



**UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI**

**VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y**

**ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

## **TESIS**

**MODELAMIENTO HIDRÁULICO DEL DISEÑO**

**ESTRUCTURAL DE LA DEFENSA RIBEREÑA**

**DEL RÍO HUANCANÉ EN EL SECTOR**

**PUENTE DE HUANCANÉ**

**PRESENTADA POR**

**BACHILLER ROGER EDGAR ZAPATA HUMPIRE**

**ASESOR:**

**MGR. MARIO PEDRO RODRIGUEZ VASQUEZ**

**PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**MOQUEGUA – PERÚ**

**2023**

## ÍNDICE

Página de jurado.....	i
Dedicatoria .....	ii
Agradecimiento .....	iii
Índice.....	iv
INDICE DE TABLAS .....	viii
INDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT.....	xii
INTRODUCCIÓN .....	xiii

## CAPÍTULO I

### PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Descripción de la Realidad del Problema .....	1
1.2 Definición del problema.....	2
1.2.1 Problema general.....	2
1.2.2 Problemas específicos. ....	2
1.3 Objetivos de la investigación .....	2
1.3.1 Objetivo general. ....	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	2
1.4 Justificación.....	2
1.4.1 Justificación metodológica.....	3

1.4.2	Justificación técnica. ....	3
1.4.3	Justificación social. ....	3
1.4.4	Justificación económica. ....	3
1.4.5	Justificación ambiental. ....	4
1.5	Alcances y limitaciones. ....	4
1.5.1	Alcances. ....	4
1.5.2	Limitaciones. ....	4
1.6	Variables. ....	4
1.6.1	Variable independiente. ....	4
1.6.2	Definición conceptual. ....	5
1.6.3	Variable dependiente. ....	5
1.6.4	Definición conceptual. ....	5
1.6.5	Operacionalización de variables. ....	5
1.7	Hipótesis de la investigación. ....	6
1.7.1	Hipótesis General. ....	6
1.7.2	Hipótesis específicas. ....	6

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

2.1.	Antecedentes de la investigación. ....	7
2.2.	Bases Teóricas. ....	14

2.2.3.1. Descarga máxima.....	15
2.2.3.2. Métodos de determinación de máximas avenidas.....	15
2.2.4.1. Longitud y ubicación de encauzamiento.....	21
2.2.4.2. Sección Estable de Río o Amplitud de Cauce.....	21
2.2.4.3. Tirante de Máxima Avenida y Altura de Encauzamiento.....	23
2.2.4.4. Profundidad de socavación.....	25

### **CAPÍTULO III**

#### **METODO**

3.1. Enfoque .....	30
3.2. Tipo de investigación .....	30
3.3. Nivel de investigación.....	31
3.4. Diseño.....	31
3.5. Población y muestra .....	31
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	33
3.6.1. Técnicas de recolección de datos.....	33

### **CAPÍTULO IV**

#### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

4.1. Determinar el diseño estructural pertinente para la defensa ribereña del río Huancané, en el sector puente Huancané” .....	35
---	----

4.1.1. Cálculo hidrológico. ....	36
4.1.1.1. Método de Gumbel. ....	38
4.1.2. Cálculo hidráulico. ....	40
4.1.2.1. Cálculo de la sección estable o amplitud del cauce. ....	41
4.1.2.2. Profundidad media. ....	43
4.1.2.3. La pendiente hidráulica. ....	43
4.1.2.4. Cálculo de la profundidad de socavación. ....	44
4.1.2.5. Profundidad de uña. ....	48
4.1.2.6. Cálculo de la altura del muro. ....	51
4.1.3. Resultados. ....	52
4.1.4. Contrastación de hipótesis. ....	53
4.1.5. Discusión de resultados. ....	53
4.1.6. Diseño final. ....	58

## **CAPÍTULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

5.1. Conclusiones .....	59
5.2. Recomendaciones .....	60
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	61
MATRIZ DE CONSISTENCIA .....	63
ANEXOS .....	64

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Operacionalización de variables .....	5
<b>Tabla 2:</b> Obtener los valores de $Y_n$ en función a los años .....	18
<b>Tabla 3:</b> Desviación estándar reducida $\sigma_n$ .....	18
<b>Tabla 4:</b> Y en función del periodo de retorno .....	18
<b>Tabla 5:</b> Valores Aproximados de $F_s$ (factor orilla) .....	22
<b>Tabla 6:</b> Valores de $k_1$ para trabajar con la fórmula de Simons y Hederson.....	22
<b>Tabla 7:</b> Coeficiente en función del caudal máximo.....	24
<b>Tabla 8:</b> Valores para $K_s$ .....	25
<b>Tabla 9:</b> Coeficiente B para socavación.....	28
<b>Tabla 10:</b> Valores de X y $1/(X+1)$ .....	28
<b>Tabla 11:</b> Caudales máximos registrados en Huancané.....	31
<b>Tabla 12:</b> Evaluación de los Recursos Hídricos en las Cuencas de los Ríos Huancané y Suches. ....	36
<b>Tabla 13:</b> Datos de todos los caudales de la tabla.....	39
<b>Tabla 14:</b> Datos para calcular $\sigma_n$ .....	39
<b>Tabla 15:</b> Datos de $F_s$ para determinar el ancho estable.....	41
<b>Tabla 16:</b> Valores de $K_1$ (para trabajar con la fórmula de Simons y Hederson). .....	42
<b>Tabla 17:</b> Comparación de formulas .....	42
<b>Tabla 18:</b> Fórmula de Manning Strickler.....	44
<b>Tabla 19:</b> Para determinar el coeficiente B para socavación .....	45
<b>Tabla 20:</b> Valores de X y $1/(X+1)$ según tabla N° 10.....	46
<b>Tabla 21:</b> Valores de X y $1/(X+1)$ según tabla N° 10.....	47

<b>Tabla 22:</b> Datos para obtener según tabla N° 10.....	49
<b>Tabla 23:</b> Se asumirá que el material del piso del rio sea roca suelta con un D = 1000 mm y $(1/1+x) = 0.84$ , obteniendo lo siguiente: según tabla N°10. ....	50
<b>Tabla 24:</b> Para determinar $\emptyset$ =coeficiente en función de la máxima descarga y pendiente. ....	52

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Vista de las geometrías de escaneo de los tres sensores.....	20
Figura 2: Curva para distribución Log. Pearson Tipo III considerando periodo de retorno y caudal máximo.....	54
Figura 3: Perfil de socavación para un periodo de retorno de 500 años. ....	56
Figura 4: Curva de momentos ante acciones estáticas y sísmicas. ....	57
Figura 5: Dimensionamiento mediante RIVER. ....	58
Figura 6: Dimensionamiento final de dique - enrocado.....	58

## RESUMEN

La presente investigación plantea como problema general ¿Cómo influye el modelamiento hidráulico en el diseño estructural de la defensa ribereña del río Huancané en el sector puente Huancané? Cuyo objetivo fue Plantear una propuesta de modelamiento hidráulico en el diseño estructural de la defensa ribereña del río Huancané, en el sector puente Huancané. La metodología de investigación empleada fue no experimental, descriptivo, se ha demostrado que describe los elementos principales del área, Es aplicada o tecnológica puesto que utiliza las ciencias teóricas para lograr objetivos específicos y soluciones prácticas. Los resultados, plantea el diseño según el libro de diseño y construcción de defensas ribereñas del Ing. Rubén Terán, en función al caudal de diseño, son: Sección estable o amplitud de cauce de 60 m, Profundidad para la estructura de 3m, Pendiente hidráulica de 0.007, la profundidad de socavación de 3 m, profundidad de uña de 2 m y altura total del muro es de 3 m. Para corroborar los resultados se utilizó el software RIVER (software que recomienda usar el ministerio de Agricultura) del dique enrocado, pues este es materia de otro tipo de estudios que requieren mayor trabajo.

Palabras clave: defensa riverena, caudal máximo, caudal de diseño, dique enrocado

## **ABSTRACT**

The present research poses as a general problem: ¿How does hydraulic modeling influence the structural design of the riverside defense of the Huancané River, in the Huancané bridge sector? The objective of which was to propose a proposal for hydraulic modeling in the structural design of the riverside defense of the Huancané River, in the Huancané bridge sector. The research methodology used was non-experimental, descriptive, it has been shown to describe the main elements of the area. It is applied or technological since it uses theoretical sciences to achieve specific objectives and practical solutions. The results, proposed by the design according to the book on the design and construction of riverside defenses by Eng. Rubén Terán, depending on the design flow, are: Stable section or channel width of 60 m, Depth for the structure of 3m, Hydraulic slope of 0.007, scour depth of 3 m, nail depth of 2 m and total height of the wall is 3 m. To corroborate the results, the RIVER software (software recommended by the Ministry of Agriculture) of the rocky dike was used, since this is the subject of other types of studies that require more work.

Keywords: river defense, maximum flow, design flow, rock dam

## INTRODUCCIÓN

El carácter complejo de las características de los flujos en ríos, riachuelos, etc. con los detalles expuestos son un reto muy importante de la aplicación de la tecnología. Las innovaciones tecnológicas como la utilización de molinetes los perfiladores de corriente desarrollados para corrientes de aguas de poca profundidad son empleadas para hallar los caudales de flujos de regímenes estacionarios, que no se aplican a flujos torrenciales pero si se utilizan otros métodos, hay sistemas intrusivos que durante las crecidas extraordinarias, mantener los aparatos sumergidos es complicado, y pueden dañarse con materiales u otros elementos en suspensión que acarrea el río y además las condiciones para el personal no son del todo seguras. Por estas condiciones no es común que sean disponibles los datos de caudales registrados en el periodo de crecida en los diferentes ríos.

En el Perú dentro de los fenómenos naturales más catastróficos se encuentran las inundaciones. Las ciudades generalmente fueron establecidas en zonas cercanas a los ríos o márgenes de estos con la finalidad de tener agua para consumo humano y para llevar a cabo sus actividades agrícolas o de ganadería. El hecho de asentarse cerca de un río, expone además a enfrentar posibles situaciones de desbordes e inundaciones.

En la provincia de Huancané, las inundaciones no son ajenas, y los desbordes del río debido a las precipitaciones pluviales son fenómenos hidrometeorológicos que generan destrozos en los cultivos, ganados y en las edificaciones rutinariamente casi todos los años entre los meses de diciembre y marzo afectando a las viviendas que se encuentran en las riberas y cerca del río Huancané.

En la presente investigación de investigación se estudiará a la cuenca hidrográfica del río Huancané.

## **CAPÍTULO I**

### **PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.1 Descripción de la Realidad del Problema**

Los diferentes fenómenos naturales extraordinarios que, por lo común, se presentan con precipitaciones extraordinarias donde se desbordan los ríos lo que genera inundaciones afectando grandemente a la población y las diferentes zonas, muchas veces no son adecuadamente estudiados o analizados lo que conlleva al deficiente dimensionamiento de las estructuras hidráulicas lo que genera escasas defensas en los diferentes ríos o cauces; es común realizar un diseño insuficiente debido a que en la mayor parte del año se presentan insignificantes caudales, pero en épocas de avenidas que generalmente el periodo no es anual, incrementa su cauce considerablemente ante la presencia de este fenómeno natural, llegando a superar el caudal normal promedio y generando inundaciones en zonas aledañas donde están ubicadas las ciudades, como las ocurridas con el fenómeno del niño en los años 1925, 1983, 1998 y 2017. Lo mismo ocurre con el río Huancané motivo de la presente investigación.

Este análisis insuficiente nos hace ver con claridad la importancia de implementar técnicas para medir caudales en forma adecuada durante la crecida de los ríos.

## **1.2 Definición del problema**

### **1.2.1 Problema general.**

¿Cómo influye el modelamiento hidráulico en el diseño estructural de la defensa ribereña del río Huancané en el sector puente Huancané?

### **1.2.2 Problemas específicos.**

¿Cuál es la descarga máxima debida a las fuertes precipitaciones pluviales en el río Huancané, en el sector puente Huancané?

¿Qué diseño estructural es el pertinente para la defensa ribereña del río Huancané, en el sector puente Huancané?

## **1.3 Objetivos de la investigación**

### **1.3.1 Objetivo general.**

Plantear una propuesta de modelamiento hidráulico en el diseño estructural de la defensa ribereña del río Huancané, en el sector puente Huancané.

### **1.3.2 Objetivos específicos.**

- Determinar la descarga máxima debida a las fuertes precipitaciones pluviales en el río Huancané, en el sector puente Huancané
- Determinar qué diseño estructural es el pertinente para la defensa ribereña del río Huancané, en el sector puente Huancané

## **1.4 Justificación**

En este estudio se determinará la influencia del modelamiento hidráulico en el diseño estructural de la defensa ribereña del río Huancané, por lo que se desarrollara conocimiento científico que sirvan de soporte a investigaciones futuras,

incrementando así más información al conocimiento científico sobre el modelamiento hidráulico.

#### **1.4.1 Justificación metodológica.**

Se aplicará el proceso metodológico de acuerdo a los procedimientos metodológicos de investigación, se emplearán modelos matemáticos, por ser una investigación cuantitativa, los datos obtenidos y procesados permitirán la afirmación o negación de las hipótesis y esto servirá como referencia para futuras investigaciones. Además, no solamente se proporcionará las características particulares de los modelos hidráulicos, sino también el modelo hidráulico optado, así como el diseño estructural pertinente de una defensa ribereña.

#### **1.4.2 Justificación técnica.**

Si bien se tiene antecedentes principalmente de diseños estructurales basado en modelos hidráulicos, la presente investigación pretende analizar el diseño hidráulico de dique – enrocado para la defensa ribereña para el río Huancané

#### **1.4.3 Justificación social.**

Se tiene beneficiarios directos e indirectos que son los miembros de la población donde se construirá la defensa ribereña y evitar los riesgos de inundación que puede afectar la economía de los pobladores que viven en la periferia del río Huancané, el sector pecuario, agropecuario y la vivienda misma en sí.

#### **1.4.4 Justificación económica.**

El modelamiento hidráulico permite anticiparnos en evaluar el diseño estructural a construir, ya sea gaviones, pantalla de concreto armado o dique de

contención, de tal modo que el diseño estructural no entre en costos adicionales para la obtención misma estructura más que el tiempo y mano de obra empleada.

#### **1.4.5 Justificación ambiental.**

Con la presente investigación se busca evitar desastres naturales ambientales en la zona como: desborde del río, inundaciones que afecte a la flora y fauna silvestre.

### **1.5 Alcances y limitaciones**

#### **1.5.1 Alcances.**

De acuerdo al proceso metodológico de la investigación, se utilizarán modelos matemáticos, para obtener datos, siendo por esto los que ayudarán a contrastar las hipótesis formuladas; y además se realizara la discusión de resultados con diferentes investigadores del tema. De acuerdo al alcance, no solamente se proporcionará las características particulares de los modelos hidráulicos, sino también en función al modelo hidráulico optado se determinará el diseño estructural pertinente de una defensa ribereña circunscrito al río Huancané.

#### **1.5.2 Limitaciones.**

Se encontró cierta limitación en cuanto al acceso de información de las estaciones hidrológicas y también no se encuentra datos recientes emitidos por el Senamhi.

### **1.6 Variables**

#### **1.6.1 Variable independiente.**

Modelamiento hidráulico

### 1.6.2 Definición conceptual.

El modelado corresponde a la representación matemática, física o digital de un sistema hidráulico para obtener mayor comprensión acerca de cómo las dinámicas internas pueden ser manipuladas por distintas variables.

### 1.6.3 Variable dependiente.

Estructura de defensa ribereña

### 1.6.4 Definición conceptual.

Son estructuras implementadas para la protección de áreas cercanas o aledañas a los ríos

### 1.6.5 Operacionalización de variables.

**Tabla 1**

*Operacionalización de variables*

<b>Variables</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Medición</b>
Modelamiento hidráulico	<ul style="list-style-type: none"><li>• Datos hidrológicos y topográficos</li><li>• Selección de parámetros y ecuaciones</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Estaciones meteorológicas</li><li>• Uso de información geoespacial</li><li>• Coeficiente de rugosidad</li><li>• Ecuaciones de flujo</li></ul>
Estructura de defensa ribereña	<ul style="list-style-type: none"><li>• Tipo de estructura</li><li>• Diseño geométrico</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Estudio de la cuenca hidrográfica</li><li>• Análisis de riesgos</li><li>• Altura, longitud, altura, etc.</li></ul>

## **1.7 Hipótesis de la investigación**

### **1.7.1 Hipótesis General.**

El modelamiento hidráulico influye positivamente en el diseño estructural de la defensa ribereña del río Huancané

### **1.7.2 Hipótesis específicas.**

- El método de Gumbel nos permitirá obtener un dato aproximado al caudal de diseño en función a las descargas máximas debido a las fuertes precipitaciones pluviales en el río Huancané
- El diseño hidráulico y estructural de dique - enrocado es el más pertinente para la defensa ribereña del río Huancané, en el sector Huancané

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes de la investigación**

En el ámbito internacional Caivinagua (2020), en su tesis determina el objetivo de realizar un modelo bidimensional hidráulico en un tramo del río Yanuncay de la calle Ciudad de Cuenca – Av. de las Américas con una metodología en el modelo hidráulico ha logrado gran auge en el campo de la hidráulica. Al inicio se sentaron las bases de los fundamentos y principios de la hidráulica. Pero los conceptos establecidos, recién han podido ser aplicados con modelos de tamaño real. Existen varios tipos de modelos hidráulicos están los físicos, análogos y los matemáticos de los cuales provienen los modelos de simulación numérica, llegando al resultado donde se aplicó el modelo en trece ocasiones, empleando cada uno de ellos el método de los hidrogramas para la modelación. En cada una de los modelos, la rugosidad es mantenida, también la geometría en cuanto al tamaño, las dimensiones y propiedades de la malla y cada una de las configuraciones que requiere el software las que se definieron previamente. Para cada uno de los modelos se encontraron las máximas zonas de inundación, y además las máximas velocidades y cotas del agua en cada uno de los puntos. La investigación concluye afirmando un MDE con condiciones adecuadas que necesitan un control riguroso

en cada uno de los espacios desde su génesis y transformarlo en un archivo con formato ASCII que será usado en el software IBER.

Guillén (2019), en su tesis determino el objetivo fue hacer optimo el diseño hidráulico e hidrológico de las condiciones estructurales y las condiciones no estructurales haciendo uso de la técnica de Velocimetría por (LSPIV). Los estudios presentados están relacionados a optimizar y aplicar esta técnica. La investigación tuvo una metodología haciendo uso de LSPIV evaluando la perplejidad debida a la extrapolación de curvas HQ en cursos fluviales; y se correspondió con la repetición del caudal máximo en un determinado cause del rio. Este análisis mostro con claridad la importancia de implementar técnicas para medir caudales durante crecidas de los ríos. A partir de un video registrado fue posible determinar el caudal, utilizando la técnica de velocimetría LSPIV, las áreas de velocidad superficial del flujo y la distribución transversal de velocidades. Resultados; se logró observar que las velocidades superficiales cambian entre 13 y 15 m/s. Las velocidades mínimas se dan aguas abajo de los muros que separan las compuertas a causa de la separación del flujo generada en esas zonas y las velocidades máximas entre las compuertas. A medida que se aleja de las compuertas el flujo se hace más regular. Conclusión se logró optimizar la técnica LSPIV para tasar los caudales a través de la evaluación de la relación que existe entre la velocidad promedio y el promedio superficial de una sección a partir de datos durante el registro del video. Para evaluar este coeficiente se determinó un modelo matemático que a partir de ahora podrá ser ejecutado para el tasado de caudales con LSPIV.

Sánchez (2017), en su tesis que tuvo como objetivo reproducir en sus modelos hidráulico e hidrológico el comportamiento seguido por el río Magdalena

en su cuenca baja y media. La investigación tuvo como metodología con un componente unidimensional y un componente bidimensional se construyó un modelo hidráulico en la aplicación informática SOBEK SUITE de los afluentes del río Magdalena. Este modelo hidráulico informático fue utilizado para simular el caudal de los afluentes del río Magdalena. Los resultados mostraron que el modelo hidráulico que se llevó a cabo en la presente investigación es una herramienta propia para determinar el caudal de los afluentes del río Magdalena, el modelo puede que no represente con mucha satisfacción los caudales sobre todos los afluentes del río Magdalena. El modelo hidrológico cuenta con un buen desempeño simulando la variación estacional de los caudales en los afluentes del río Magdalena. Se concluye que el trabajo de investigación determina un modelo hidrológico que simula el caudal de flujo del río Magdalena y sus principales afluentes a través de la aplicación informática SOBEK SUITE.

En el ámbito nacional, según Montalvan (2021), en su tesis que tuvo como objetivo encontrar una herramienta confiable y fiable para diseños hidráulicos que permitan obtener la captación del agua con eficacia para poder abastecer las zonas urbanas y agrícolas. El estudio optó por una metodología de evaluación de las variables que intervienen sobre el caudal de flujo del sifón Piura, con los siguientes métodos analítico, experimental y de modelación numérica. Se analizó, comparó y discutió los resultados del método analítico, a través un control del diseño estructural del sifón analizando que cumpla con los requerimientos hidráulicos pertinentes. Lo propio con el método experimental el modelo numérico, a través de la validez de un modelo en Ansys. Los resultados de la simulación en Ansys, permitieron ver partes del sifón a los cuales no se puede acceder. Tales zonas están

representadas a través de líneas de flujo, perfil de velocidad, perfil de presión, con lo que se identifican los parámetros del flujo de agua. Llegando a concluir que el diseño hidráulico es válido a consecuencia de la modelación matemática o numérica, a través de la discriminación de los datos obtenidos por estos métodos, aprobando una mayor comprensión del perfil hidráulico de la estructura que se está estudiando.

Por otra parte Orellana (2021), en su tesis titulada Modelamiento hidrológico e hidráulico para el análisis de inundaciones en la ciudad de Piura utilizando HEC-HMS Y HEC-RAS tiene como objetivo desarrollar el modelamiento hidrológico e hidráulico en la cuenca del río Piura para el análisis de inundaciones en zonas urbanas y proponer medidas para reducir los daños. La metodología utilizada por el presente estudio fue acciones de modelamiento secuencia, se trabajó en las etapas de Análisis de precipitaciones (recoger la información que se tiene de lluvias de días completos en las estaciones meteorológicas que están en la cuenca del río Piura), completando el registro de lluvias en una base de datos. Luego el procesamiento del modelo digital con HEC-GeoHMS en ArcGIS, para delimitar las subcuencas y generar el diseño estructural para HEC-HMS. Finalmente, e modelo meteorológico y las especificaciones de control. Los resultados del modelamiento hidráulico que se realizaron dan a conocer que la “capacidad hidráulica” del río, tiene estructuras como los pantallas de concreto armado que encausan el caudal del río en el sector de la ciudad y los diques de tierra fuera de la ciudad, no basta para la necesidad afiliada a flujos volumétricos mayores a un “TR de 25 años” ( $Q_{25} = 3,202 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mientras que de acuerdo a los estándares internacionales consideran que los diseños estructurales para el control

desborde del río e inundaciones en zonas del río cerca de las ciudades se realicen para un TR de 100 años. Llegando a la conclusión que, en los 50 últimos años, el flujo volumétrico máximo del río no llegó a superar los 100 m<sup>3</sup>/s en los temporales de lluvia. Pero, en el mismo periodo de tiempo se han logrado observar flujos volumétricos mayores a 2,000 m<sup>3</sup>/s en siete años diferentes. De este análisis se verifica que la modelación hidráulica en la cuenca del río Piura que desemboca en la ciudad de Piura es un tanto complicado, fundamentalmente por la cantidad de subcuencas debido a su gran extensión y todos los parámetros que hay que caracterizar.

Meza (2019), en su tesis de investigación propone realizar el diseño hidráulico y de las estructuras de la defensa ribereña en el sector de Santo Domingo Palca-Tarma. La metodología de la investigación fue realizar en primer lugar el estudio de mecánica de suelos y el levantamiento topográfico, se llegó a evaluar a través de la curva de intensidad Duración y Frecuencia (IDF) para determinar la máxima precipitación, en segundo lugar, determinar el coeficiente de regresión utilizando la información de las lluvias de la estación meteorológica de Tarma. Como resultado la investigación primero muestra los resultados del levantamiento topográfico, donde logramos determinar las partes del canal del río, determinar su inclinación y las curvas de nivel para desarrollar el simulado de la inundación. En segundo lugar, muestra los resultados del estudio de suelos a través de un ensayo de triaxial Llegando a la conclusión el análisis realizado al cauce del río Tarma, los estudios de suelos y de topografía, permitieron el conocimiento de los escenarios en condiciones normales y en máximas avenidas del caudal del río.

Belizario y Pancca (2020), en su tesis planteo su objetivo de comparar el comportamiento hidráulico con el software IBER Y HEC-RAS para evaluar las zonas inundables del río Coata, C.P. Almosanche. Como metodología se realizó el levantamiento topográfico de 3.4 kilómetros, para poder seccionar transversalmente el río, además se desarrolló un modelo digital de elevación con la aplicación informática del GIS determinando así los parámetros geomorfológicos de la Cuenca del río Coata. Como resultados de la investigación está la simulación que nos ha permitido identificar las zonas con riesgo de inundación. La investigación concluye definiendo la comparación de manera satisfactoria del comportamiento hidráulico con el software IBER y HEC – RAS en el análisis de zonas con riesgo de inundación, con una discrepancia de 4 % de área con riesgo de inundación.

Ramos (2019), en su tesis plantea el objetivo de identificar las áreas con riesgo por máximas avenidas probables en el tramo Dique-Punta Colorada. Con la metodología mediante el uso de la extensión Hec-GeoRas 10.5 en Arc Gis 10.5 se determinó la simulación como características de entorno geométrico de cuenca utilizando un modelamiento digital (DEM) ALOS PALSAR que es accesible y de mayor precisión, se empleó los caudales máximos probables de PR 5 años = 977.6 m<sup>3</sup>/h, PR 25 años = 1431.2 m<sup>3</sup>/h y para PR 50 años = 1992.1 m<sup>3</sup>/h de un estudio realizado en el 2012 por International Cooperati6n Agency Japan (JICA), para realizar un modelamiento hidráulico de inundaciones con el software, determinando áreas posibles de inundaci6n. Como resultados del análisis del tramo comprendido de estudio presenta una pendiente de 0.57° (aguas abajo a aguas arriba), en un tramo comprendido de 12000 m. Normalmente las máximas avenidas se presentan entre los meses de enero, febrero y marzo los que son mucho mayores a las avenidas que

se presentan el resto del año. El Proyecto de protección de las planicies y poblaciones rurales vulnerables contra las inundaciones en el Perú, considera los caudales máximos posibles en los cuales se realizó la simulación consideran periodos de retorno de 5 años, 25 años y 50 años como caudal permanente. La investigación concluye con la identificación de áreas de inundación en el tramo Dique-Punta Colorada para la simulación hidráulica del río con periodos de retorno de 5, 25 y 50 años, hay que incidir que la precisión dependerá del uso de los modelos digitales de elevación (DEM) de mayor resolución.

Rojas y Humpiri (2016), en su trabajo de tesis determina como objetivo de su investigación: Evaluar el diseño hidráulico actual y plantear uno nuevo, analizando el drenaje de lluvias y su sistema de evacuación en la ciudad de Juliaca aplicando el programa de modelamiento SWMM. Utilizó la metodología de modelamiento y análisis de las diferentes características del sistema de drenaje en la ciudad basado en su aplicación a cuencas reales se realiza a través de un modelo de simulación 7. El modelo propuesto es el EPA SWMM 5.0 de la Agencia de Protección del Medio Ambiente de los Estados Unidos, que utiliza la representación de forma precisa las condiciones de la ciudad y que es muy utilizado para diseñar sistemas de drenaje urbano. Como resultados obtenidos se calcularon nuevos diseños de los canales son los más idóneos posibles. La pendiente es uno de los parámetros importantes encontrados ( $S_{mín} = 0.03\%$ ) la que permite obtener la velocidad del flujo asignándole una mayor altitud a los puntos de captación; esto se define con un estudio de topografía en los puntos de estudio siendo el ancho de la sección el único parámetro variable, que puede ser cambiado hasta encontrar una adecuada relación entre área de flujo y el perímetro mojado, porque a mayor

perímetro mojado se produce más pérdida de energía, esto indica que al aumentar el ancho de los canales no se optimiza el flujo de aguas pluviales en los canales. Se llega a la conclusión que, según la evaluación realizada, se ha encontrado que el expediente técnico presenta ciertas deficiencias en los estudios básicos de ingeniería. Los estudios básicos de Ingeniería efectuados consideran en el proyecto a cuatro cuencas para el modelamiento hidrológico–hidráulico en el software SWMM con el objeto de optimizar los aspectos hidráulicos que permiten el diseño de las redes de drenaje. Para ello, además, para que este sistema de drenaje funcione adecuadamente es necesario establecer condiciones adecuadas de funcionamiento de acuerdo con las Normas correspondientes y el Plan de Desarrollo Urbano planteado para la ciudad de Juliaca.

## **2.2. Bases Teóricas**

### **2.2.1. Ríos.**

Los ríos según Gjai (2008), son corrientes de agua que discurren sobre la superficie terrestre, dentro de un cauce, tienen una importancia por el aprovechamiento que se puede hacer de sus aguas además de su protagonismo geográfico como barrera de difusión espontánea de flora y fauna silvestre. Por otro lado, el río Huancané es un río afluente del lago Titicaca tiene 1695 fuentes, distribuidas en 49 ríos, 727 quebradas, 833 manantiales y 86 lagunas. Cuenta con una cuenca hidrográfica que abarca los 3 545 km<sup>2</sup> y Tiene una longitud de 125 km

### **2.2.2. Cuencas.**

Desde el punto de vista hidrológico es necesario distinguir el concepto de cuenca topográfica y cuenca real:

Se entiende por cuenca topográfica a la zona drenada por el curso de agua con sus afluentes. La misma está delimitada por la divisoria de agua superficial, que corresponde a las crestas topográficas, es por eso que son sinónimos cuenca fluvial y cuenca hidrográfica. La cuenca real, es la cuenca topográfica más el área que drena hacia ella. (Giai, 2008)

### **2.2.3. Hidrología.**

#### ***2.2.3.1. Descarga máxima.***

La información sobre todas las emisiones máximas correspondientes a cada año se puede obtener fácilmente a partir de estaciones de medición fiables.

El período de máximo caudal suele ser de enero a marzo, excepto abril, que se asocia con precipitaciones en la parte media y alta de la cuenca, que también es el período de inundación. De septiembre a noviembre, este período se caracteriza por los menores caudales de agua durante los períodos secos. Estos valores extremos permiten que el análisis hidrológico diseñe diseños hidráulicos que controlen, almacenen, regulen y equilibren los recursos hídricos. (Terán, 1998)

#### ***2.2.3.2. Métodos de determinación de máximas avenidas.***

##### ***2.2.3.2.1. Métodos empíricos.***

Consiste en fórmulas empíricas y actualmente rara vez se utiliza debido a otros programas y formas de utilizar la información. Debido a la falta de datos, se eligieron estas fórmulas para dar una idea rápida de la magnitud del flujo máximo

esperado; Se pueden hacer comparaciones con datos reales de cuencas adyacentes o similares. (Terán, 1998).

#### 2.2.3.2.2. *Métodos históricos.*

Nos permiten conocer la cantidad máxima de inundaciones registradas en un período de tiempo determinado, a partir de la recopilación de datos sobre las inundaciones que se han producido. Además, nos permiten conocer o estimar un posible camino que sea mayor que el mayor camino conocido. La dificultad radica en:

- Datos faltantes o insuficientes
- Calidad de la información
- El cálculo de la avenida en base a los datos recabados, es referido a niveles

y no a gastos (Terán, 1998)

#### 2.2.3.2.3. *Métodos estadísticos probabilísticos.*

Permiten estimar las crecidas máximas proyectadas basándose en registros históricos de crecidas máximas para sacar conclusiones de su posible distribución en diferentes periodos de retorno. Consideremos dos casos:

➤ Un período de registro aceptable es de 50 años para inundaciones de moderadas a menores, y la extrapolación de los períodos de retorno puede dar como resultado valores más bajos.

➤ Dentro de 50 años, con las mismas condiciones, surgen caminos insólitos. Una extrapolación excesiva puede dar lugar a errores de juicio en ambos extremos. (Terán, 1998)

#### 2.2.3.2.4. Método de distribución de valores extremos – Método de Gumbel.

Este método se utiliza principalmente en proyectos de protección de ríos y es muy asequible. Con base en la fórmula de Gumbel se sugieren los valores extremos observados en la muestra y se utilizan para predecir el valor máximo de la variable hidrológica, aceptando que estos valores son independientes, la distribución teórica de la serie anual y el valor de la serie empírica de la función estadística se calculan utilizando la siguiente relación:

$$P = e^{-e^{-y}}$$

Donde:

- P es la probabilidad de ocurrencia
- e es la base de los logaritmos neperianos:
- y es la variable reducida que está dada por la relación

Primero se calcula un caudal inicial mediante:

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln T)$$

Enseguida calculemos  $\phi = 1 - \frac{1}{T}$

Donde T: periodo de retorno

Luego

Si  $\phi > 0.90$ , entonces

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\sigma_Q}{\sigma_N}$$

A continuación, se presentan tablas para poder calcular los valores de  $Y_n$  y  $\sigma_n$

calcular los valores de  $Y_n$  y  $\sigma_n$

**Tabla 2***Obtener los valores de  $Y_n$  en función a los años*

Años	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	4952	4996	5035	5070	5100	5120	5157	5181	5202	5220
20	5236	5236	5268	5283	5296	5309	5320	5332	5343	5352
30	5362	5371	5380	5388	5396	5402	5410	5418	5424	5400
40	5436	5442	5448	5453	5458	5463	5468	5473	5477	5480
50	5485	5489	5493	5497	5501	5504	5508	5511	5515	5518
60	5521	5524	5527	5530	5533	5535	5538	5540	5543	5546
70	5548	5550	5552	5555	5557	5559	5561	5563	5565	5567
80	5569	5570	5572	5574	5576	5578	5580	5581	5583	5585
90	5586	5587	5589	5591	5592	5593	5595	5596	5598	5569
100	5600									

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)**Tabla 3***Desviación estándar reducida  $\sigma_n$* 

Años	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.950	0.968	0.983	0.997	1.010	1.021	1.032	1.041	1.049	1.056
20	1.063	1.070	1.075	1.081	1.086	1.092	1.096	1.100	1.105	1.108
30	1.112	1.116	1.119	1.123	1.125	1.128	1.131	1.134	1.136	1.138
40	1.141	1.144	1.146	1.148	1.150	1.152	1.154	1.157	1.158	1.159
50	1.162	1.162	1.164	1.166	1.167	1.168	1.170	1.172	1.172	1.173
60	1.175	1.176	1.177	1.178	1.179	1.180	1.181	1.182	1.183	1.184
70	1.185	1.186	1.187	1.188	1.189	1.190	1.191	1.192	1.192	1.193
80	1.194	1.195	1.195	1.196	1.197	1.197	1.198	1.199	1.199	1.200
90	1.201	1.201	1.202	1.203	1.203	1.204	1.204	1.205	1.205	1.206
100	1.207									

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)**Tabla 4***Y en función del periodo de retorno*

Y	Tr
0,000	1,58
0,367	2,00
0,579	2,33
1,500	5,00
2,250	10,00
2,970	20,00
3,902	50,00
4,600	100,00
5,296	200,00
6,000	403,00

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

#### 2.2.3.2.5. *Vida útil del proyecto.*

El enfoque de diseño determinado por el método de Gumbel y el período de retorno determinado por el análisis de frecuencia reflejan sólo el intervalo promedio entre eventos igual o mayor que una cantidad determinada; Se debe considerar la vida útil de la estructura de diseño y se deben considerar repeticiones mayores a la vida esperada, período y probabilidad de ocurrencia en las cercanías de la unidad. Considerando que la vida útil de la estructura es de 50 años, se supone que el período de recuperación es 4 veces la vida útil de la estructura. El ciclo de vida de una estructura está necesariamente estrechamente relacionado con los aspectos hidrológicos. (Terán, 1998)

#### 2.2.3.2.6. *Precipitaciones.*

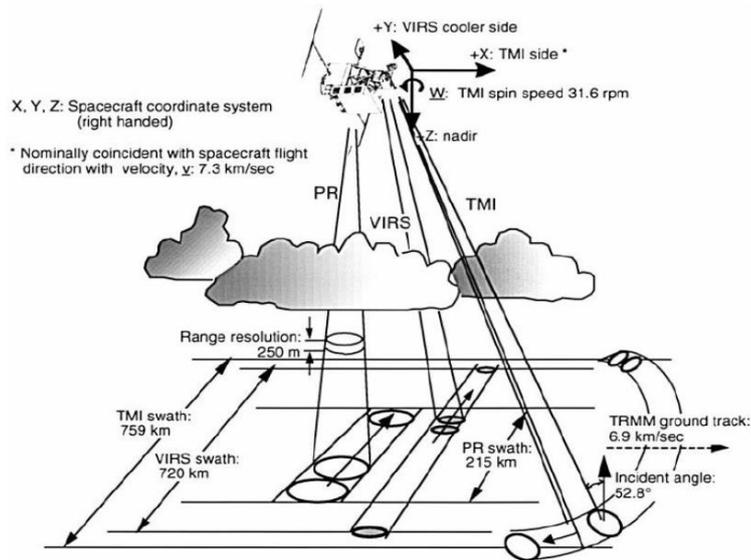
Según la rama de la ingeniería hidrológica, la precipitación se define como la fuente de agua primaria en la superficie de la tierra, y para realizar el uso o control del agua se efectúan mediciones que van a utilizarse para los diferentes cálculos. Los aspectos primordiales de la precipitación se refieren a la forma en que se produce esta y los métodos empleados para predecir la misma de acuerdo a las condiciones atmosféricas, y para ello es necesario considerar algunos aspectos básicos de meteorología y, por otro, la medición de las precipitaciones y los variados métodos para el acopio, análisis, síntesis, corrección y tratamiento de los datos. (Aparicio, 1989)

De acuerdo a Senamhi (2016), los instrumentos de caracterización de la lluvia considerando la información de los satélites permiten obtener una gama de productos a escala fina ( $0.25^\circ \times 0.25^\circ$  y cada 3 PET), de acuerdo a las estimaciones de la precipitación.

Los productos TMPA utilizan dos tipos de información principales. En primera instancia el dato está formada por imágenes de microondas provenientes de los satélites de la órbita polar y las imágenes que están localizadas en la banda infrarroja recogida por los sensores localizados en los satélites geoestacionarios. También se toman en cuenta las correcciones de las estaciones en tierra con la base de datos GPCP (Global Project Climatological Precipitation) y CAMS (Climate Assessment and Monitoring System).

**Figura 1**

*Vista de las geometrías de escaneo de los tres sensores.*



*Nota:* SENAMHI (2016)

### 2.2.3.2.7. Inundaciones.

El riesgo debido a las inundaciones ahora es una práctica cada vez más frecuente, debido primordialmente a la mitigación de desastres y el planeamiento urbano. Según Hernández et al. (2016), las inundaciones corresponden a desbordamientos de agua con cierta frecuencia hacia zonas secas, y se tipifican como desastre natural. Las inundaciones se producen debido a la lluvia, nieve, tormentas, marejadas ciclónicas, desbordamientos de represas y cualquier otro

sistema de agua, pueden producirse de forma rápida o lenta. Cuando las inundaciones son súbitas ocurren sin advertencia. Lo que causar daños al crear deslizamientos, interrumpiendo el transporte, daños a las viviendas, la agricultura y otros.

#### **2.2.4. Hidráulica.**

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

Se consideraron puntos críticos en términos de protección inmediata de áreas críticas, restauración de tierras de cultivo que se han convertido en un canal de río debido a la erosión, desplazamiento y ancho del canal para controlar la longitud máxima de inundación, longitud requerida del canal y ubicación para satisfacer las necesidades actuales; Se consideraron puntos críticos. A través del tramo estable se puede controlar el desplazamiento del caballete para que el flujo central se mantenga en el cajón inferior y tenga la misma energía.

##### ***2.2.4.2. Sección Estable de Río o Amplitud de Cauce.***

Existen muchos métodos para calcular la fracción estable del lecho de un río y se cree que la situación del río requiere observación directa; En este sentido, una parte representativa del río puede basarse en experimentos de proyectos de este tipo en ríos costeros. crear. Se recomienda asegurarse del ancho estable en las condiciones del valle, como lo es en las zonas forestales, y en base a ello realizar cálculos de otros parámetros. Para calcular la sección transversal de estabilidad se tiene en cuenta la teoría del estado estacionario de Blench o Altunin utilizando las siguientes relaciones:

$$B = 1.81 * \left(Q * \frac{f_b}{F_s}\right)^{1/2}$$

$$H = 1.02 \left[ \frac{Q * F_s}{f_b^2} \right]^{1/3}$$

$$S = \frac{0.55 * f_b^{5/6} * F_s^{1/12}}{\left[ \left( 1 + \frac{C}{233} \right) * K * Q^{1/6} \right]}$$

$$K = 6.6 * g / \gamma^{1/4}$$

Donde:

- $B =$  ancho medio de la sección
- $F_b =$  factor de fondo
- $F_b = 1.2$  material grueso
- $F_b = D_m^{1/3}$  para gravas
- $F_s =$  factor de orillas
- $S =$  pendiente hidraulica (%)
- $g =$  gravedad
- $K =$  factor secundario
- $H =$  profundidad media (m)

**Tabla 5**

Valores Aproximados para determinar el  $F_s$  (factor orilla) de acuerdo al tipo de suelo

TIPO DE ORILLA	VALOR DE $F_s$
Materiales sueltos (orilla de barro y arena)	0.10
Materiales ligeramente cohesivos (orilla de barro – arcilla - fangoso)	0.20
Materiales cohesivos	0.30

Nota: Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

**Tabla 6**

Valores de  $k_1$  que serán aplicados en las fórmulas de Simons y Hederson en función al tipo de suelo

Condiciones de fondo del río	$K_1$
Fondo y orillas de arena	5.70

Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.20
Fondo y orillas de material cohesivo	3.60
Fondo y orillas de grava	2.90
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.80

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

### **2.2.4.3. Tirante de Máxima Avenida y Altura de Encauzamiento.**

Teniendo en consideración la avenida de diseño del proyecto, el pendiente promedio de la zona del proyecto, el coeficiente de rugosidad de Manning y la sección estable del río, se determina el tirante máximo, según la relación:

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

Donde:

- $Q = \text{caudal de diseño } \left(\frac{m^3}{s}\right)$
- $A = \text{area de sección } (m^2)$
- $R = \text{radio hidraulico } (m)$
- $S = \text{pendiente del rio } (\%)$
- $n = \text{coeficiente de rugosidad}$

La altura que tendría el dique de encauzamiento será igual al tirante máximo, más un bordo libre, que se aproxima a la altura de la inercia, o energía de velocidad o carga de la misma, multiplicado por un coeficiente que está en función de la máxima descarga y pendiente del río.

$$H = h + B_L$$

$$B_L = \phi e$$

$$e = \frac{V^2}{2g} = \left[ \frac{Q^2}{2gA^2} \right]$$

Donde:

- $H = \text{altura del dique (m)}$
- $h = \text{tirante de la maxima avenida (m)}$
- $B_L = \text{borde libre (m)}$
- $V = \text{velocidad media del agua } \left(\frac{m}{s}\right)$
- $g = \text{gravedad } \left(\frac{m}{s^2}\right)$
- $\phi =$   
*coeficiente en funcion de la maxima descarga y pendiente (practico)*
- $g = \text{gravedad } \left(\frac{m}{s^2}\right)$
- $e = \text{energia de la velocidad}$

El borde libre permite controlar la variación instantánea del caudal por disminución de la velocidad y elevación del tirante.

**Tabla 7**

*Determinación de coeficiente en función del caudal máximo que transporta el río Huancané*

Caudal máximo $m^3/s$	Coeficiente
3000 – 4000	2.0
2000 – 3000	1.70
1000 – 2000	1.40
500 – 1000	1.20
100 – 500	1.10

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

También se puede calcular teniendo en cuenta el perfil normal (perfil normal que proporciona escorrentía y transporte de agua). Se debe tener en cuenta la parte del río que alcanza el equilibrio.

Fórmula Manning – Strickler

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

Donde:

- $V_m = \text{velocidad media } \left(\frac{m}{s}\right)$
- $R = \text{radio hidraulico}$
- $S = \text{pendiente } (\%)$
- $K_S =$

*coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural del rio*

Considerando valores de acarreo para secciones anchas  $b_o > 30 \text{ m}$

Se tiene

$$Q = b_o * t * \left( K_S * t^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \right)$$

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

**Tabla 8**

*Valores de coeficiente de rugosidad  $K_s$  al lecho natural del rio*

DESCRIPCIÓN	$K_S$
Lechos naturales de rio con fondo solido sin irregularidades	40
Lechos naturales de rio con acarreo regular	33 – 35
Lechos naturales de rio con vegetación	30 – 35
Lechos naturales de rio con derrubio e irregularidades	30
Lechos naturales de rio con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con derrubios gruesos con acarreo inmóvil	25 – 28
Torrentes con derrubio grueso, con acarreo móvil	19– 22

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

#### **2.2.4.4. Profundidad de socavación.**

Para determinar el refugio, es posible estimar L.L. el método propuesto. List Van Lebedev es la mejor persona para trabajar en ciertos canales naturales. Es necesario estimar la erosión máxima esperada en la sección calculada para el caudal de diseño o caudal máximo. Este método tiene en cuenta la tasa de erosión, que es

la tasa promedio calculada para degradar el lecho del río, que se puede expresar como:

$$V_e = 0.5\gamma^{1.18} B t_s^x$$

Esta velocidad  $V_e$  ocurre cuando el lecho del río se contrae para propósitos especiales como la construcción de puentes, estructuras de protección de riberas, etc. Funciona sobre suelos arcillosos y con desniveles suaves. De la expresión mostrada y teniendo en cuenta la etapa estable y el voltaje calculado, obtenemos:

$$Q = K_s b_o t_s^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Haciendo  $a = K_s S^{\frac{1}{2}}$ , luego

$$Q = a b_o t_s^{\frac{5}{3}}$$

Entonces:

$$a = \frac{Q}{b_o t_s^{\frac{5}{3}}}$$

La velocidad  $V_r$  (Velocidad real), con la profundidad incrementada hasta  $t_s$  (tirante que corresponde a la profundidad a la que se desea evaluar la velocidad erosiva) disminuirá de tal forma que:

$$Q = V_r t_s b_o = a b_o t_s^{\frac{5}{3}}$$

Despejamos  $V_r$

$$V_r = \frac{a t_s^{\frac{5}{3}}}{t_s}$$

La erosión del fondo se detendrá a una profundidad que cumpla la condición:

$$V_e = V_r$$

Reemplazando valores de  $V_e$  y  $V_r$

$$0.6\gamma_s^{1.18} B t_s^x = \frac{at^{\frac{5}{3}}}{t_s}$$

Despejamos

$$t_s = \left[ \frac{\left(at^{\frac{5}{3}}\right)}{(0.6\gamma_s^{1.18} B)} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (\text{suelo cohesivo})$$

De manera similar para suelos no cohesivos

$$0.68D_m^{0.28} B t_s^x$$

Entonces

$$t_s = \left[ \frac{\left(at^{\frac{5}{3}}\right)}{(0.68D_m^{0.28} B)} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (\text{suelo no cohesivo})$$

Luego la profundidad de socavación será:

$$H_s = t_s - t$$

Donde:

- $V_e = \text{velocidad erosiva} \left(\frac{m}{s}\right)$
- $V_r = \text{velocidad real} \left(\frac{m}{s}\right)$
- $\gamma_e = \text{peso específico del suelo seco que se encuentra a la profundidad } H_s \text{ en } \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$
- $B =$   
*coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia según el efecto de erosión*

- $Q = \text{descarga de diseño } \left(\frac{m^3}{s}\right)$
- $b_o = \text{seccion estable determinada (m)}$
- $t_s =$   
*tirante que corresponde a la profundidad a la que se desea evaluar la velocidad erosiva (m)*
- $t = \text{tirante normal (m)}$
- $H_s = \text{profundidad de socavacion}$
- $X =$   
*exponente para material no chesivo en funcion al diametro*
- $D_m = \text{diametro medio (m)}$

**Tabla 9**

*Valores de coeficiente B para socavación en función al % del caudal de diseño*

Probabilidad anual de que se presente el caudal de diseño (%)	Coeficiente B
00	0.77
50	0.82
20	0.86
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

*Nota: Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)*

**Tabla 10**

*Valores de peso específico, diámetro de partículas X y 1/(X+1)*

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
PESO ESPECIFICO (T/M3)	X 1/(X+1)		D (mm)	X 1/(X+1)	
	0.80	2		0.5 0.66	0.05
0.83	1	0.5 0.66	0.15	2	0.4 0.70

0.86		0.5	0.67	0.50		0.4	0.71
	0				1		
0.88		0.4	0.67	1.00		0.4	0.71
	9				0		
0.90		0.4	0.67	1.50		0.3	0.72
	8				9		
0.93		0.4	0.68	2.50		0.3	0.72
	7				8		
0.96		0.4	0.68	4.00		0.3	0.73
	6				7		
0.98		0.4	0.69	6.00		0.3	0.74
	5				6		
1.00		0.4	0.69	8.00		0.3	0.74
	4				5		
1.04		0.4	0.70	10.00		0.3	0.75
	3				4		
1.08		0.4	0.70	15.00		0.3	0.75
	2				3		
1.12		0.4	0.71	20.00		0.3	0.76
	1				2		
1.16		0.4	0.71	25.00		0.3	0.76
	0				1		
1.20		0.3	0.72	40.00		0.3	0.77
	9				0		
1.24		0.3	0.72	60.00		0.2	0.78
	8				9		
1.28		0.3	0.73	90.00		0.2	0.78
	7				8		
1.34		0.3	0.74	140.0		0.2	0.79
	6				7		
1.40		0.3	0.74	190.0		0.2	0.79
	5				6		
1.46		0.3	0.75	250.0		0.2	0.80
	4				5		
1.52		0.3	0.75	310.0		0.2	0.81
	3				4		
1.58		0.3	0.76	370.0		0.2	0.81
	2				3		
1.64		0.3	0.76	450.0		0.2	0.83
	1				2		
1.71		0.3	0.77	570.0		0.2	0.83
	0				1		
1.80		0.2	0.78	750.0		0.2	0.83
	9				0		
1.89		0.2	0.78	1000.0		0.1	0.84
	8				9		
2.00		0.2	0.79	0.70			
	7						

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

## **CAPÍTULO III**

### **MÉTODO**

#### **3.1. Enfoque**

Cuantitativo. El propósito de este método es descubrir y revelar conocimientos sobre el tema utilizando los datos obtenidos y los elementos teóricos obtenidos.

#### **3.2. Tipo de investigación**

Es aplicada o tecnológica puesto que utiliza las ciencias teóricas para lograr objetivos específicos y soluciones prácticas. Esta investigación aplicada apuesta por tomar acción y desarrollar soluciones basadas en la realidad del problema.

### 3.3. Nivel de investigación

Descriptivo, se ha demostrado que describe los elementos principales del área. El objetivo es describir los principales aspectos de la realidad investigada, donde se observan, describen y utilizan 14 conocimientos teóricos y prácticos para llegar a soluciones o propuestas de solución.

### 3.4. Diseño

No experimental. Esto se hace sin manipular deliberadamente las variables y, por lo tanto, se denomina estudio sin cambiar las variables independientes.

### 3.5. Población y muestra

#### 3.5.1. Población.

Se define como un contexto global que abarca una determinada parte de los elementos obtenidos del estudio y especificados en la región del espacio.

La población para realizar la investigación está constituida por los caudales máximos anuales en la estación meteorológica Huancané de los años 1900 – 2012

#### 3.5.2. Muestra.

La muestra a optar para nuestro estudio, con el fin de que los resultados sean los más aproximados a la realidad fueron extraídos de MINAG et al. (2010), libro en el cual nos reporta datos del río Huancané, a continuación, presentaremos los datos con los cuales se trabajó de los años 1956 - 2009

**Tabla 11**

*Valores de caudales máximos registrados por año en el río Huancané*

N°	Año	Caudales máximos diarios anuales (m <sup>3</sup> /s)
1	1956	137,51
2	1957	163,59

3	1958	145,02
4	1959	191,02
5	1960	192,37
6	1961	118,57
7	1962	234,93
8	1963	225,58
9	1964	184,50
10	1965	180,81
11	1966	181,67
12	1967	114,39
13	1968	95,20
14	1969	101,23
15	1970	190,65
16	1971	447,72
17	1972	114,88
18	1973	178,84
19	1974	258,92
20	1975	200,49
21	1976	136,78
22	1977	162,48
23	1978	160,39
24	1979	300,00
25	1980	110,21
26	1981	209,22
27	1982	195,69
28	1983	78,72
29	1984	220,42
30	1985	190,65
31	1986	260,76
32	1987	174,17

33	1988	190,65
34	1989	97,79
35	1990	56,33
36	1991	82,16
37	1992	69,62
38	1993	158,06
39	1994	250,06
40	1995	134,44
41	1996	121,52
42	1997	246,00
43	1998	126,32
44	1999	217,46
45	2000	152,15
46	2001	230,26
47	2002	184,50
48	2003	253,50
49	2004	302,58
50	2005	197,17
51	2006	171,09
52	2007	119,43
53	2008	215,74
54	2009	82,16

---

*Nota:* SENAMHI (2016)

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

#### **3.6.1. Técnicas de recolección de datos.**

Las técnicas de recolección de datos corresponden desarrollo de un plan elaborado para permitir recopilar la información suficiente y necesaria. En la presente investigación, se utilizarán las técnicas de toma de datos mediante análisis

e interpretación de resultados. Además, se utilizará la observación directa para complementar la toma de datos, al ser un diseño no experimental se debe medir, observar y así explicar sus causas y consecuencias. Al realizar la observación directa, el investigador recaba información aprovechando directamente el sentido de observación.

### **3.6.2. Instrumentos de recolección de datos.**

Un instrumento de investigación debe tener una buena exactitud que permita manejar los datos de manera confiable y segura de acuerdo al objetivo de la investigación propuesta. Por esto el instrumento empleado debe estar conformado por fichas de registro de datos y programas de cómputo para un correcto procesamiento de los datos.

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.1. Determinar el diseño estructural pertinente para la defensa ribereña del rio Huancané, en el sector puente Huancané**

Existen diversas propuestas para las defensas ribereñas: Muros de gravedad, gaviones y diques enrocados.

Para nuestra propuesta de defensa ribereña del río Huancané optaremos por realizar dique enrocados. Por su eficiencia tanto en costo y tiempo.

El diseño de dique enrocado se basó según Terán (1998). El cual menciona realizar los siguientes pasos:

#### **4.1.1. Calculo hidrológico.**

Analizaremos la hidrología de la zona a fin de determinar la descarga máxima de diseño, para un periodo de retorno de 50 años, mediante aplicación del método de Gumbel.

A continuación, se muestra el cuadro N°1 (descargas del río Huancané) MINAG et al. (2010), con título Evaluación de los Recursos Hídricos en las Cuencas de los Ríos Huancané y Suches: según Tabla N° 1

**Tabla 12**

*Valores de caudal máximo anual para la evaluación de los Recursos Hídricos en las Cuencas de los Ríos Huancané y Suches*

N°	Año	Caudales máximos diarios anuales (m <sup>3</sup> /s)
1	1956	137,51
2	1957	163,59
3	1958	145,02
4	1959	191,02
5	1960	192,37
6	1961	118,57
7	1962	234,93
8	1963	225,58
9	1964	184,50
10	1965	180,81

11	1966	181,67
12	1967	114,39
13	1968	95,20
14	1969	101,23
15	1970	190,65
16	1971	447,72
17	1972	114,88
18	1973	178,84
19	1974	258,92
20	1975	200,49
21	1976	136,78
22	1977	162,48
23	1978	160,39
24	1979	300,00
25	1980	110,21
26	1981	209,22
27	1982	195,69
28	1983	78,72
29	1984	220,42
30	1985	190,65
31	1986	260,76
32	1987	174,17
33	1988	190,65
34	1989	97,79
35	1990	56,33
36	1991	82,16
37	1992	69,62
38	1993	158,06
39	1994	250,06

40	1995	134,44
41	1996	121,52
42	1997	246,00
43	1998	126,32
44	1999	217,46
45	2000	152,15
46	2001	230,26
47	2002	184,50
48	2003	253,50
49	2004	302,58
50	2005	197,17
51	2006	171,09
52	2007	119,43
53	2008	215,74
54	2009	82,16

---

*Nota:* SENAMHI (2016)

#### **4.1.1.1. Método de Gumbel.**

Para cálculo de caudal de diseño, previamente se calculó datos estadísticos en la hoja de cálculo Excel (Se adjuntará al archivo)

Calcularemos el caudal de diseño inicial mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln T)$$

Datos extraídos de la hoja de cálculo Excel (datos de todos los caudales de la tabla N°10)

- Periodo de retorno = 50 años
- Caudal Promedio  $Q_m$  (m<sup>3</sup>/s) = 176,23
- Desviación estándar muestral  $\sigma_Q = 69.45310912$

- Tamaño de muestra = 54

Ahora para calcular a  $\bar{Y}_n$  y  $\sigma_n$

Para  $\bar{Y}_n$  usaremos la tabla N°2

**Tabla 13**

*Datos para determinar los valores de  $Y_n$  en función a los años*

Años	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	4952	4996	5035	5070	5100	5120	5157	5181	5202	5220
20	5236	5236	5268	5283	5296	5309	5320	5332	5343	5352
30	5362	5371	5380	5388	5396	5402	5410	5418	5424	5400
40	5436	5442	5448	5453	5458	5463	5468	5473	5477	5480
50	5485	5489	5493	5497	5501	5504	5508	5511	5515	5518
60	5521	5524	5527	5530	5533	5535	5538	5540	5543	5546
70	5548	5550	5552	5555	5557	5559	5561	5563	5565	5567
80	5569	5570	5572	5574	5576	5578	5580	5581	5583	5585
90	5586	5587	5589	5591	5592	5593	5595	5596	5598	5569
100	5600									

*Nota: SENAMHI (2016)*

Para nuestro caso los años son 54

$$\bar{Y}_n = 0.5501$$

**Tabla 14**

*Datos para calcular  $\sigma_n$  en función a los años de periodo de retorno*

Años	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.950	0.968	0.983	0.997	1.010	1.021	1.032	1.041	1.049	1.056
20	1.063	1.070	1.075	1.081	1.086	1.092	1.096	1.100	1.105	1.108
30	1.112	1.116	1.119	1.123	1.125	1.128	1.131	1.134	1.136	1.138
40	1.141	1.144	1.146	1.148	1.150	1.152	1.154	1.157	1.158	1.159
50	1.162	1.162	1.164	1.166	1.167	1.168	1.170	1.172	1.172	1.173
60	1.175	1.176	1.177	1.178	1.179	1.180	1.181	1.182	1.183	1.184
70	1.185	1.186	1.187	1.188	1.189	1.190	1.191	1.192	1.192	1.193
80	1.194	1.195	1.195	1.196	1.197	1.197	1.198	1.199	1.199	1.200
90	1.201	1.201	1.202	1.203	1.203	1.204	1.204	1.205	1.205	1.206
100	1.207									

*Nota: Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)*

Para nuestro caso años = 54 años

$$\sigma_n = 1.167$$

Con todos los datos usemos

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln T)$$

$$Q_{max} = 376.31134 \text{ (valor inicial)}$$

Hacemos reajustes

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\sigma_Q}{\sigma_N}$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 * 69.45310912}{1.167}$$

$$\Delta Q = 67.84622485$$

$$Q_d = Q_{max} \pm \Delta Q$$

$$\text{Finalmente, } Q \text{ dise\~{n}o} = 376.31134 + 67.84622485 = 444.15757 \text{ m}^3/\text{s}$$

Optaremos por caudal de dise\~{n}o = 445 m<sup>3</sup>/s

#### 4.1.2. C\~{a}lculo hidr\~{a}ulico.

La superficie total de la cuenca del r\~{i}o Huancané es de 3631.19 km<sup>2</sup>.

Sus caracterfsticas ffsicas principales que son materia de estudio, es la siguiente

- Perfmetro de la cuenca : 421.97 km
- Caudal de dise\~{n}o : 445 m<sup>3</sup>/s
- Longitud del r\~{i}o principal : 142.05 km
- El periodo de retorno es de 50 a\~{n}os
- El di\~{a}metro medio de la partfcula es de 5 mm
- Aceleraci3n de la gravedad : 9.81 m/s<sup>2</sup>
- Peso especffico cantera : 1.80 t/m<sup>3</sup>
- Factor de orilla de la cantera : 0.10

- Peso específico del agua : 1000 kg/m<sup>3</sup>
- Cota máxima de la cuenca : 5100.00 msnm
- Cota mínima de la cuenca : 3806.00 msnm
- Pendiente media del río principal : 0.0070

Datos extraídos de MINAG et al. (2010)

A continuación, procederemos a calcular los datos para diseñar la estructura propuesta:

#### 4.1.2.1. Cálculo de la sección estable o amplitud del cauce.

a. Empleando las ecuaciones de *BLENCH – ALTUNIN*.

Trabajaremos con gravas D50 (5 mm)

Cálculo del factor de fondo

$$f_b = f_{bo}(1 + 0.12C) \text{ y}$$

$$f_{bo} = (D50)^{\frac{1}{3}} = 5^{\frac{1}{3}} = 1.71$$

$$f_b = 1.71(1 + 0.12 * 0.05)$$

$$f_b = 1.72$$

El ancho estable será:

**Tabla 15**

*Valores de  $F_s$  para determinar el ancho estable del río Huancané*

TIPO DE ORILLA	VALOR DE $F_s$
Materiales sueltos (orilla de barro y arena)	0.10
Materiales ligeramente cohesivos (orilla de barro – arcilla - fangoso)	0.20
Materiales cohesivos	0.30

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

Para nuestro proyecto  $F_s = 0.10$

$$B = 1.81 * (Q * \frac{f_b}{F_s})^{1/2}$$

$$B = 1.81 * (445 * \frac{1.72}{0.10})^{1/2}$$

$$B = 158.35 = 160 \text{ m}$$

b. Empleando la fórmula de SIMONS Y ALBERTSON.

Se tiene empleando la tabla N°6

**Tabla 16**

Valores de  $K_1$  para aplicar en las fórmulas de Simons y Hederson

Condiciones de fondo del rio	$K_1$
Fondo y orillas de arena	5.70
Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.20
Fondo y orillas de material cohesivo	3.60
Fondo y orillas de grava	2.90
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.80

Nota: Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

$K_1 =$  fondo arena y orillas material no cohesivo

Entonces:  $K_1 = 2.8$  (Rio Huancané)

$$B = K_1 * (Q)^{1/2}$$

$$B = 2.8 * (445)^{1/2}$$

$$B = 59.06 = 60 \text{ m}$$

Dato a optar:

**Tabla 17**

Comparación de valores obtenidos mediante fórmulas de Blench Altunin y Simons Albertson

FÓRMULA	SECCION ESTABLE
BLENCH - ALTUNIN	160 m
SIMONS - ALBERTSON	60 m

Optaremos por el valor de: 60 m

#### 4.1.2.2. Profundidad media.

Será la profundidad necesaria para la estructura propuesta

Aplicando la siguiente fórmula

$$H = 1.02 \left[ \frac{Q * F_s}{f_b^2} \right]^{1/3}$$

$$H = 1.02 \left[ \frac{445 * 0.1}{1.72^2} \right]^{1/3}$$

$$H = 2.5 = 3 \text{ m}$$

#### 4.1.2.3. La pendiente hidráulica.

Según factores propiamente del río Huancané, aplicamos la siguiente fórmula

$$S = \frac{0.55 * f_b^{\frac{5}{6}} * F_s^{1/12}}{\left[ \left( 1 + \frac{C}{233} \right) * K * Q^{1/6} \right]}$$

Para  $C = 500$ , siendo  $K = 6.6 * g/\gamma^{1/4}$

Donde

- $g$  = gravedad
- $\gamma$  = peso específico del agua

$$K = 6.6 * \frac{9.81}{1000^{\frac{1}{4}}} = 11.51$$

Reemplazando en: ( $f_b = 1.72$ ,  $F_s = 0.1$  y  $Q_{\text{diseño}} = 445 \text{ m}^3/\text{s}$ )

$$S = \frac{0.55 * f_b^{\frac{5}{6}} * F_s^{1/12}}{\left[ \left( 1 + \frac{C}{233} \right) * K * Q^{1/6} \right]}$$

$$S = \frac{0.55 * 1.72^{\frac{5}{6}} * 0.1^{1/12}}{\left[ \left( 1 + \frac{500}{233} \right) * 11.51 * 445^{1/6} \right]}$$

$$S = 0.007(\text{dato a optar})$$

#### 4.1.2.4. Cálculo de la profundidad de socavación.

Emplearemos la fórmula de Manning Strickler

$$V_m = K_s * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- $V_m = \text{velocidad media}$
- $R = \text{radio hidraulico}$
- $S = \text{pendiente}$
- $K_s =$

*Coficiente de rugosidad que depende del lecho natural del rio*

Consideramos que  $b_0 > 30$  metros, entonces:

Usemos la tabla N°8

**Tabla 18**

*Valores para determinar  $K_s$  y aplicados en la fórmula de Manning Strickler*

DESCRIPCIÓN	$K_s$
Lechos naturales de rio con fondo solido sin irregularidades	40
Lechos naturales de rio con acarreo regular	33 – 35
Lechos naturales de rio con vegetación	30 – 35
Lechos naturales de rio con derrubio e irregularidades	30
Lechos naturales de rio con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con derrubios gruesos con acarreo inmóvil	25 – 28
Torrentes con derrubio grueso, con acarreo móvil	19 – 22

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

Para nuestro caso  $K_s = 22$

$$Q = b_0 * t * \left( K_s * t^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$t = \left[ Q / (K_s * b_0 * S^{\frac{1}{2}}) \right]^{\frac{3}{5}}$$

Entonces:

$$t = \left[ 445 / (22 * 60 * 0.007^{\frac{1}{2}}) \right]^{\frac{3}{5}}$$

$$t = 2.31 \text{ tirante (dato a optar)}$$

Lo calcularemos con el método de VAN LEBEDIEV, consideraremos dos casos ilustrativos:

a. *Suelo cohesivo.*

Sabemos que:

$$\alpha = \frac{Q}{t^{\frac{5}{3}} * b_0}$$

$$\alpha = \frac{445}{2.31^{\frac{5}{3}} * 60}$$

$$\alpha = 1.84$$

Usemos la tabla N°9

**Tabla 19**

*Para determinar el coeficiente B para socavación en función al periodo de retorno*

Probabilidad anual de que se presente el caudal de diseño (%)	Coficiente B
00	0.77
50	0.82
20	0.86
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

Optamos por  $B = 0.82$

**Tabla 20**

*Valores de X y 1/(X+1) según tabla N°10*

SUELOS COHESIVOS		
PESO ESPECIFICO (T/M3)	X	1/(X+1)
0.80	0.52	0.66
0.83	0.51	0.66
0.86	0.50	0.67
0.88	0.49	0.67
0.90	0.48	0.67
0.93	0.47	0.68
0.96	0.46	0.68
0.98	0.45	0.69
1.00	0.44	0.69
1.04	0.43	0.70
1.08	0.42	0.70
1.12	0.41	0.71
1.16	0.40	0.71
1.20	0.39	0.72
1.24	0.38	0.72
1.28	0.37	0.73
1.34	0.36	0.74
1.40	0.35	0.74
1.46	0.34	0.75
1.52	0.33	0.75
1.58	0.32	0.76
1.64	0.31	0.76
1.71	0.30	0.77
1.80	0.29	0.78
1.89	0.28	0.78
2.00	0.27	0.79

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

Peso específico = 1.80 t/m<sup>3</sup>

$1/(X+1) = 0.78$

Finalmente reemplazamos a la fórmula

$$t_s = \left( \frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0.6 * \gamma^{1.18} * B} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

$$t_s = \left( \frac{1.84 * 2.31^{\frac{5}{3}}}{0.6 * 1.80^{1.18} * 0.82} \right)^{0.78}$$

$$t_s = 4.8 \text{ m}$$

Obtenemos que:

$$t_s = 4.8 \text{ m}$$

La profundidad será:

$$H_s = 4.8 - 2.31$$

$$H_s = 2.49 \text{ m}$$

b. *Suelo no cohesivo.*

**Tabla 21**

Valores de X y 1/(X+1) según tabla N°10.

SUELOS NO COHESIVOS		
D (mm)	X	1/(X+1)
0.05	0.43	0.70
0.15	0.42	0.70
0.50	0.41	0.71
1.00	0.40	0.71
1.50	0.39	0.72
2.50	0.38	0.72
4.00	0.37	0.73
6.00	0.36	0.74
8.00	0.35	0.74
10.00	0.34	0.75
15.00	0.33	0.75
20.00	0.32	0.76
25.00	0.31	0.76
40.00	0.30	0.77
60.00	0.29	0.78
90.00	0.28	0.78

140.0	0.27	0.79
190.0	0.26	0.79
250.0	0.25	0.80
310.0	0.24	0.81
370.0	0.23	0.81
450.0	0.22	0.83
570.0	0.21	0.83
750.0	0.20	0.83
1 000.00	0.19	0.84
0.70		

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

Aplicando la ecuación:

$$t_s = \left( \frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0.68 * D_m^{0.28} * B} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

Además  $D_m = 5 \text{ mm}$  y  $\frac{1}{1+x} = 0.74$

$$t_s = \left( \frac{1.84 * 2.34^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 5^{0.28} * 0.82} \right)^{0.74}$$

$$t_s = 4.87 = 4.9 \text{ m}$$

Finalmente, profundidad de socavación

$$H_s = 4.9 - 2.31$$

$$H_s = 2.59 \text{ m (dato a optar)}$$

#### **4.1.2.5. Profundidad de uña.**

Las uñas son estructuras antisocavantes que dan estabilidad a las obras de gravedad, calcularemos para dos casos:

a. *Suelos cohesivos.*

Asumiremos que el material del fondo del río al pie de la estructura será reemplazado por roca suelta.

**Tabla 22***Datos para obtener el valor de  $1/(X+1)$  en función al valor de peso específico*

SUELOS COHESIVOS			
PESO ESPECIFICO (T/M3)		X	$1/(X+1)$
0.80		0.5	0.66
0.83		2	0.66
0.86	1	0.5	0.67
0.88	0	0.4	0.67
0.90	9	0.4	0.67
0.93	8	0.4	0.68
0.96	7	0.4	0.68
0.98	6	0.4	0.69
1.00	5	0.4	0.69
1.04	4	0.4	0.70
1.08	3	0.4	0.70
1.12	2	0.4	0.71
1.16	1	0.4	0.71
1.20	0	0.3	0.72
1.24	9	0.3	0.72
1.28	8	0.3	0.73
1.34	7	0.3	0.74
1.40	6	0.3	0.74
1.46	5	0.3	0.75
1.52	4	0.3	0.75
1.58	3	0.3	0.76
1.64	2	0.3	0.76
1.71	1	0.3	0.77
1.80	0	0.2	0.78
	9		

1.89		0.2	0.78
	8		
2.00		0.2	0.79
	7		

*Nota:* Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

Caso cuyo peso específico es de 1.80 t/m<sup>3</sup>,  $(1/x+1) = 0.78$ ; la misma que será colocada sobre el fondo del río.

$$t_{su} = \left( \frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0.6 * \gamma^{1.18} * B} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

$$t_{su} = \left( \frac{1.84 * 2.31^{\frac{5}{3}}}{0.6 * 1.80^{1.18} * 0.82} \right)^{0.78}$$

$$t_{su} = 4.8 \text{ m}$$

Entonces:

$$P_{uña} = 4.8 - 2.31$$

$$P_{uña} = 2.49 \text{ m}$$

*b. Suelos no cohesivos.*

**Tabla 23**

*Se asumirá que el material del piso del río sea roca suelta con un  $D = 1000 \text{ mm}$  y  $(1/1+x) = 0.84$ , obteniendo lo siguiente: según tabla N°10.*

SUELOS NO COHESIVOS		
D (mm)	X	1/(X+1)
0.05	0.43	0.70
0.15	0.42	0.70
0.50	0.41	0.71
1.00	0.40	0.71
1.50	0.39	0.72
2.50	0.38	0.72

4.00	0.37	0.73
6.00	0.36	0.74
8.00	0.35	0.74
10.00	0.34	0.75
15.00	0.33	0.75
20.00	0.32	0.76
25.00	0.31	0.76
40.00	0.30	0.77
60.00	0.29	0.78
90.00	0.28	0.78
140.0	0.27	0.79
190.0	0.26	0.79
250.0	0.25	0.80
310.0	0.24	0.81
370.0	0.23	0.81
450.0	0.22	0.83
570.0	0.21	0.83
750.0	0.20	0.83
1 000.00	0.19	0.84
0.70		

Nota: Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)

Donde:  $1/(x+1)=0.84$

$$t_{su} = \left( \frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0.68 * D_m^{0.28} * B} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

$$t_{su} = \left( \frac{1.84 * 2.31^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 1000^{0.28} * 0.82} \right)^{0.84}$$

Entonces:

$$t_{su} = 1.73 = 2 \text{ m(dato a optar)}$$

Ancho de uña en la base será

$$A_{uña} = 2 * 1.5 = 3 \text{ m(dato a optar)}$$

#### 4.1.2.6. Cálculo de la altura del muro.

La altura del muro será:

$$H_m = B_L + t$$

$$B_L = \phi * \left( \frac{v^2}{2g} \right)$$

Donde:

**Tabla 24**

*Para determinar  $\emptyset$ =coeficiente en función de la máxima descarga y pendiente*

Caudal máximo $m^3/s$	Coeficiente
3000 – 4000	2.0
2000 – 3000	1.70
1000 – 2000	1.40
500 – 1000	1.20
100 – 500	1.10

*Nota: Diseño y construcción de defensas ribereñas. Fuente: Terán (1998)*

Remplazando  $\emptyset = 1.10$  (*para nuestro caso*)

$$B_L = \emptyset * \left(\frac{v^2}{2g}\right)$$

$$B_L = 1.10 * \left(\frac{3.5^2}{2 * 9.81}\right)$$

$$B_L = 0.69$$

$$H_m = 0.69 + 2.31 = 3.00 = 3.00 \text{ m}(\text{dato a optar})$$

#### **4.1.3. Resultados.**

Cuenca del río Huancané

- Sección estable o amplitud de cauce es de: 60 m
- Profundidad para la estructura es: 3 m
- Pendiente hidráulica es de 0.007 m/m
- La profundidad de socavación es de: 2.59 m
- Profundidad de la ña es de: 2.00 m
- Ancho de ña: 3 m
- Altura total del muro es de: 3.00 m

#### **4.1.4. Contrastación de hipótesis.**

Ho: Las áreas propensas a inundaciones con diferentes períodos de retorno comparten las mismas similitudes

H1: Existe una diferencia entre áreas propensas a inundaciones en diferentes períodos de retorno

Ho: TR 5 = TR 20 = TR 50

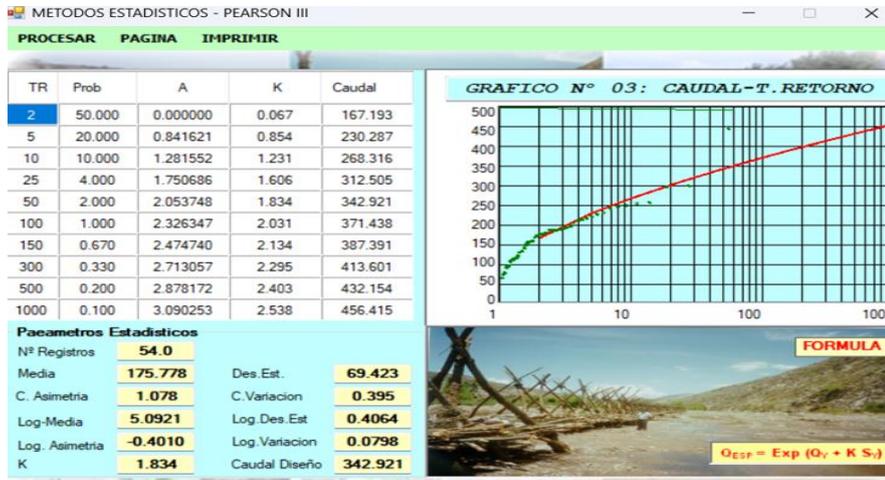
H1: TR 5  $\neq$  TR 20  $\neq$  TR 50

#### **4.1.5. Discusión de resultados.**

Para reducir la vulnerabilidad al desbordamiento de Huancané en el sector, es fundamental diseñar el sistema de protección de la ribera del río con una altura adecuada para que no se supere el nivel del agua en el caso de inundaciones máximas, por lo que se hicieron cálculos para determinar las profundidades de contacto y lavado, la forma de obtener los parámetros es ingresar información del terreno y características de rugosidad utilizando el modelado hidráulico en HEC-RAS. Al respecto, Gutiérrez (2018) en su trabajo “Propuesta de Protección de Ríos en la Zona Independiente de Huaraz desde el Puente Piedra hasta el Puente Auki en 2017” considera como un insumo la sección transversal del río, así como el coeficiente de rugosidad. al HEC. - Se deben tener en cuenta los datos requeridos para el programa RAS, pero también se debe tener en cuenta la pendiente del tramo de investigación, que para este estudio fue de 0,025 m/m.

**Figura 2**

*Curva para distribución Log. Pearson Tipo III considerando periodo de retorno y caudal máximo*



En este estudio, luego del análisis estadístico del caudal de la estación Huancané ubicada en el río Huancané, se encontró que la distribución Log Pearson tipo III es la más adecuada para la serie de datos, ya que los valores obtenidos por esta distribución son, para reducir la vulnerabilidad del río Huancané a las inundaciones, es fundamental diseñar dispositivos de protección de las riberas del río de altura adecuada para que no se exceda el nivel del agua durante los picos de inundación. Por lo tanto, se realizan cálculos para determinar los tirantes y la profundidad de socavación de las orillas del río. para obtener una estimación de parámetros, es mediante modelamiento hidráulico en el programa RIVER. Al respecto, Gutiérrez (2018) en su trabajo titulado “Propuesta de Protección del Borde del Río en la Zona Independiente de Huaraz desde el Puente Piedras hasta el Puente Auqui en 2017” considera la sección transversal del río, así como el coeficiente de rugosidad. ser un insumo para el HEC. El programa RAS requería los datos, pero además también se debe considerar la pendiente de la sección de estudio, que para este estudio fue de 0,025 m/m. El caudal máximo de diseño alcanzado para la protección de riberas en

la etapa de investigación del Río Rímac es de 538,21 m<sup>3</sup>/s, vida útil 40 años, período de retorno 200 años. En comparación, Ponte (2018) en su artículo "Protección de ríos con 94 gaviones Pearson Tipo III" obtuvo un caudal de 285,18 m<sup>3</sup>/s, pero no analizó las otras distribuciones disponibles, ya que no hay garantía de que haya otra distribución Va. más alto. Serie de datos de ajuste al flujo en el río Chillón. El período de retorno del perfil de socavación es de 500 años. Y la estabilidad de talud en río Chillón - Asociación de vivienda valle Chillón - Distrito Puente Piedras, 2017" analizó una serie de datos de flujo de la estación Puente Magdalena correspondiente al río Chillón, específicamente utilizando tres métodos para estudiar la hidráulica distribuida del río Chillón. La parametrización del río es crucial en el diseño de estructuras de protección de canales, analizando el coeficiente de rugosidad del cauce del río Rímac en el distrito de Batasola,  $n=0.040$  representa el grado de resistencia que brindan las propiedades del fondo y paredes del canal. además, dependiendo del nivel del agua y derrumbe está la altura del muro o montón de piedras, en este estudio se encontró que el nivel del agua es de 3.89 m y la altura del dosel es de aproximadamente 2.50 m, estos valores Señalan la necesidad de construir dispositivos de protección fluvial con una altura total importante para dar protección a los vecinos de la zona de Batasol. Al respecto, Rocha (2011) mencionó que el río Rímac presenta importantes caudales variables en el tiempo dependiendo de la estación, niveles bajos de agua o picos de inundaciones en eventos de El Niño. También señaló que en la región de Chosica el cauce se ha vuelto más estrecho porque incluso hay casas a lo largo del río, lo que reduce la capacidad de inundación del cauce natural del río. Por lo tanto, se confirma la necesidad de protección de los ríos en el área de estudio.

**Figura 3**

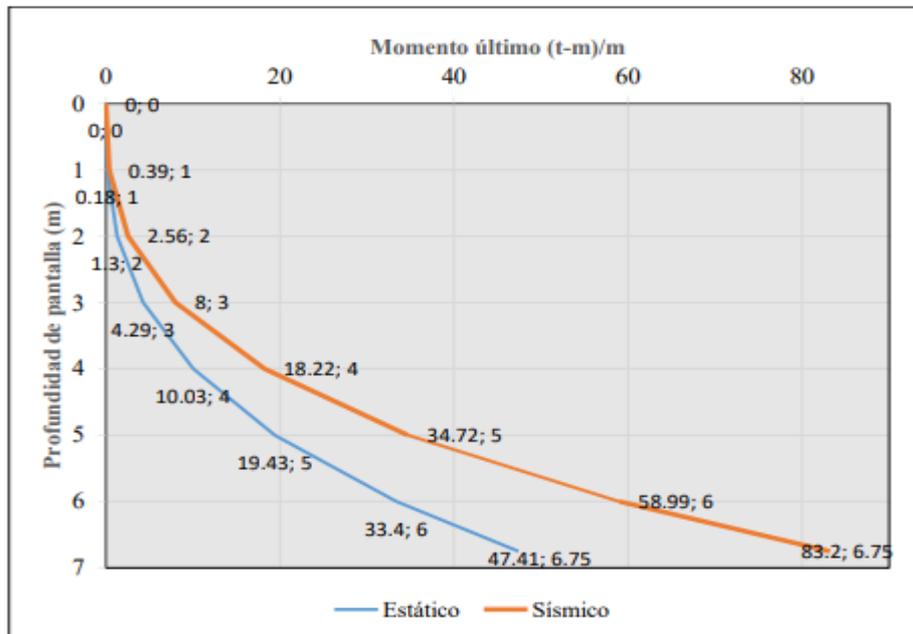
*Perfil de socavación para un periodo de retorno de 500 años*



En cuanto al diseño del muro de contención como protección del río, dado que la ciudad de Lima se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, se han tenido en cuenta los efectos sísmicos mediante el método Monobe-Okabe, que tiene en cuenta la máxima aceleración horizontal. De acuerdo a la siguiente ecuación se analiza un muro de contención de 7.50 m en la zona sísmica. Cuando se utiliza una pared, se tiene en cuenta el coeficiente  $Z=0,45$ , como resultado de lo cual la fuerza motriz activa aumenta en un 50% en condiciones estáticas. Comparado con el análisis del muro desarrollado por Soto (2017) en el trabajo “Modelado y Diseño Hidráulico de la Protección de la Ribera del Río Amojú en la Región Parral-Jaén-Cajamarca”, aunque el muro no se ubica en la zona sísmica alta. zona, pero en el medio con el valor de aceleración horizontal  $Z=0,25$ , el análisis se realizó no utilizando la fórmula de Monobe-Okabe, sino multiplicando la fuerza motriz activa por 1,12, lo que aparentemente creen algunos autores, como lo mencionan los estudiantes de la tesis doctoral. Se puede entender que es muy importante considerar los aspectos sísmicos al diseñar muros de contención como las defensas de los ríos.

**Figura 4**

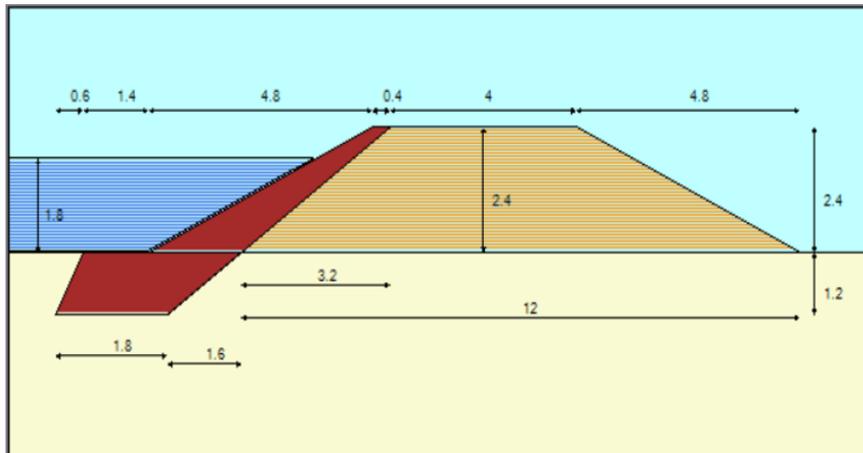
*Curva de momentos ante acciones estáticas y sísmicas*



De la figura anterior, se puede analizar que el momento máximo en el punto más bajo de la pantalla en condiciones sísmicas es un 75% mayor que el momento último en condiciones estáticas. Esto se debe al aumento del empuje activo debido al efecto del terremoto: método Monobe-Okabe, por lo que, para la pared el área detrás de la pared requiere una mayor cantidad de acero. En este estudio, además de lo calculado, también se realizaron cálculos dimensionales mediante el software RIVER, como se muestra en el archivo adjunto. Sus dimensiones son ligeramente más pequeñas como se muestra a continuación:

**Figura 5**

*Dimensionamiento mediante RIVER*



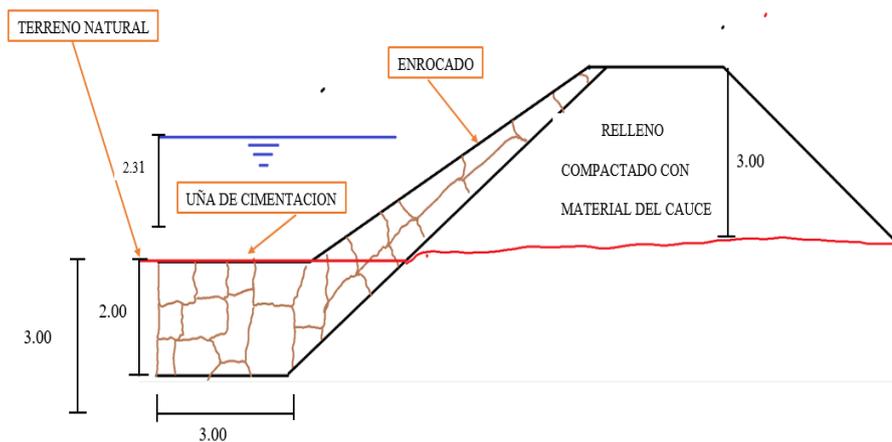
Esto se debe a que en el software no trabajo con una variación de seguridad, el mismo que si se trabajó mediante Terán.

Por factores de seguridad tomaremos como dimensiones finales, los calculados de manera según menciona Terán, tal como muestra la siguiente imagen.

#### **4.1.6. Diseño final.**

**Figura 6**

*Dimensionamiento final de dique - enrocado*



*Nota: diseño de dique - enrocado*

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

**Primera:** Las dimensiones del dique - enrocado en el rio Huancané, sector puente Huancané como planteamiento del diseño según el libro de diseño y construcción de defensas ribereñas del Ing. Rubén Terán, en función al caudal de diseño, son: Sección estable o amplitud de cauce de 60 m, Profundidad para la estructura de 3m, Pendiente hidráulica de 0.007, la profundidad de socavación de 3 m, profundidad de uña de 2 m y altura total del muro es de 3 m.

**Segunda:** Los valores de la descarga máxima para un periodo de retorno de 50 años determinado por el método Gumbel fue  $Q_{\text{máx.}} = 376.31134 \text{ m}^3/\text{s}$ , pero haciendo reajustes optaremos por trabajar con  $445 \text{ m}^3/\text{s}$  como caudal de diseño. Dato para diseñar el dique - enrocado.

**Tercera:** Enseguida de hacer y medir los resultados, se llegó a concluir que la forma apropiada del diseño de dique enrocado es relacionada directamente con la defensa ribereña porque contrarresta de manera preventiva a futuras inundaciones por incremento de encausamiento,

aparte de que es más eficiente en lo que respecta costos y tiempos de ejecución.

## **5.2. Recomendaciones**

**Primera:** A la Municipalidad Distrital de Huancané desarrollar un plan de alerta temprana que permita estar preparados para una posible llegada de la máxima avenida calculada en la presente investigación, para reducir o controlar los efectos de los desbordes que pueda ocasionar la llegada de la máxima avenida.

**Segunda:** A SENAMHI implementar estaciones hidrométricas automáticas en el puente del río Huancané, de modo que se tenga un mejor registro de los caudales que permita una mejor precisión de los modelos matemáticos aplicados para el modelo hidráulico.

**Tercera:** Se sugiere, que el diseño de dique enrocado como defensa ribereña se haga considerando el diseño a fin de hacer mejoras en las estructuras de protección y previniendo así desbordamiento del río a medida se suba el cauce.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aparicio, F. (1989). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México: Grupo Noriega Editores.
- Belizario, M., y Pancca, Y. (2020). *Comparativo del comportamiento hidráulico de zonas inundables con el software IBER y HEC-RAS del río Coata C.P. Almosanche* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú.
- Caivinagua, J. (2020). *Modelación Hidráulica en 2D del Tramo Calle Ciudad de Cuenca (Puente de Misicata) – Av. De las Américas, del Río Yanuncay* (Tesis de pregrado). Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador.
- Giai, S. B. (2008). *Introducción a la hidrología*. Univ. Nacional de La Pampa, EdUNLPam.
- Guillén, N. (2019). *Optimización del diseño hidrológico e hidráulico utilizando LSPIV* (Tesis doctoral). Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina.
- Hernández, R., Barrios, H. y Ramírez, A. (2016). Análisis de riesgo por inundación: metodología y aplicación a la cuenca Atemajac. *Tecnología y Ciencias del Agua – ITESMM*, 8(3), 5-25.
- Meza, Y. (2019). *Diseño hidráulico y estructural de defensa ribereña del río Tarma en el sector de Santo Domingo-Palca-Tarma* (Tesis de pregrado). Universidad Católica Sedes Sapientae, Tarma, Perú.

- MINAG, ANA, DCPRH, & Aguas Superficiales. (2010). *Evaluación de los recursos hídricos en las cuencas de los ríos Huancané y Suches*.
- Montalvan, X. (2021). *Modelación numérica del flujo y comportamiento del Sifón Piura utilizando Ansys* (Tesis de pregrado). Universidad de Piura, Piura, Perú.
- Orellana, R. (2021). *Modelamiento hidrológico e hidráulico para el análisis de inundaciones en la ciudad de Piura utilizando HEC-HMS y HEC-RAS* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Ramos, J. (2019). *Identificación de zonas con riesgo a inundación por máximas avenidas probables del río Majes en el tramo Dique-Punta Colorada, Arequipa-Perú* (Tesis de pregrado). Universidad Peruana Unión, Lima, Perú.
- Rojas, P. y Humpiri, V. (2016). *Evaluación, diseño y modelamiento del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Juliaca con la aplicación del software SWMM* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú.
- Sánchez, J. (2017). *Modelación hidrológica e hidráulica acoplada de la cuenca media y baja del Río Magdalena* (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D-C-, Colombia.
- Senamhi. (2016). *Ciclos horarios de precipitación en el Perú utilizando información satelital*.
- Terán, R. (1998). *Diseño y construcción de defensas ribereñas* (N° 1-1998). Escuela Superior de Administración de Aguas “Charles Sutton.”

## MATRIZ DE CONSISTENCIA

### MODELAMIENTO HIDRÁULICO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA DEFENSA RIBEREÑA DEL RIO HUANCANÉ EN EL SECTOR PUENTE DE HUANCANÉ

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	MÉTODO
<p><b>GENERAL</b> ¿Cómo influye el modelamiento hidráulico en el diseño estructural de la defensa ribereña del río Huancané en el sector puente Huancané?</p> <p><b>ESPECÍFICO S</b> ¿Cuál es la descarga máxima debida a las fuertes precipitaciones pluviales en el río Huancané, en el sector puente Huancané?</p> <p>¿Qué diseño estructural es el pertinente para la defensa ribereña del río Huancané, en el sector puente Huancané?</p>	<p><b>GENERAL</b> Plantear una propuesta de modelamiento hidráulico en el diseño estructural de la defensa ribereña del río Huancané, en el sector puente Huancané.</p> <p><b>ESPECÍFICO S</b> Determinar la descarga máxima debida a las fuertes precipitaciones pluviales en el río Huancané, en el sector puente Huancané</p> <p>Determinar qué diseño estructural es el pertinente para la defensa ribereña del río Huancané, en el sector puente Huancané</p>	<p><b>GENERAL</b> El modelamiento hidráulico influye positivamente en el diseño estructural de la defensa ribereña del río Huancané</p> <p><b>ESPECÍFICO S</b> El método de Gumbel nos permitirá obtener un dato aproximado al caudal de diseño en función a las descargas máximas debido a las fuertes precipitaciones pluviales en el río Huancané</p> <p>El diseño hidráulico y estructural de dique - enrocado es el más pertinente para la defensa ribereña del río Huancané, en el sector Huancané</p>	<p><b>Variable Independiente</b> Modelamiento hidráulico</p> <p><b>Variable Dependiente</b> Estructura de defensa ribereña</p>	<p><b>TIPO DE INVESTIGACIÓN</b> Es aplicada</p> <p><b>Nivel de Investigación:</b> Descriptivo,</p> <p><b>Diseño de Investigación:</b> No experimental:</p> <p><b>POBLACIÓN</b> La población para realizar la investigación está constituida por los caudales máximos anuales en la estación meteorológica Huancané de los años 1900 - 2012</p> <p><b>MUESTRA</b> La muestra a optar para nuestro estudio, con el fin de que los resultados sean los más aproximados a la realidad fueron extraídos de MINAG et al., (2010), libro en el cual nos reporta datos del río Huancané, a continuación, presentaremos los datos con los cuales se trabajó de los años 1956 - 2009</p>