Fotografía 11: Vista de aguas del rio Huallaga (fuente: propia)

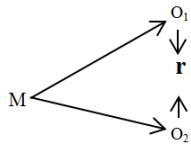




Fotografía 12: Vista del lugar del estudio (fuente: propia)

**MATRIZ DE CONSISTENCIA**

**Modelamiento Hidráulico Para el Diseño de la Defensa Ribereña En La Margen Izquierdo Del Rio Huallaga En El Barrio Yanacocha Baja del Distrito de Huariaca, Provincia Y Región Pasco – 2023.**

<b>Problema general</b>	<b>Objetivo general</b>	<b>Hipótesis general</b>	<b>Variables</b>	<b>Metodología</b>
¿Cuál será el comportamiento hidráulico del rio Huallaga, ante el modelamiento hidráulico, que perimirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña?	comportamiento hidráulico del rio Huallaga mediante el modelamiento hidráulico, para proponer la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña.	La determinación del comportamiento hidráulico del rio Huallaga mediante el modelamiento hidráulico, permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña.	<b>Variable 1:</b>  Comportamiento  Del  Modelamiento  Hidráulico del  Rio Huallaga	<b>Método de investigación general:</b> método científico.  <b>Métodos específicos:</b> Hipotético – Deductivo.  <b>Enfoque:</b> Cuantitativo.  <b>Tipo de investigación:</b> cuantitativo y retrospectivo  <b>Nivel de investigación:</b> Correlacional.
<b>Problemas específicos</b>	<b>Objetivos específicos</b>	<b>Hipótesis específicas</b>	<b>Dimensiones:</b>	<b>Diseño de investigación general:</b> No experimental.  <b>Específico:</b> transversal.
a) ¿Cuál será el comportamiento hidráulico del rio Huallaga para la defensa ribereña ante las inundaciones?	a) Determinar el comportamiento hidráulico del rio Huallaga para la defensa ribereña ante las inundaciones.	El comportamiento hidráulico para la defensa ribereña permite definir el diseño apropiado ante las inundaciones.	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Estudio hidrológico del rio Huallaga empleando datos históricos de precipitaciones pluviales.</li> <li>✓ Caudales obtenidos de</li> <li>✓ la estación meteorológica.</li> <li>✓ Elevación altura de agua, cuya variación</li> </ul>	<b>Esquema:</b>   Donde. M = Muestra O <sub>1</sub> = Comportamiento Del Modelamiento Hidráulico del Rio Huallaga
a) ¿Cuál es el cálculo de los niveles máximos que se obtendrá para caudales de diseño de tiempos de retorno 10, 25, 50, 140,500 años, para las secciones más adecuadas del diseño de la defensa ribereña?	a) Calcular los niveles máximos que se obtendrá para caudales de diseño de tiempos de retorno 10, 25, 50, 140,500 años, para las secciones más adecuadas del diseño de la defensa ribereña.	El cálculo de los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno de 10 años, 25 años, 140 años y 500 años para el rio Huallaga; nos permitirá realizar el cálculo de la altura de la defensa ribereña.		

<p>a) ¿Cuál es el diseño más conveniente para la defensa ribereña?</p>	<p>a) Proponer el diseño de la defensa ribereña.</p>	<p>El diseño apropiado de la defensa ribereña permitirá evitar el desborde del río Huallaga.</p>	<p>depende del caudal que recorre por el río Huallaga</p> <p><b>Variable 2:</b></p> <p>Ubicación y diseño adecuado de la defensa ribereña.</p> <p>Elevación altura de agua, cuya variación depende del caudal que recorre por el río Huallaga</p>	<p>O<sub>2</sub> = Ubicación y diseño adecuado de la defensa ribereña.</p> <p>r = Correlación entre dichas variables</p> <p><b>Población:</b> al área de influencia directa e indirecta en barrio Yanacocha Baja del distrito de Huariaca, franjas susceptibles a inundaciones del río Huallaga.</p> <p><b>Muestra:</b> se utilizará en esta investigación consta de un sector crítico del río Huallaga ante desborde, en específico a lado izquierdo del río Huallaga del barrio Yanacocha Baja</p> <p><b>Técnicas:</b> Fuentes de datos topográficos</p> <p><b>Instrumentos:</b></p> <p>Microsoft Excel: Procesador de datos numéricos  AutoCAD 2018: Elaboración de planos  AutoCAD Civil 2018: Topografía y batimetría del tramo analizado  HidroEsta: Procesamiento de datos estadísticos  Hec-Ras v.6.1: Elaboración del modelamiento hidráulico</p> <p><b>Técnicas de procesamiento y análisis de datos:</b>  <b>Estadística descriptiva</b>  <b>Estadística inferencial</b></p>
--	--	--	---	---





# Anexo: Plano Topográfico de la cuenca

