

**UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Determinación del nivel de vulnerabilidad de riesgo de inundación y  
huaycos en la zona aledañas al Río Acopalca del distrito de Paucartambo  
– Pasco 2019**

**TESIS**

**Para optar el título profesional de:**

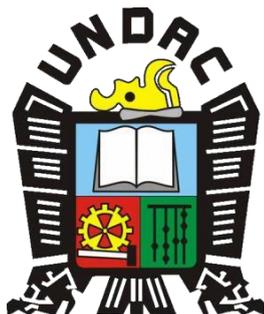
**Ingeniero Civil**

**Autor** : Bach. Christel Jussara BRAVO CARDENAS

**Asesor** : Mg. José Germán RAMIREZ MEDRANO

**Cerro de Pasco - Perú - 2019**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**Determinación del nivel de vulnerabilidad de riesgo de inundación y  
huaycos en la zona aledañas al Rio Acopalca del distrito de Paucartambo  
– Pasco 2019**

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

---

**Ing. Vicente Cesar DAVILA CORDOVA  
PRESIDENTE**

---

**Mg. Luis Villar REQUIS CARBAJAL  
MIEMBRO**

---

**Ing. Pedro YARASCA CORDOVA  
MIEMBRO**

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo está dedicado a mi familia por haber sido mi apoyo a lo largo de toda mi carrera universitaria y a lo largo de mi vida. A todas las personas especiales que me acompañaron en esta etapa, aportando a mi formación tanto profesional y como ser humano.

## **RECONOCIMIENTO**

A la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, en especial a la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por brindarme la oportunidad de desarrollar capacidades, competencias y optar el Grado Académico de Ingeniero Civil.

## RESUMEN

El presenté proyecto de tesis intitulada: “*DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACIÓN Y HUAICOS EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RIO ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO – PASCO 2019*”, el cual en su totalidad fue efectuada en las en aldeañas al rio del centro Poblado de Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco en el primer trimestre del año en curso del 2019; viene siendo afectada en épocas de invierno por el desborde del rio Acopalca, dichas crecidas afectan áreas de cultivo y viviendas aldeañas a la ribera, dado que no cuenta con un registro estándar de la crecida del rio, las pérdidas son incalculables; asimismo también dicha localidad viene siendo atemorizada por un huaico que viene afectando la localidad.

Por el cual tiene una importancia el de determinación del nivel de vulnerabilidad de riesgo de inundación y huaicos en la zona aldeañas al Rio Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco.

Teniendo un alcance para la población del Centro Poblado de Acopalca, estudiantil, a los ingenieros civiles en general, para futuras construcciones y como base para posteriores trabajos de investigación dentro del distritito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco.

**Palabras clave:** vulnerabilidad de riesgo de inundación, y huaicos.

## **ABSTRACT**

This draft titled thesis: "DETERMINING THE VULNERABILITY OF FLOOD RISK AND Huaicos IN THE AREA SURROUNDING THE RIO Acopalca DISTRICT PAUCARTAMBO - PASCO 2019", which in its entirety was effected on in surrounding the river from downtown Acopalca town of Paucartambo district, province and region of Pasco in the first quarter of year 2019; is being affected in times of winter by the overflowing of the river Acopalca, these floods affect crop areas and nearby houses to the banks, since they do not have a standard record of the rising river, the losses are incalculable; Likewise also the locality is being terrorized by a mudslide that has been affecting the town.

By which has an importance level determining vulnerability risk of flooding and mudslides in the area surrounding the Rio Acopalca Paucartambo district, province and region of Pasco.

Having a range for the population of the Town Center Acopalca, students, civil engineers generally for future construction and as a basis for further research into the distritito of Paucartambo, Province and Region of Pasco.

**Keywords:** vulnerability risk of flooding and mudslides.

# INTRODUCCIÓN

El objetivo es determinar mediante el comportamiento hidráulico el nivel de vulnerabilidad de riesgo de inundación y huaicos en la zona aledañas al Rio Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco – 2019.

El cual es viene siendo justificada en la necesidad de investigación la cuenca del Rio Acopalca como en la mayoría de las cuencas del Perú, está sufriendo cambios en su estructura morfológica, generalmente por la actividad agrícola, el cambio del uso del suelo y los asentamientos humanos, produciendo degradación y deforestación en gran parte de la cuenca.

Esto genera problemas de desbordamientos del rio, inundando las zonas rurales asentadas en sus riberas, tal como sucede en el centro poblado Acopalca, que año tras año está expuesta a estos riesgos, sin tener un plan de prevención y mitigación de estos fenómenos, sin conocer las zonas altamente vulnerables a inundaciones, haciendo que esto se torne un problema latente.

No existen estudios hidrológicos e hidráulicos efectuados con anterioridad en el Centro poblado de Acopalca con fines de prevención de inundaciones, salvo investigaciones realizadas en sectores aledaños, siendo estos estudios escasos, donde la distribución de estaciones hidrométricas y meteorológicas es deficiente, los métodos indirectos de estimación de parámetros climáticos e hidrológicos cobran relevancia al permitir conocer y modelar la dinámica hidrológica de un área.

Esta investigación se divide en:

- CAPÍTULO I: PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN, en donde se efectúa la identificación del problema.
- CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO, en donde se describe en macro las bases teóricas que sustentan el desarrollo de la presente investigación.
- CAPÍTULO III: METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN, en donde describe el proceso del desarrollo de la investigación; la cual es desarrollada mediante ensayos de laboratorio.
- CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN, en donde se describe los resultados.
- CONCLUSIONES, es donde se describe las ideas en conclusiones de la investigación.
- RECOMENDACIONES, es donde se describe las recomendaciones que se desprende de los resultados obtenidos.
- BIBLIOGRAFÍA, es donde se describe las referencias utilizadas para la redacción de la presente investigación.
- ANEXOS, es donde se detalla todo lo necesario para complementar la presente investigación.

# ÍNDICE GENERAL

**DEDICATORIA**

**RECONOCIMIENTO**

**RESUMEN**

**ABSTRACT**

**INTRODUCCIÓN**

**ÍNDICE GENERAL**

**ÍNDICE DE TABLA**

**ÍNDICE DE ILUSTRACIONES**

**CAPÍTULO I** \_\_\_\_\_ **1**

**PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN** \_\_\_\_\_ **1**

1.1. IDENTIFICACIÓN Y DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA \_\_\_\_\_ **1**

1.2. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN \_\_\_\_\_ **2**

1.2.1. DELIMITACIÓN GEOGRÁFICA \_\_\_\_\_ **3**

1.2.2. DELIMITACIÓN DE ESTUDIO \_\_\_\_\_ **3**

1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA \_\_\_\_\_ **4**

1.3.1. PROBLEMA GENERAL \_\_\_\_\_ **4**

1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS \_\_\_\_\_ **4**

1.4. FORMULACIÓN DE OBJETIVOS \_\_\_\_\_ **4**

1.4.1. OBJETIVO GENERAL \_\_\_\_\_ **4**

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS \_\_\_\_\_ **5**

1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN \_\_\_\_\_ **5**

1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN \_\_\_\_\_ **6**

1.6.1. LIMITACIONES DE ESTUDIO \_\_\_\_\_ **6**

1.6.2. LIMITACIONES GEOGRÁFICAS \_\_\_\_\_ **6**

**CAPÍTULO II** \_\_\_\_\_ **8**

**MARCO TEÓRICO** \_\_\_\_\_ **8**

2.1. ANTECEDENTES DE ESTUDIO \_\_\_\_\_ **8**

2.2. BASES TEÓRICAS – CIENTÍFICAS \_\_\_\_\_ **17**

2.2.1. RIO \_\_\_\_\_ **17**

2.2.2. HIDROLOGÍA \_\_\_\_\_ **19**

2.2.3. CUENCAS HIDROGRÁFICAS \_\_\_\_\_ **25**

2.2.4. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA \_\_\_\_\_ **29**

2.2.5. INUNDACIÓN \_\_\_\_\_ **42**

2.2.6.	DEFENSAS RIBEREÑAS	49
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	64
2.4.	FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS	65
2.4.1.	HIPÓTESIS GENERAL	65
2.4.2.	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	66
2.5.	IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES	66
2.5.1.	VARIABLES INDEPENDIENTES	66
2.5.2.	VARIABLES DEPENDIENTES	66
2.6.	DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES E INDICADORES	66
<b>CAPÍTULO III</b>		<b>67</b>
<b>METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN</b>		<b>67</b>
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	67
3.1.1.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	68
3.2.	MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN	68
3.3.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	68
3.4.	POBLACIÓN Y MUESTRA	69
3.4.1.	POBLACIÓN	69
3.4.2.	MUESTRA	69
3.5.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	69
3.5.1.	TÉCNICAS	69
3.5.2.	INSTRUMENTOS	69
3.6.	TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	71
3.7.	TRATAMIENTO ESTADÍSTICO	71
3.8.	SELECCIÓN, VALIDACIÓN Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN	72
3.8.1.	SELECCIÓN DE LOS INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN	72
3.8.2.	CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN	73
3.9.	ORIENTACIÓN ÉTICA	73
<b>CAPÍTULO IV</b>		<b>74</b>
<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b>		<b>74</b>
4.1.	DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EN CAMPO	74
4.1.1.	INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA.	75
4.1.2.	ESTUDIO HIDROLOGICO	76
4.1.3.	MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS	91
4.2.	PRESENTACIÓN, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	101
4.2.1.	ESTUDIO HIDROLÓGICO	101
4.2.2.	ESTACIONES PLUVIOMETRICOS	104
4.2.3.	INTENSIDAD Y PRECIPITACION MAXIMA	106
4.2.4.	CURVAS DE INTENSIDAD, DURACIÓN Y FRECUENCIA.	107
4.2.5.	HIETOGRAMA	108
4.2.6.	MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS	111
4.2.7.	CUANTIFICACIÓN DE ÁREAS EN RIESGO DE INUNDACIÓN	119

<b>4.3.</b>	<b>PRUEBA DE HIPÓTESIS</b>	<b>120</b>
4.3.1.	HIPÓTESIS GENERAL PLANTEADO	120
4.3.2.	PRUEBA DEL HIPÓTESIS GENERAL PLANTEADO	120
<b>4.4.</b>	<b>DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b>	<b>120</b>

**CONCLUSIONES**

**RECOMENDACIONES**

**BIBLIOGRAFÍA**

**ANEXOS**

## ÍNDICE DE TABLA

Tabla 1. Clasificación de cuencas por superficie.....	30
Tabla 2. Formas de la Cuenca en relación al coeficiente de compacidad .....	32
Tabla 3. Valores interpretativos del factor de forma .....	33
Tabla 4. Clasificación de la cuenca por pendiente .....	39
Tabla 5. Clases de valores de masividad .....	39
Tabla 6. Operatividad de las Variables .....	66
Tabla 7. Coordenadas de límites del Río Acopalca .....	71
Tabla 8. Población afectada .....	72
Tabla 9. Coordenadas de los BMs .....	75
Tabla 10. Precipitaciones para duración de 1 hora y período de retorno de 10 años.....	90
Tabla 11. Resultado de Parámetro de Forma de la Cuenca .....	101
Tabla 12. Registro Pluviométrico Mensual de la Estación Carhuamayo (mm .....	104
Tabla 13. Registro Pluviométrico Mensual de la Estación Santa Isabel (mm).....	105
Tabla 14. Cálculo de Intensidades .....	106
Tabla 15. Hietograma de Precipitación de diseño para una tormenta con tiempo de retorno 20 años y 3 horas.....	108
Tabla 16. Hietograma de Precipitación de diseño para una tormenta con tiempo de retorno 50 años y 3 horas.....	109
Tabla 17. Hietograma de Precipitación de diseño para una tormenta con tiempo de retorno 100 años y 3 horas.....	110
Tabla 18. Precipitación máxima acumulada para una tormenta de 03 horas de duración y diferentes tiempos de retorno .....	111
Tabla 19. Coeficiente de Manning de Planicie de inundación margen Izquierda.....	111
Tabla 20. Coeficiente de Manning de Planicie de inundación margen Derecha .....	112
Tabla 21. Coeficiente de Manning para el cauce principal del río.....	112
Tabla 22. Condiciones de Contorno para el modelamiento hidráulico.....	113
Tabla 23. Áreas en riesgo de inundación, margen izquierda.....	119
Tabla 24. Áreas en riesgo de inundación, margen Derecha.....	119
Tabla 25. Áreas en riesgo de inundación - Total .....	120

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Mapa de Localización de Localidad .....	3
Ilustración 2. Delimitación de estudio .....	3
Ilustración 3. Localización del C.P. Acopalca .....	7
Ilustración 4. Imagen Satelital de la Limitación Geográfica del Estudio .....	7
Ilustración 5. Abertura Hexagonal del Alambre .....	18
Ilustración 6. Cuenca Hidrográfica .....	26
Ilustración 7. Abertura Hexagonal del Alambre .....	54
Ilustración 8. Gavión Tipo Saco .....	56
Ilustración 9. Partes de un Dique .....	56
Ilustración 10. Cantos Rodados .....	60
Ilustración 11. Abertura de la malla .....	62
Ilustración 12. Ubicación geográfica de la cuenca del Río Acopalca .....	74
Ilustración 13. Delimitación de la Cuenca del Río Acopalca .....	77
Ilustración 14. Software ARCGIS, procesamiento de orden de los cauces de la cuenca .....	83
Ilustración 15. Software HidroEsta, Análisis de distribuciones, y precipitación .....	87
Ilustración 16. Modelo digital del terreno en formato vectorial TIN, CP. Acopalca .....	94
Ilustración 17. Elaboración de secciones transversales en el modelo HEC-GEORAS .....	96
Ilustración 18. HEC-GEORAS. Geometría del río Acopalca, HEC-RAS .....	97
Ilustración 19. Tabla de Edición de los coeficientes de Manning, HEC-RAS .....	98
Ilustración 20. Rectángulo Equivalente de la Cuenca Acopalca .....	102
Ilustración 21. Parámetros y tolerancias de cálculo .....	113
Ilustración 22. Perfil de flujo variado no permanente a lo largo del tramo, para TR= 100 años .....	114
Ilustración 23. Vista en perspectiva de la simulación del río para un flujo variado no .....	115
Ilustración 24. Sección transversal del Río Acopalca, progresiva 0+440 km, .....	116
Ilustración 25. Vivienda en riesgo de inundación margen izquierda .....	117
Ilustración 26. Rellenos indiscriminados en el cause .....	117
Ilustración 27. Viviendas en Riesgo .....	118
Ilustración 28. Inundación, Zona de riesgo – Margen Izquierdo .....	118

# **CAPÍTULO I**

## **PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

### **1.1. IDENTIFICACIÓN Y DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA**

El Perú, por encontrarse ubicado en el borde oriental del Cinturón de Fuego del Océano Pacífico, por la presencia de la Corriente Peruana, la proximidad a la Línea Ecuatorial, la influencia de la Amazonía y la topografía accidentada, así como la Cordillera de los Andes con una geomorfología variada, que cruza longitudinalmente el territorio nacional, está expuesta a diversos peligros, como sismos, deslizamiento, derrumbe y erosión, así como a variaciones climáticas en determinadas regiones, como precipitaciones, vientos intensos, granizadas y heladas, entre otros.

El Centro Poblado de Acopalca, ubicada en el Distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco; viene siendo afectada en épocas de lluvia por el desborde del río Acopalca, dichas crecidas afectan áreas de cultivo y viviendas aledañas a la ribera, dado que no cuenta con un registro estándar de la crecida del río, las pérdidas son incalculables; asimismo también dicha localidad viene siendo atemorizada por un huaico que viene afectando la localidad.

“A consecuencia de las fuertes lluvias en la región Pasco, se reportó la caída de huaicos y deslizamientos de cerro que impiden el tránsito en diversos tramos viales. El caso más grave se registró en la Carretera Paucartambo – Carhuamayo, a la altura del Centro Poblado Acopalca”<sup>1</sup>.

De lo señalado, al identificar el nivel de vulnerabilidad a inundaciones, se podrá alertar a las autoridades a fin de que estas puedan enfrentar el riesgo de desastre, mismos que puedan contribuir con estrategias en la mitigación o preparación de escenarios propicios para futuras inundaciones.

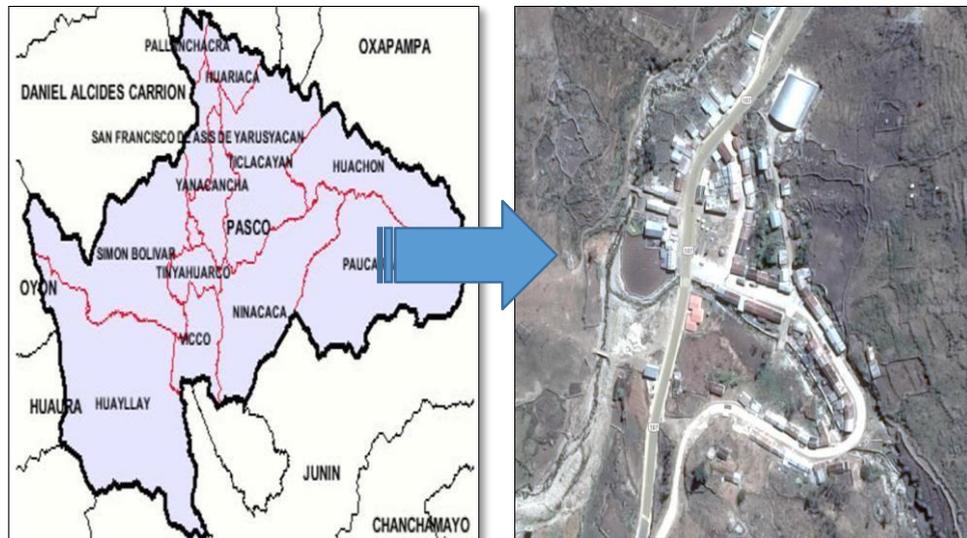
## **1.2. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

El estudio de investigación de la presente tesis, se encuentra delimitada geográficamente en el comportamiento hidráulico del río Acopalca y zona aledaña a esta.

---

<sup>1</sup> Agencia Peruana de Noticia, Publicación de 09/02/2016

## 1.2.1. DELIMITACIÓN GEOGRÁFICA



*Ilustración 1. Mapa de Localización de Localidad*  
**FUENTE:** <https://www.google.com/maps/>

## 1.2.2. DELIMITACIÓN DE ESTUDIO



*Ilustración 2. Delimitación de estudio*  
**FUENTE:** <https://www.google.com/maps/>

### **1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

#### **1.3.1. PROBLEMA GENERAL**

¿Cuál es la influencia del comportamiento hidráulico del río para la determinación de la vulnerabilidad de riesgo de inundación y huaicos en la zona aledañas al Río Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco - 2019?

#### **1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS**

- ¿Cuáles serán las zonas de vulnerabilidad de riesgo de inundación y huaicos en la zona aledañas al Río Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco - 2019?
- ¿Cuál es el cálculo de los niveles máximos que alcanzaría, para caudales de diseño y tiempo de retorno 10, 25, 50 años, para las secciones más adecuadas?
- ¿Cuál es la capacidad hidráulica del cauce del Río Acopalca en la zona aledañas al Río Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco - 2019?

### **1.4. FORMULACIÓN DE OBJETIVOS**

#### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL**

Determinar mediante el comportamiento hidráulico el nivel de vulnerabilidad de riesgo de inundación y huaicos en la zona aledañas al Río Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco – 2019.

#### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Determinar las zonas de vulnerabilidad de riesgo de inundación y huaicos en la zona aledañas al Rio Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco – 2019.
- Calcular de los niveles máximos que alcanzaría, para caudales de diseño y tiempo de retorno 10, 25, 50 años, para las secciones más adecuadas.
- Determinar la capacidad hidráulica del cauce del Rio Acopalca en la zona aledañas al Rio Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco – 2019.

#### **1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

La cuenca del Rio Acopalca como en la mayoría de las cuencas del Perú, está sufriendo cambios en su estructura morfológica, generalmente por la actividad agrícola, el cambio del uso del suelo y los asentamientos humanos, produciendo degradación y deforestación en gran parte de la cuenca.

Esto está trayendo consigo cambios en el comportamiento del escurrimiento en la cuenca, producto de las intensas tormentas que se presentan entre los meses de Diciembre a Abril, generando aumento del escurrimiento, erosión en la cuenca alta y sedimentación en la parte baja del cauce del rio.

Esto genera problemas de desbordamientos del rio, inundando las zonas rurales asentadas en sus riberas, tal como sucede en el centro poblado Acopalca, que año tras año está expuesta a estos riesgos, sin tener un plan de prevención y mitigación de estos fenómenos, sin conocer las zonas

altamente vulnerables a inundaciones, haciendo que esto se torne un problema latente.

No existen estudios hidrológicos e hidráulicos efectuados con anterioridad en el Centro poblado de Acopalca con fines de prevención de inundaciones, salvo investigaciones realizadas en sectores aledaños, siendo estos estudios escasos, donde la distribución de estaciones hidrométricas y meteorológicas es deficiente, los métodos indirectos de estimación de parámetros climáticos e hidrológicos cobran relevancia al permitir conocer y modelar la dinámica hidrológica de un área.

Identificado y cuantificado las zonas vulnerables a inundación, se alertará a las autoridades de la jurisdicción para que tomen las acciones correspondientes, y puedan elaborar programas de prevención y mitigación para estos fenómenos, a fin de prevenir futuros desastres en estas zonas e informar a la población sobre los riesgos en que se encuentran y por ende ponerles en alerta; para que ellos mismos soliciten el apoyo correspondiente a las autoridades locales, regionales y nacionales.

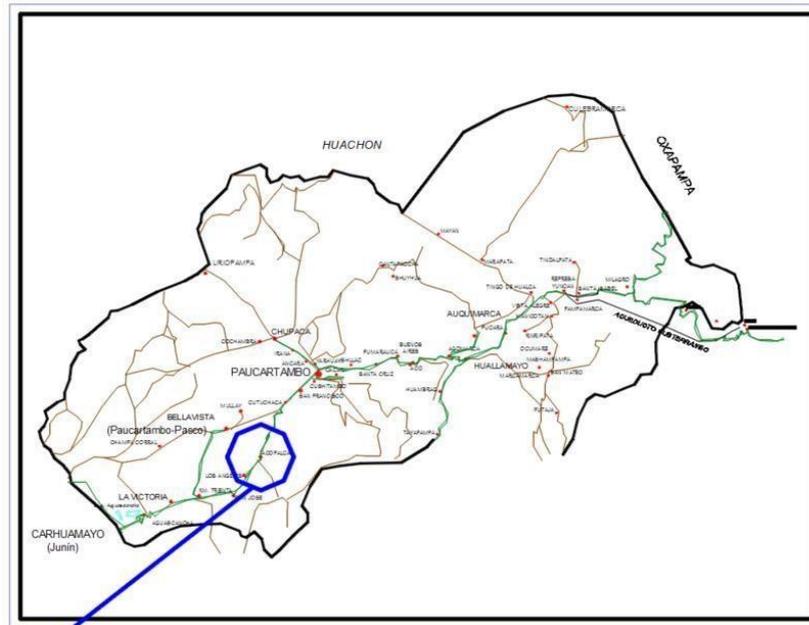
## **1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.6.1. LIMITACIONES DE ESTUDIO**

La zona aledaña al Rio Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco.

### **1.6.2. LIMITACIONES GEOGRÁFICAS**

Se limita geográficamente, la presente tesis de obtención de título profesional de ingeniería civil a la zona aledaña al Rio Acopalca del distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco.



### LOCALIZACION DEL C.P. ACOPALCA

ESCALA : GRAFICA

Ilustración 3. Localización del C.P. Acopalca  
**Fuente:** Elaboración Propia

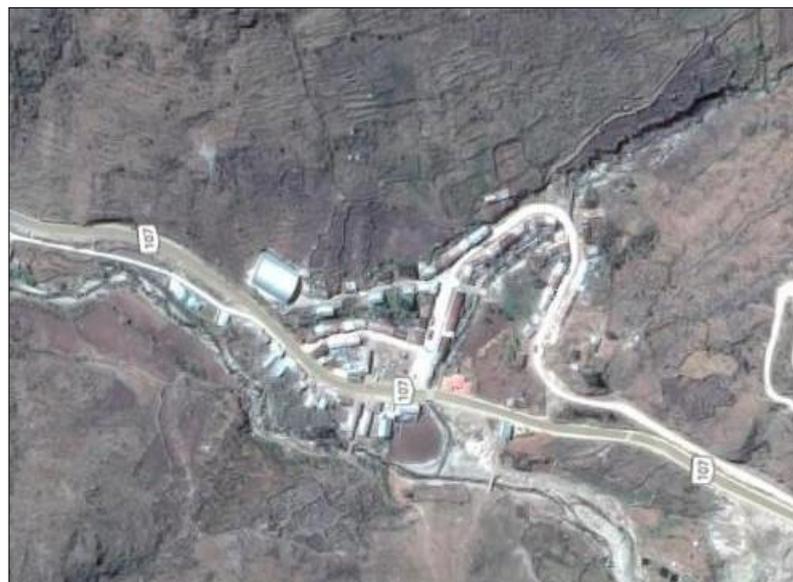


Ilustración 4. Imagen Satelital de la Limitación Geográfica del Estudio  
**Fuente:** Earth Google

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. ANTECEDENTES DE ESTUDIO**

El presente proyecto de investigación tiene antecedentes en las siguientes investigaciones:

**TEMA** : Calculo del nivel de riesgo por flujo de detritos (huaycos) en las Urbanizaciones y sectores de Vallecito el Olivo etapa I y II, Chinchichaca, Virgen del Carmen, Micaela Bastidas, Patibamba alta, cercado, la victoria, magisterial, manuel escorza, vallecito el olivo y las palmeras.

**AUTOR** : José Manuel CAMPOS CESPEDES.

**INSTITUCIÓN** : Municipalidad Provincial de Abancay

**AÑO** : 2016

**RESUMEN** : El presente trabajo se realiza las Urbanizaciones Pueblo Joven Centenario, Urbanizaciones Las Américas, Vallecito el Olivo I y II etapa, Chinchichaca, Virgen del Carmen, Micaela Bastidas, Patibamba Alta, Cercado, La Victoria, Magisterial, Manuel Escorza, Vallecito El Olivo y Las Palmeras del Distrito Abancay, para el Cumplimiento de la Meta 27 “Actualización de la Información para la Gestión del Riesgo de Desastres” de Municipalidades de Ciudades Principales Tipo B del PROGRAMA DE INCENTIVOS A LA MEJORA DE LA GESTIÓN MUNICIPAL DEL AÑO 2016. El área de estudio se eligió considerando, la ubicación de las urbanizaciones con respecto a la ciudad de Abancay, disponibilidad de información técnico científico y apoyo de la municipalidad. La zona de estudio tiene una extensión superficial de 6.073 Has, se encuentra ubicado al oeste del distrito de Abancay. El trabajo se realizó en tres etapas, la primera consistió en la recopilación de información de

las instituciones, la segunda etapa se basó en trabajos de campo, encuestas y la tercera en el procesamiento de la información. El mapa del peligro fue determinado por el Programa de Ciudades Sostenibles PNUD-INDECI y Segundo Reporte de Zonas Críticas por Peligros Geológicos y Geo-hidrológicos en la Región Apurímac – INGEMMET 2013, de acuerdo a la ponderación de los factores condicionantes y desencadenantes el nivel es muy alto.

- TEMA** : Vulnerabilidad geotécnica de las quebradas Arroyo Seco y Puca Puca en la ciudad de Ayacucho.
- AUTOR** : Roberto NARVÁEZ LÓPEZ
- INSTITUCIÓN** : Universidad Nacional de Ingeniería
- AÑO** : 2012
- RESUMEN** : En este trabajo se realizó mapas de vulnerabilidad para la cuenca de la Quebrada arroyo seco y sus aportantes Puca Puca, Islachayocc, Pilacucho, que forma parte de la cuenca del Río alameda. Las altas precipitaciones, la topografía y la sismicidad constituyen los principales factores que

conducen a la constante ocurrencia de colapsos del terreno que afectan a los habitantes y la infraestructura de la región. Con el fin de controlar, corregir y preservar la estabilidad de la cuenca, la información obtenida en esta investigación permitirá el diseño de las obras de ingeniería civil pertinentes con el fin de garantizar la satisfacción de las necesidades de la población. Para alcanzar este propósito, se ha desarrollado la caracterización geológica y geotécnica del área, partiendo de los métodos de clasificación geotécnica que son alimentados con los parámetros geomecánicos del terreno que constituyen los taludes, que han sido identificados y descritos en campo. Los resultados de la aplicación de tales métodos han permitido la confección de un mapa de estabilidad e inestabilidad del área, con el que se construye el mapa de zonificación de riesgo. El análisis de la información ha permitido establecer el aporte de sedimentos al torrente, con lo que es posible diseñar una estrategia para

incrementar la seguridad aguas abajo de las quebradas en mención.

- TEMA** : Pronostico de caudales del río Chira, usando modelos Arima y Holt-Winters. Piura -2013
- AUTOR** : Sánchez Silva, Silvia Ysabel  
Santos Reyes, Raúl
- INSTITUCIÓN** : Universidad Nacional de Piura
- AÑO** : 2013
- RESUMEN** : Este trabajo centra su análisis en el estudio del comportamiento del caudal del Rio Chira en el departamento de Piura, utilizando los modelos ARIMA y el procedimiento de Holt - Winters, con el objetivo de comparar su eficiencia y utilizar el mejor como un mecanismo de predicción de dicho caudal. El estudio utiliza una muestra del caudal del rio Chira, correspondiente a enero de 1980 y diciembre del 2011. Los Datos fueron obtenidos del Proyecto Especial Chira Piura - División de Hidrometeorología. En primer lugar se verificó la estacionariedad de la serie, requisito indispensable para aplicar los modelos ARIMA; como dicho supuesto no se cumplió, la serie se diferencio una vez, luego

de lo cual se aplicó la metodología Box Jenkins, para encontrar los parámetros del modelo en referencia; este análisis se hizo utilizando el programa EVIEWS 7.0 y IBM SPSS 19.0. Por otro lado se estimó los parámetros del modelo de Holt - Winters, utilizando para ello el programa STATGRAPIDCS, el cuál proporciona las constantes de suavización del modelo, optimizadas. Para comparar la eficiencia de ambos modelos se utilizó la Desviación Media Absoluta (MAE), análisis que se hizo utilizando EXCEL. Los resultados encontrados indican que el modelo más adecuado es el modelo ARIMA(12,1,2), es decir es un modelo Autorregresivo de orden máximo 12, diferenciado una vez y promedio móvil de orden dos. Se seleccionó este modelo porque su Desviación Media Absoluta fue menor.

**TEMA** : Análisis del riesgo de inundación de la cuenca del rio chili en el tramo de Chilina a Uchumayo - Arequipa

**AUTOR** : Concha Zeballos, Carla Jessica

Miranda Vega, Andrés Gonzalo

- INSTITUCIÓN** : Universidad Católica de Santa María
- AÑO** : 2016
- RESUMEN** : La cuenca del río Chili, a través de los años, ha sido uno de los principales pilares del desarrollo de la ciudad de Arequipa. Junto con los beneficios del aprovechamiento de los recursos hídricos de la cuenca, la ciudad de Arequipa también ha adoptado los problemas asociados a la falta de información de los fenómenos que ocurren en la cuenca tales como inundaciones y sequías. La presente tesis tiene como objetivo realizar un análisis del riesgo de inundación del río Chili para distintos escenarios de ocurrencia mediante la determinación de mapas de inundación. Esto constituye una medida no estructural para controlar las inundaciones de la cuenca y puede ser tomado como referencia para la planificación urbana y el diseño de estructuras hidráulicas futuras en el cauce del río. Para ello, se realizó una simulación hidrológica de la cuenca y sus principales afluentes para determinar los

hidrogramas de avenida de los escenarios de mayor probabilidad de ocurrencia.

Posteriormente, se realizó una simulación hidráulica del tránsito de los hidrogramas por el cauce del río Chili para determinar la elevación del flujo y los mapas de inundación para cada escenario planteado.

Finalmente, se realizó la evaluación del riesgo de inundación mediante el análisis de sus dos componentes principales. Se obtuvieron los mapas de vulnerabilidad y peligro y se utilizó criterios internacionales para determinar el nivel de riesgo asociado a cada escenario.

**TEMA** : Determinación de las áreas vulnerables frente a riesgos de inundación y huaycos en la zona aledaña al Río Pachatusan y sus propuestas de mitigación.

**AUTOR** : Christiaan GUTIÉRREZ BACA

**INSTITUCIÓN** : Universidad Andina del Cusco

**AÑO** : 2018

**RESUMEN** : El presente proyecto de investigación determinó las áreas vulnerables frente a los riesgos de inundación y huaycos, así como

también se planteó propuestas de mitigación, a lo largo de las zonas aledañas del río Pachatusan. En la parte baja de la cuenca hay áreas ocupadas por viviendas, instituciones educativas y terrenos agrícolas, los cuales se encuentran distribuidos a lo largo del río Pachatusan. En esta zona no se tuvo identificada las áreas vulnerables que corren el riesgo de ser afectadas por huaycos e inundaciones. Estos riesgos fueron importantes estimarlos y determinarlos debido para así proponer medidas de mitigación para hacer frente a estos riesgos que inducirán a pérdidas humanas y materiales. Con este propósito se determinó los caudales máximos utilizando fórmulas empíricas, y a partir del análisis de las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones pluviométricas de Granja Kayra, Cay-Cay y Pisac, se estimaron las curvas de intensidad duración y periodo de retorno (IDT), Asimismo se determinó las características físico mecánicas de los suelos de las zonas con afloramiento de manantes con el fin de saber si son susceptibles a

deslizarse. Con la información y los lineamientos del manual básico de riesgos del Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). Se determinaron las áreas vulnerables propensas a ser afectadas por huaycos e inundaciones, es así que para hacer frente a estos riesgos se plantea distintas propuestas (obras hidráulicas) de mitigación los cuales reducirán el riesgo y salvaguardará la vida humana y material de la población de la comunidad de Choquepata.

## **2.2. BASES TEÓRICAS – CIENTÍFICAS**

### **2.2.1. RIO**

Es una corriente de agua que fluye con continuidad. Posee un caudal determinado y desembocado en el mar, en un lago o en otro río, en cuyo caso se denomina afluente. La parte final de un río es su desembocadura. Las variaciones de caudal lo definen el régimen hidrológico, estas variaciones temporales se dan durante o después de las tormentas.

En casos extremos se puede producir la crecida cuando el aporte de agua es mayor que la capacidad del río para evacuarla, desbordándose y cubriendo las zonas llanas próximas. El agua que circula bajo tierra (caudal basal) tarda mucho más en alimentar el

caudal del río y puede llegar a él en días, semanas o meses después de la lluvia que generó la escorrentía.

Los desbordamientos en los tramos bajos de las corrientes naturales donde la pendiente del cauce es pequeña y la capacidad de transporte de sedimentos es reducida, puede provocar inundaciones, las cuales pueden traer consecuencias socioeconómicas graves en la medida que afecten asentamientos humanos, centros de producción agrícola o industrial e infraestructura vial. Para controlar el nivel máximo dentro de la llanura de inundación, se deben colocar protecciones, entre las alternativas de obras de defensas fluviales se puede mencionar: Limpieza y rectificación del cauce, obras de canalización, obras de abovedamiento, entre otras. Los Ríos son tienen un comportamiento impredecible, adquieren un mecanismo de autoajuste de ancho, tirante y pendiente. En su recorrido, los ríos adoptan diferentes caminos: <sup>2</sup>

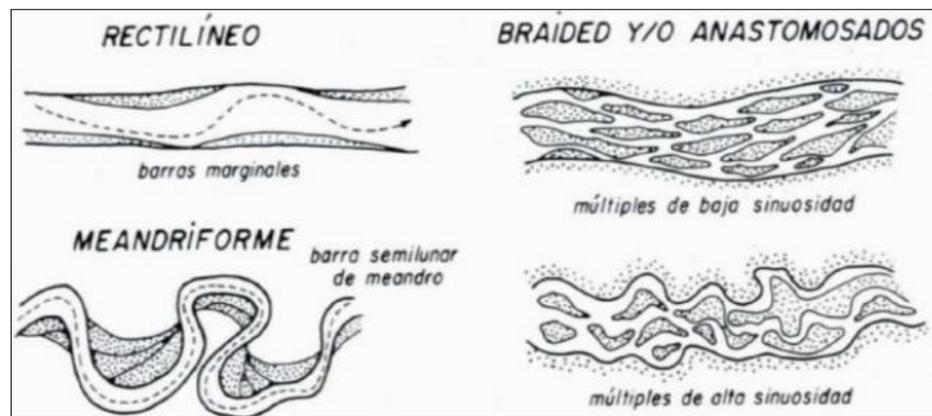


Ilustración 5. Abertura Hexagonal del Alambre  
Fuente: Manual de hidráulica Fluvial

<sup>2</sup>Hidráulica Fluvial / UNP.

Este comportamiento impredecible e inestable hace que los ríos signifiquen una amenaza al generar hechos como: <sup>3</sup>

- Peligro ante el establecimiento de poblados cerca de los ríos
- Deforestación.
- Pérdida de capacidad de retención de agua del suelo.
- Disminución del tiempo de concentración.
- Arrastre de sólidos en suspensión.
- Encauzamientos y correcciones del curso que provocan mayor velocidad del flujo.

## **2.2.2. HIDROLOGÍA**

Linsley (1978) hace mención que según el federal Council for Science and Techonology: “La Hidrología versa sobre el agua de la tierra, su existencia y distribución, sus propiedades físicas y químicas, y su influencia sobre el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la hidrología abarca la historia completa del agua sobre la tierra”. La ingeniería hidrológica incluye aquella parte del campo que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y el uso del agua. También se puede decir que es la ciencia que estudia el agua y sus manifestaciones en la atmósfera, sobre y debajo de la superficie terrestre, sus propiedades y sus interrelaciones naturales<sup>4</sup>.

---

<sup>3</sup>Hidráulica Fluvial / UNP.

<sup>4</sup>Linsley, federal Council for Science and Techonology, 1978

Define también el ciclo Hidrológico como un fenómeno bien complejo por la gran cantidad de variables que intervienen. Para simplificar y entender el problema, los hidrólogos han introducido el concepto de sistema para entender el ciclo Hidrológico y de esta manera lograr su aplicación práctica en la solución de problemas de ingeniería hidráulica. Una creciente o avenida es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales; al hidrólogo le interesa estudiar el caudal, creciente o avenida de diseño para estructuras de conducción (canales, obras de demasías, bocatomas, alcantarillas, etc.), y para estructuras de regulación (embalses).

Se define periodo de retorno  $T$ , como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud  $x$  puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a  $x$ , ocurre una vez en  $T$  años, su probabilidad de ocurrencia  $P$  es igual  $1$  en  $T$  casos (Villón, 2011)<sup>5</sup>.

#### **2.2.2.1. Análisis de frecuencia**

Uno de los problemas más importantes en hidrología es la interpretación de registros pasados de eventos hidrológicos, en términos de obtener probabilidades de ocurrencia futuras. Este problema se extiende a la estimación de frecuencias de avenidas, sequías, precipitación y oleajes, entre otros. El procedimiento

---

<sup>5</sup>Máximo Villon Bejar, Hidrología, 2011

involucrado es conocido como análisis de frecuencia (Chow, 1994).

El análisis de frecuencia de datos hidrológicos comienza con el tratamiento de datos brutos y finalmente determina la frecuencia o probabilidad de un valor de diseño.

Según Chow (1994) desde el punto de vista práctico, el análisis de frecuencia es sólo un procedimiento para ajustar los datos hidrológicos a un modelo matemático de distribución de probabilidades. Para efectuar dicho análisis tres suposiciones están implícitas:

- Los datos analizados describen eventos aleatorios.
- Los procesos naturales son estacionarios con respecto al tiempo.
- Los parámetros de la población pueden ser estimados desde la muestra.

Juela (2011) indica que el tratamiento de eventos hidrológicos extremos como un proceso aleatorio implica que la variabilidad climática natural no afecta la ocurrencia de estos eventos.

Un proceso estacionario respecto al tiempo significa que presenta eventos independientes e idénticamente distribuidos por un modelo probabilístico que no cambia a través del tiempo.

#### **2.2.2.2. Modelos y procesos hidrológicos.**

Molsalve (2000), señala que un modelo matemático es una simplificación de una situación real, expresada mediante una serie de hipótesis o suposiciones, traducidas en lenguaje matemático y que conducen, después de una adecuada manipulación, utilizando para ello las técnicas matemáticas apropiadas, a una serie de resultados de cuyo análisis se espera sacar a la luz aspectos de la situación original no fácilmente apreciables a simple vista.

Chow (1994) señala que los modelos matemáticos son aplicados para simular el fenómeno hidrológico natural, el cual es considerado como un proceso o sistema.

Cualquier fenómeno que esté sometido a cambios, particularmente con respecto al tiempo, es llamado un proceso. Como prácticamente todos los fenómenos hidrológicos cambian con el tiempo pueden ser llamados procesos hidrológicos. Si la oportunidad de ocurrencia de las variables envueltas en tal proceso es ignorada y el modelo se considera que sigue una ley de certeza pero ninguna ley de probabilidad, el proceso y el modelo son descritos como determinísticos. De otra forma, si la oportunidad de ocurrencia de la variable es tomada en consideración y el concepto de probabilidad es introducido en la formulación del modelo, el proceso y el modelo son

descritos como estocásticos o probabilísticos (Chow, 1994).

Estrictamente hablando, un proceso estocástico es diferente a uno probabilístico, en que el primero es considerado dependiente del tiempo y el segundo independiente del tiempo. Podría decirse, entonces, que los modelos probabilísticos hacen predicciones, mientras que los modelos estocásticos hacen pronósticos.

En realidad, todos los procesos hidrológicos son más o menos estocásticos. Se asumen determinísticos o probabilísticos sólo para simplificar su análisis.

#### **2.2.2.3. Período de retorno.**

Villón (2011), define al periodo de retorno, como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud  $X$  puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a  $X$ , ocurre una vez en  $T$  años, su probabilidad de ocurrencia  $P$ , es igual  $1$  en  $T$  casos, es decir:

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

Donde:

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

$T$ : Periodo de retorno.

#### **2.2.2.4. Procedimiento de análisis.**

Rivano (2004) señala que el procedimiento de análisis de frecuencia comprende las siguientes etapas:

- Verificar la confiabilidad de los datos hidrológicos.
- Suponer ciertos modelos probabilísticos.
- Estimar los parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidades de cada modelo elegido.
- Realizar pruebas que permitan seleccionar el modelo probabilístico que mejor describe el fenómeno que se intenta representar.
- Estimar él o los valores de diseño correspondientes al período de retorno de interés.

#### **2.2.2.5. Análisis de confiabilidad de datos hidrológicos.**

Rivano (2004) indica que en un análisis de frecuencia la confiabilidad de las estimaciones depende esencialmente de la longitud, continuidad, precisión y representatividad de los registros disponibles. En consecuencia, Monsalve (2011) señala que previo a usar la información recogida en una estación, esta debe ser examinada por posibles errores. Si tales errores son apreciables, ellos deberán ser analizados y corregidos antes de que el análisis de frecuencia sea realizado.

#### **2.2.2.6. Modelo de distribución de probabilidades.**

Rivano (2004), señala que la habilidad de un modelo probabilístico para ajustarse a los datos de precipitación depende de la flexibilidad y la naturaleza intrínseca de la forma de la función de distribución de probabilidades (fdp). Mientras más parámetros tenga un modelo, más versátil se vuelve su función de distribución de probabilidades y mejor se la puede ajustar a los datos.

Según Chereque. (1989), no existe en hidrología ninguna base teórica sólida para justificar una función específica de distribución de probabilidades. Como no hay un procedimiento teórico para decidir que modelo probabilístico es el “mejor” en un análisis de frecuencia particular, es habitual verificar y comparar la conveniencia o conformidad de muchas distribuciones candidatas y hacer una elección entre ellas basándose en consideraciones como ajuste de datos disponibles, facilidad computacional y consistencia con varios tamaños de muestra.

#### **Distribución Normal**

Según Chow (1994), la distribución normal es una distribución simétrica, que se define como:

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

### **2.2.3. CUENCAS HIDROGRÁFICAS**

Es la porción de territorio drenada por un único sistema de drenaje natural. Una cuenca hidrográfica se define por la sección de río al cual

se hace referencia y es delimitada por la línea de las cumbres, también llamada “divisor de aguas” o “divisoria de aguas”, a partir de la sección de referencia. En la medida en que se avanza hacia aguas abajo, la superficie de la cuenca va aumentando.

Una cuenca hidrográfica es un área de terreno que drena agua en un punto común, como un riachuelo, arroyo, río o lago cercano. Cada cuenca pequeña drena agua en una cuenca mayor que, eventualmente, desemboca en el océano.<sup>6</sup>

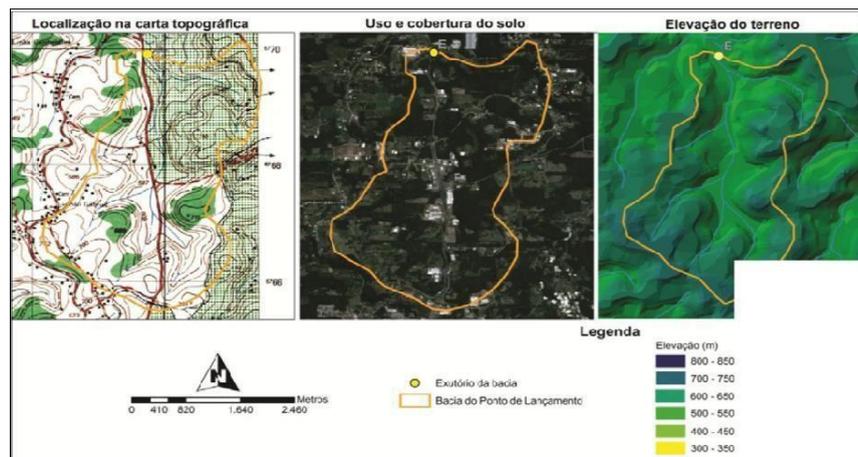


Ilustración 6. Cuenca Hidrográfica  
Fuente: Ambiativa – Consultoría Ambiental

### 2.2.3.1. Elementos de la cuenca.

**EL RÍO PRINCIPAL:** El río principal actúa como el único colector de las aguas.

A menudo la elección del río es arbitraria pues se pueden seguir distintos criterios para la elección (el curso fluvial más largo, el de mayor caudal medio, el de mayor caudal máximo, el de mayor superficie de cuenca, etc.).

<sup>6</sup> Reglamento de Organización y Funciones / MINISTERIO DE AGRICULTURA

**LOS AFLUENTES:** Son los ríos secundarios que desaguan en el río principal. Cada afluente tiene su respectiva cuenca, denominada sub-cuenca.

**EL RELIEVE DE LA CUENCA:** El relieve de la cuenca es variado. Está formado por las montañas y sus flancos; por las quebradas, valles y mesetas.

**LAS OBRAS HUMANAS:** Las obras construidas por el hombre, también MINISTERIO DE AGRICULTURA. 1988. Reglamento de Organización y funciones del Programa Nacional del Manejo de Cuencas y Conservación de Suelos denominadas intervenciones antrópicas, que se observan en la cuenca suelen ser viviendas, ciudades, campo de cultivo y vías de comunicación. El factor humano es siempre el causante de muchos desastres dentro de la cuenca, ya que se sobreexplota la cuenca quitándole recursos o “desnudándola” de vegetación y trayendo inundaciones en las partes bajas.

#### **2.2.3.2. Partes de una cuenca hidrográfica.**

**CUENCA ALTA:** Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual predomina el fenómeno de la socavación. Es decir que hay aportación de material terreo hacia las partes bajas de la cuenca, visiblemente se ven trazas de erosión.

**CUENCA MEDIA:** Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual medianamente hay un equilibrio entre el material

sólido que llega traído por la corriente y el material que sale. Visiblemente no hay erosión.

**CUENCA BAJA:** Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual el material extraído de la parte alta se deposita.

### **2.2.3.3. Tipos de cuencas hidrográficas.**

Existen tres tipos de cuencas hidrográficas:

- **EXORREICAS:** Avenan sus aguas al mar o al océano.
- **ENDORREICAS:** Desembocan en lagos o lagunas, siempre dentro del continente.
- **ARREICAS:** Las aguas se evaporan o se filtran en el terreno.

Los arroyos, aguadas y cañadones de la meseta central patagónica pertenecen a este tipo, ya que no desaguan en ningún río u otro cuerpo hidrográfico de importancia.

### **2.2.3.4. Funciones de las cuencas hidrográficas.**

- a. Función hidrológica:** Captación de agua de las diferentes fuentes de precipitación para formar el escurrimiento de manantiales, ríos y arroyos. Almacenamiento del agua en sus diferentes formas y tiempos de duración.<sup>7</sup>
- b. Función ecológica:** Provee diversidad de sitios y rutas a lo largo de la cual se llevan a cabo interacciones entre las características de calidad física

---

<sup>7</sup>Reglamento de Organización y Funciones / MINISTERIO DE AGRICULTURA

y química del agua. Provee de hábitat para la flora y fauna que constituyen los elementos biológicos del ecosistema y tienen interacciones entre las características físicas y biológicas del agua.<sup>8</sup>

**c. Función ambiental**

- Constituyen sumideros de CO<sub>2</sub>.
- Alberga bancos de germoplasma.
- Regula la recarga hídrica y los ciclos biogeoquímicos.
- Conserva la biodiversidad.
- Mantiene la integridad y la diversidad de los suelos

**d. Función socioeconómica**

Suministra recursos naturales para el desarrollo de actividades productivas que dan sustento a la población. Provee de un espacio para el desarrollo social y cultural de la sociedad.

## **2.24. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA**

Los parámetros geomorfológicos intentan describir las características de una cuenca en cuanto a su forma y el comportamiento hidrológico de esta unidad de territorio, determinar la influencia que tiene esta

---

<sup>8</sup>Reglamento de Organización y Funciones / MINISTERIO DE AGRICULTURA

respecto a las precipitaciones, condicionando el volumen de escurrimiento y la velocidad de respuesta.<sup>9</sup>

Las características de una cuenca se definen por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se establecerán tres tipos de parámetros geomorfológicos:

- Parámetros de forma
- Parámetros de relieve
- Parámetros relativos a la red hidrográfica.

#### **2.2.4.1. Parámetros de forma.**

##### 2.2.4.1.1. Tamaño de la cuenca

El tamaño de la cuenca se determina por la superficie comprendida dentro del límite o divisoria de aguas; esta influye en el potencial del volumen de escorrentía, proporcionado por la tormenta que cubre el área completa. El área de la cuenca es el elemento básico para el cálculo de las otras características físicas, se expresa en  $km^2$ .<sup>10</sup>

*Tabla 1. Clasificación de cuencas por superficie*

<b>Tamaño de la cuenca <i>km<sup>2</sup></i></b>	<b>Descripción</b>
Menos de 25	Muy Pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia pequeña
500 a 2500	Intermedia grande
2500 a 5000	Grande
5000 a mas	Muy Grande

Fuente: Viramontes-Olivas et al. (2007).

<sup>9</sup> Gámez, 2009; Rodríguez, 2009; Sivilsaca, 2011

<sup>10</sup> Breña y Jacobo, 2006; Allen Bateman, 2007; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011

#### 2.2.4.1.2. Perímetro (P).

El perímetro de la cuenca (P), está definido por la longitud de la línea de división de aguas y que se conoce como el “parte aguas o Divortium Acuarium”, la unidad de medida es en km. El perímetro es de importancia porque junto con el área se describe aproximadamente la forma de la cuenca.<sup>11</sup>

#### 2.2.4.1.3. Longitud del río principal (L)

Es la longitud mayor de recorrido que realiza el río, desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades, hasta un punto fijo de interés, expresado en unidades de longitud.<sup>12</sup>

#### 2.2.4.1.4. Ancho promedio de la cuenca.

Relación entre el área de la cuenca y la longitud del cauce principal, cuya expresión es la siguiente:

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

$A_p$  = Ancho promedio de la cuenca(km).

$A$  = Área de la cuenca ( $km^2$ ).

$L$  = Longitud del cauce principal (km).

---

<sup>11</sup> Breña y Jacobo, 2006; Allen Bateman, 2007; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011

<sup>12</sup> Breña y Jacobo, 2006; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011

#### 2.2.4.1.5. Índice de compacidad (coeficiente de Gravelius).

Constituye la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área es igual a la de un círculo, equivalente al área de la cuenca en estudio. Cuanto más cercano a la unidad sea el coeficiente de compacidad la forma de la cuenca se aproxima a la circular, y entre más alejado de ella, más irregular es su forma. Este parámetro describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración del sistema hidrológico.<sup>13</sup>

$$C_g = 0.28 * \frac{p}{\sqrt{A}}$$

C<sub>g</sub>: Coeficiente de Gravelius.

P: Perímetro de la cuenca en Km.

A: Superficie de la cuenca en km<sup>2</sup>.

Tabla 2. Formas de la Cuenca en relación al coeficiente de compacidad.

Índice C <sub>g</sub>	Forma de la cuenca	Características de la Cuenca
1.00 - 1.25	Compacta o redonda a oval redonda	Cuenca torrencial peligrosa
1.26 - 1.50	Oval redonda a oval oblonga	Presenta peligros torrenciales, pero no iguales a la anterior.
1.51 - 1.75	Oval oblonga a rectangular oblonga	Son las cuencas que tienen menos torrencialidad.

Fuente: Londoño (2001).

#### 2.2.4.1.6. Factor de Forma.

Índice numérico definido por la relación entre la superficie de la cuenca y el cuadrado de su longitud máxima, medida

<sup>13</sup>Breña y Jacobo, 2006; Allen Bateman, 2007; ALA CHRL, 2010; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011

desde la salida hasta el límite de la cabecera del cauce principal, a lo largo de una línea recta. La forma de la cuenca hidrográfica afecta directamente los hidrogramas de esorrentía y las tasas de flujo máximo.<sup>14</sup>

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

Ff: Factor de forma.

A: Área de la cuenca

L: Longitud de cauce principal de la cuenca.

Tabla 3. Valores interpretativos del factor de forma.

Valorizaciones aproximados	Forma de la cuenca
< 0.22	Muy alargada
0.22 – 0.30	Alargada
0.30 – 0.37	Ligeramente alargada
0.37 – 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 – 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 – 0.80	Ensanchada
0.80 – 1.20	Muy ensanchada
>1.20	Rodeando el desagüe

Fuente: Delgadillo y Moreno (2011).

#### 2.2.4.1.7. Relación de Elongación.

Coeficiente adimensional entre el diámetro (D) de un círculo que tenga la misma superficie de la cuenca y la longitud máxima (L) de la cuenca. Expresando el diámetro en función del área de la cuenca (A) queda:

$$R_e = 1.1284 \frac{\sqrt{A}}{L}$$

<sup>14</sup> Ray K. Linsley et al., 1977; Breña y Jacobo, 2006; Allen Bateman, 2007; ALA CHRL, 2010; Gámez, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011; Gaspari et al., 2012

$R_e$ : Relación de Elongación.

A: Área de la cuenca

L: Longitud de cauce principal de la cuenca.

Si  $R_e$  varía entre 0.60 y 1.00; la cuenca presenta una amplia variedad de climas y geologías.  $R_e$  Está fuertemente correlacionado con el relieve de la cuenca, por lo tanto valores cercanos a la unidad son típicos de regiones con relieve bajo,  $R_e$  que varía de 0.60 a 0.80 está asociado a fuertes relieves y pendientes pronunciadas del terreno.<sup>15</sup>

#### **2.2.4.2. Parámetros de relieve.**

La topografía o relieve de una cuenca tiene una gran influencia sobre la respuesta hidrológica de la cuenca, dado que a una mayor pendiente corresponderá un menor tiempo de concentración de las aguas en la red de drenaje y afluentes al curso principal.<sup>16</sup>

##### 2.2.4.2.1. Curva hipsométrica

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca; las elevaciones del terreno en función de las superficies correspondientes. Para su trazo se debe tener en cuenta que sobre la sección de control (altitud mínima de la cuenca), se tiene el cien por ciento de su superficie. Se

---

<sup>15</sup> Campos, 1998; Breña y Jacobo, 2006; ALA CHRL, 2010; Cardona, 2014

<sup>16</sup> Ray K. Linsley et al., 1977; ALA CHRL, 2010; Villón, 2011

ubica en el punto más bajo de la cuenca y se calcula a partir de cada curva de nivel, las áreas acumuladas por encima de ellas, ubicando en la ordenada las cotas de las curvas de nivel consideradas.<sup>17</sup>

En la Grafico 1, se muestra los tipos de curvas Hipsométricas, las cuales están relacionadas con las características fisiográficas de la cuenca, según el tipo de curva se puede definir el ciclo erosivo y la etapa evolutiva en que se encuentra la cuenca.<sup>18</sup>

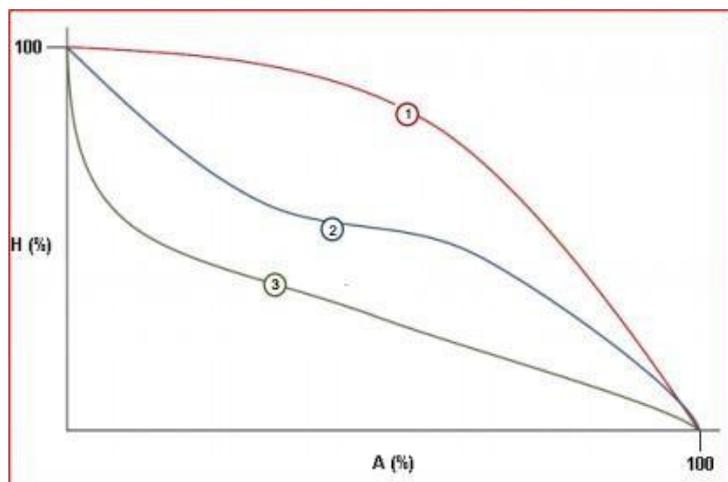


Grafico 1. Curvas Hipsométricas, características del ciclo erosivo y tipo de cuenca.  
Fuente: Campos (1998).

1. Etapa de desequilibrio: Cuenca geológicamente Joven.
2. Etapa de Equilibrio, Cuenca geológicamente madura, cuenca pie de montaña.
3. Cuenca erosionada, Cuenca de valle.

<sup>17</sup> Ray K. Linsley et al., 1977; ALA CHRL, 2010; Villón, 2011

<sup>18</sup> Campos, 1998; Salas Aguilar et al. 2011; Fernández, 2015; Benítez, 2016

#### 2.2.4.2.2. Elevación media.

Tiene influencia fundamental en el régimen hidrológico, principalmente en zonas montañosas donde influye en el escurrimiento y otros elementos que afectan el régimen hidrológico, como el tipo de precipitación, la temperatura, etc. Por otra parte, a alturas mayores, debido al descenso de las temperaturas, se produce una disminución general de la evapotranspiración potencial.<sup>19</sup>

La altitud media de las cuencas se obtiene mediante la relación:

$$E_m = \frac{\sum h_i * A_i}{A}$$

$A_i$ : Áreas comprendidas entre curvas de nivel consecutivas.

$h_i$ : Elevación media del área  $i$ , delimitada entre dos curvas de nivel.

$A$ : Área total de la cuenca.

#### 2.2.4.2.3. Rectángulo equivalente.

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar la cuenca, en su forma heterogénea, en la forma de un rectángulo, que tiene la misma área e igual índice de compacidad de Gravelius, igual distribución de alturas (curva

---

<sup>19</sup>Campos, 1998; Londoño, 2001; Gámez, 2009; ALACHRL, 2010

hipsométrica), e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de cobertura.<sup>20</sup>

Para el cálculo del rectángulo equivalente se parte del perímetro, del área y del índice de compacidad; se determinan los valores de los dos lados del rectángulo que resultan de las expresiones:

$$L = \frac{C_g \sqrt{A}}{1.12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{C_g} \right)^2} \right)$$

$$l = \frac{C_g \sqrt{A}}{1.12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{C_g} \right)^2} \right)$$

Lm: Longitud del lado mayor del rectángulo.

l: Longitud del lado menor del rectángulo.

Cg: Coeficiente de Gravelius.

A: Área de la cuenca ( $km^2$ ).

#### 2.2.4.2.4. Índice de pendiente.

El índice de pendiente representa la pendiente promedio de todas las áreas elementales de la cuenca. Con este valor se puede establecer el tipo de granulometría que se encuentra en el cauce. Así mismo es importante para el estudio de la infiltración, recarga de acuíferos y clasificación de cuencas.<sup>21</sup>

<sup>20</sup> Londoño, 2001; ALA CHRL, 2010; Villón, 2011

<sup>21</sup> Villodas, 2008; Cahuana y Yugar, 2009; Fattorelli y Fernández, 2011

El índice suele calcularse partiendo del rectángulo equivalente, mediante la expresión:

$$I_p = \frac{\sum_{i=2}^n \beta_i (a_i - a_{i-1}) x}{L_m}$$

$I_p$ : Índice de pendiente

$n$ : Número de curvas de nivel existentes en el rectángulo.

$a_i$ : Cotas de las  $n$  curvas de nivel consideradas.

$\beta_i$ : Fracción de la superficie total de la cuenca, comprendida entre las cotas  $a_i - a_{i-1}$

$L_m$ : Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente.

#### 2.2.4.2.5. Pendiente media de la cuenca.

Este parámetro está relacionado con el comportamiento hidráulico del drenaje de la cuenca, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas, juega un papel importante en la forma del hidrograma. Su influencia se acopla a la longitud de la corriente.<sup>22</sup>

El valor de la pendiente media permite clasificar el relieve de la cuenca:

<sup>22</sup> Gámez, 2009; Fattorelli y Fernández, 2011; Lux Cardona, 2014; Ibáñez et al. 2015

Tabla 4. Clasificación de la cuenca por pendiente.

Pendiente (%)	Tipo de terreno
0 - 2	Plano
2 - 5	Suave
5 - 10	Accidentado medio
10 - 15	Accidentado
15 - 25	Fuertemente accidentado
25 - 50	Escarpado
> 50	Muy escarpado

Fuente: Gámez (2009).

#### 2.2.4.2.6. Coeficiente de Fournier o coeficiente de masividad.

Es un coeficiente relacionado con la erosión en la cuenca, permite diferenciar netamente cuencas de igual altura media y relieve diferente.

$$T = \frac{E_m}{A}$$

$E_m$ : Altura media de la cuenca en m.

A: Superficie de la cuenca en  $km^2$ .

Tabla 5. Clases de valores de masividad

Rangos de T	Clases de masividad
0-35	Muy Montañosa
35-70	Montañosa
70-105	Moderadamente montañosa

Fuente: Gámez (2009).

#### 2.2.4.3. **Parámetros relativos a la red hidrográfica.**

##### 2.2.4.3.1. Tipo de corriente.

Las corrientes se pueden clasificar según el tipo de escurrimiento, el cual se relaciona con las características y condiciones climáticas de la cuenca.<sup>23</sup>

<sup>23</sup> Campos, 1992; Gámez, 2009; ALA CHRL 2010

- **Corrientes efímeras.-** Conducen agua cuando llueve e inmediatamente después, es decir sólo capta escurrimiento o Flujo Superficial.
- **Corrientes intermitentes.-** Conducen agua la mayor parte del tiempo, principalmente en la época de lluvias, se secan en épocas de estiaje.
- **Corrientes perennes.-** Conducen agua todo el tiempo, en épocas de estiaje son abastecidas por las aguas subterráneas.

#### 2.2.4.3.2. Numero de Orden de un cauce.

Es el grado de ramificación de la red de drenaje de la cuenca, a mayor número de orden, es mayor el potencial erosivo, mayor el transporte de sedimentos, más rápida será la respuesta de la cuenca frente a una tormenta, evacuando el agua en menos tiempo.

#### **Sistema de Strahler.**

- Todos los cauces serán tributarios, aun cuando las nacientes sean ríos principales.
- El río en este sistema no mantiene el mismo orden en toda su extensión.
- El orden de una cuenca hidrográfica está dado por el número de orden del cauce principal.

Esto implica atribuir mayor orden al río principal, considerando esta designación en toda su longitud, desde la salida de la cuenca hasta sus nacientes.

#### 2.2.4.3.3. Densidad de drenaje.

Indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua (efímeros, intermitentes o perennes de una cuenca) y el área total de la misma (A).

Importante indicador relacionado con la cantidad de precipitaciones, la forma del terreno y el grado de erosión que puede tener la cuenca en función de los factores geológicos, topográficos, de vegetación y de tipo de suelo.<sup>24</sup>

$$D_d = \frac{L_t}{A} \left( \frac{km}{km^2} \right)$$

$L_t$ : Suma de longitudes de todos los tributarios (incluye cauce principal) (Km)

A: Área de la cuenca (Km.)

#### 2.2.4.3.4. Pendiente media del cauce.

La pendiente del cauce tiene influencia sobre la velocidad de flujo, y en la duración de subida o en la duración total de las avenidas, juega un papel importante en la forma del hidrograma.

---

<sup>24</sup> Ray K. Linsley et al., 1977; Londoño, 2001; ALA CHRL, 2010; Fattorelli y Fernández, 2011; Villón, 2011

Indica el aspecto de la variación de algunas características físicas, químicas y biológicas de las aguas.<sup>25</sup>

Método de los valores extremos. Para determinar la pendiente media del Cauce (S), es necesario conocer la diferencia de nivel entre la cabecera del cauce y su desembocadura ( $\Delta H$ ), o cualquier otro punto o sección considerada, y la longitud de la corriente (L).

$$S = \frac{\Delta H}{L}$$

S: Pendiente media del cauce principal (m/m).

L: Longitud del cauce principal (km).

$\Delta H$ : Diferencia de nivel entre la cabecera del cauce y la desembocadura del mismo.

## **2.2.5. INUNDACIÓN**

Es la ocupación por el agua de zonas o áreas que en condiciones normales se encuentran secas. Se producen debido al efecto del ascenso temporal del nivel del río. En cierta medida, las inundaciones pueden ser eventos controlables por el hombre, dependiendo del uso de la tierra cercana a las causas de los ríos.

---

<sup>25</sup> Londoño, 2001; Breña y Jacobo, 2006; ALA CHRL, 2010

### **2.2.5.1. Causas de las inundaciones.**

#### 2.2.5.1.1. Causas naturales.

##### **METEOROLÓGICAS**

Las grandes lluvias son la causa natural principal de inundaciones, pero además hay otros factores importantes, entre ellos se encuentran:

- **Exceso de precipitación:** Los temporales de lluvias son el origen principal de las avenidas. Cuando el terreno no puede absorber o almacenar toda el agua que cae esta resbala por la superficie (escorrentía) y sube el nivel de los ríos.

##### **NO METEOROLÓGICAS**

Invasión del mar, deshielo.

#### 2.2.5.1.2. Causas no naturales.

**a. ROTURA DE PRESAS:** Cuando se rompe una presa toda el agua almacenada en el embalse es liberada bruscamente y se forman grandes inundaciones muy peligrosas.

**b. ACTIVIDADES HUMANAS:** Los efectos de las inundaciones se ven agravados por algunas actividades humanas como, por ejemplo:

- Al asfaltar cada vez mayores superficies se impermeabiliza el suelo, lo que impide que el agua se desborda por la tierra y facilita el que con

gran rapidez las aguas lleguen a los cauces de los ríos a través de desagües y cunetas.

- Las canalizaciones solucionan los problemas de inundación en algunos tramos del río, pero lo agravan en otros a los que el agua llega mucho más rápidamente.
- La ocupación de los cauces por construcciones reduce la sección útil para evacuar el agua y reduce la capacidad de la llanura de inundación del río.
- La consecuencia es que las aguas suben a un nivel más alto y que llega mayor cantidad de agua a los siguientes tramos del río, porque no ha podido ser embalsada por la llanura de inundación, provocando mayores desbordamientos.

#### 2.2.5.1.3. Causas mixtas.

En algunas ocasiones puede producirse una inundación por la rotura de una obra hidráulica, por causas meteorológicas.

#### **2.2.5.2. Tipos de inundaciones.**

Las inundaciones pueden clasificarse de acuerdo con:

##### 2.2.5.2.1. Por el tiempo de duración.

Estas pueden ser:

- a. Inundaciones muy rápidas producidas por lluvia de intensidad muy fuerte (superior a 180 mm/h) pero muy cortas (menos de 1 hora). La cantidad de lluvia totalizada no supera los 80 mm. Usualmente producen inundaciones locales en las ciudades y pueblos (inundaciones de plazas, garajes, sótanos, etc., debido a problemas de drenaje) o en pequeñas cuencas con mucha pendiente, produciéndose las llamadas inundaciones súbitas.
- b. Inundaciones producidas por lluvia de intensidad fuerte o moderada (superior a 60 mm/h) y duración inferior a 72 horas. Cuando estas lluvias afectan los ríos con mucha pendiente o con mucho transporte sólido, las inundaciones pueden ser catastróficas. Es posible distinguir entre dos categorías:
- Inundaciones catastróficas producidas por lluvias de fuerte intensidad durante dos o tres horas, y una duración total del episodio inferior a 24 horas.
  - Las inundaciones catastróficas producidas por lluvias de intensidad fuerte y moderada durante dos o tres días.

#### 2.2.5.2.2. Según el origen que genere.

- **PLUVIALES (POR EXCESO DE LLUVIA):** Ocurren cuando el agua de lluvia satura la capacidad del terreno y no puede ser drenada, acumulándose por horas o días sobre el terreno.
- **FLUVIALES (POR DESBORDAMIENTO DE RÍOS):** La causa de los desbordamientos de los ríos y los arroyos hay que atribuirlos en primera instancia a un excedente de agua, igual que la sequía se atribuye al efecto contrario, la carencia de recursos hídricos. El aumento brusco del volumen de agua que un lecho o cauce es capaz de transportar sin desbordarse produce lo que se denomina como avenida o riada. Una avenida es el paso por tramos de un río, de caudales superiores a los normales, que dan lugar a elevaciones de los niveles de agua.

#### 2.2.5.2.3. Protección contra inundaciones.

La protección contra las inundaciones incluye, tanto las medidas estructurales, como las no estructurales, que dan protección o reducen los riesgos de inundación.

- **LAS MEDIDAS ESTRUCTURALES:** Incluyen las represas y reservorios, modificaciones a los canales de los ríos, diques y riberos, depresiones para desbordamiento, cauces de

alivio y obras de drenaje. Para controlar las inundaciones, en riberos y mejoramiento al canal, incrementan la capacidad del río, aumentan su velocidad de flujo, o logran los dos efectos, simultáneamente.

Las modificaciones al canal que se pueden realizar son: dragarlo para que sea más ancho o profundo, limpiar la vegetación u otros residuos, emparejar el lecho o las paredes, o enderezarlo; todo esto ayuda a aumentar la velocidad del agua que pasa por el sistema, e impedir las inundaciones.

Al enderezar el canal, eliminando los meandros, se reduce el riesgo de que el agua rompa la orilla del río en la parte exterior de las curvas, donde la corriente es más rápida y el nivel es más alto.

- **LAS MEDIDAS NO ESTRUCTURALES:**

Consiste en el control del uso de los terrenos aluviales mediante zonificación, los reglamentos para su uso, las ordenanzas sanitarias y de construcción, y la reglamentación del uso de la tierra de las cuencas hidrográficas.

Las medidas no estructurales para controlar las inundaciones tienen el objetivo de prohibir o regular el desarrollo de la zona aluvial, o la cuenca hidrográfica, o proteger las estructuras existentes, a fin de reducir la posibilidad de que sufran pérdidas debido a la inundación. Al igual que toda medida preventiva, son menos costosas que el tratamiento (es decir, la instalación de las medidas estructurales necesarias para controlar las inundaciones).

Esencialmente, las medidas no estructurales son beneficiosas, porque no tratan de regular el modelo natural de inundación del río. La filosofía actual de muchos planificadores y fomentadores de políticas es que es mejor mantener los terrenos aluviales sin desarrollo, como áreas naturales de desbordamiento. Sin embargo, si existe desarrollo en la zona aluvial, se deberá utilizar control no estructural, juntamente con las medidas estructurales. Las medidas no estructurales pueden ser efectivas en el grado en que el gobierno sea capaz de diseñar e implementar el uso adecuado del terreno.

## 2.2.6. DEFENSAS RIBEREÑAS

Las defensas ribereñas son estructuras construidas para proteger de las crecidas de los ríos las áreas aledañas a estos cursos de agua.

La protección contra las inundaciones incluye tanto los medios estructurales como los no estructurales, que dan protección o reducen los riesgos de inundación.

Las medidas estructurales incluyen las represas y reservorios, modificaciones a los canales de los ríos por otros más amplios, defensas ribereñas, depresiones para desbordamiento, cauces de alivio, obras de drenaje y el mantenimiento y limpieza de los mismos, para evitar que se obstruyan.

Las medidas no estructurales consisten en el control del uso de los terrenos aluviales mediante zonificación, los reglamentos para su uso, las ordenanzas sanitarias y de construcción y la reglamentación del uso de la tierra de las cuencas hidrográficas, a fin de no ocupar los cauces y terrenos aluviales de ríos y ramblas con edificaciones o barreras.<sup>26</sup>

**a. Antecedentes topográficos y geomorfológicos:** Para esto se requiere de estudios realizados de levantamiento Aero fotogramétrico y planos topográficos. El estudio geomorfológico caracteriza el suelo determina su composición, granulometría y grado de compactación. Este estudio junto con el hidrológico

---

<sup>26</sup> Manual sobre Impactos Ambientales / Protección sobre Inundaciones

permitirá determinar los principales parámetros de escurrimiento, velocidad y niveles, para los diferentes caudales.

- b. Áreas de inundación:** Las verificaciones hidráulicas teóricas, permiten realizar el pronóstico de los ejes hidráulicos bajo diferentes condiciones de caudales. Se deberá delimitar las posibles áreas de inundaciones en el sector de interés, asociando los períodos de recurrencia de los eventos señalados en el análisis hidrológico con las probabilidades de ocurrencia de estos.
- c. Diagnóstico:** Basado en los antecedentes recopilados en la etapa anterior, se deberá realizar un acabado diagnóstico de las condiciones actuales del cauce, describiendo el origen del problema que se desea solucionar.
- d. Optimización de la situación actual:** Esta corresponde a pequeñas inversiones o trabajos que eventualmente podrían mejorar la situación actual o sin proyecto. En general, obras de limpieza y rectificación de cauces pueden constituir un mejoramiento de la situación actual.
- e. Alternativas de proyectos:** En función de los daños que se pretende evitar, se debe plantear la mayor cantidad de alternativas técnicas que den solución al problema. Se plantean soluciones para eliminar los puntos de estrechamiento de cauces, regularización de riberas para mejorar su rugosidad, ampliación general del lecho, construcción de defensas en sectores externos al cauce con el fin de limitar las zonas de inundación, canalización, revestimiento de cauces, dar un nuevo trazado al cauce para dar

descarga en otros sectores posibilitando deprimir el eje hidráulico, etc.

**f. Presentación de alternativas:** En general, corresponde en esta etapa utilizar criterios técnicos que restrinjan la materialización física de algunas alternativas. La construcción de defensas costeras es una estrategia recurrente para la protección de obras civiles, bienes e infraestructura de servicios en áreas de riesgo hídrico, sin embargo, toda defensa en sí misma encierra una paradoja dado que al incrementar la altura del terraplén se protege una mayor superficie, aunque ante un eventual colapso la destrucción es proporcional a su altura. Definir la altura más adecuada para la defensa costera puede resultar incompleta, si solo se contemplan los componentes técnicos, físicos y de materiales de la obra. Un aspecto relevante y significativo es el relacionado al ámbito de protección de la estructura en términos productivos. Las obras de defensa ribereña estarán sometidas a diferentes efectos en mayor o menor grado según se presenten las condiciones hidráulicas y la naturaleza del terreno de fundación.

Estos efectos son:

- Deformabilidad y resistencia de la fundación.
- Posibilidad de la socavación de la base.
- Estabilidad.
- Efecto abrasivo por transporte de material de fondo.
- Empuje de tierras detrás de la estructura.

Por otra parte, las obras además de ser eficiente deben ser económicas, para lo cual se considera los siguientes factores:

- Disponibilidad y costo de materiales de construcción.
- Costo de construcción.
- Costo de mantenimiento.
- Durabilidad de las obras.
- Condiciones constructivas.
- Correspondencia con obras colindantes.

La forma y el material empleado en su construcción varía, fundamentalmente en función de:

- Los materiales disponibles localmente.
- El tipo de uso que se da a las áreas aledañas.

Generalmente en áreas rurales se usan diques de tierra, mientras que en áreas urbanas se utilizan diques de hormigón.

#### **2.2.6.1. Clasificación de los tipos de defensa.**

Entre los tipos de obras que se han seleccionado, se tiene los de tipo flexible y los de tipo rígido.

##### **2.2.6.1.1. Obras de tipo flexible.**

Cuando los suelos ofrecen importantes deformaciones:

- a. MUROS DE GAVIONES:** Son paralelepípedos rectangulares contruidos a base de un tejido de alambre de acero, el cual lleva tratamientos

especiales de protección como la galvanización y la plastificación.<sup>27</sup>

Se colocan a pie de obra desarmados y luego de piedra de canto rodado o piedra chancada con determinado tamaño y peso específico, este material permite emplear sistemas constructivos sencillos, flexibles, versátiles, económicos y que puedan integrarse extremadamente valida desde el punto de vista técnico para construir muros de contención en cualquier ambiente, clima y estación.

Tales estructuras son eficientes, no necesitando mano de obra especializada o medio mecánicos particulares, a menudo las piedras para el relleno se encuentran en las cercanías. Tiene la ventaja de tolerar grandes deformaciones sin perder resistencia.

Esta disposición forma una malla de abertura hexagonal unida por triple torsión para formar un espacio rellenable de manera que cualquier rotura puntual del alambre no despeja la malla. El enrejado hace que las piedras se deslicen entre la misma y el terreno, impidiendo una caída brusca, o simplemente que quede sujetas in deslizarse.

---

<sup>27</sup> [https://es.slideshare.net/ Kevin Vásquez](https://es.slideshare.net/KevinVásquez)

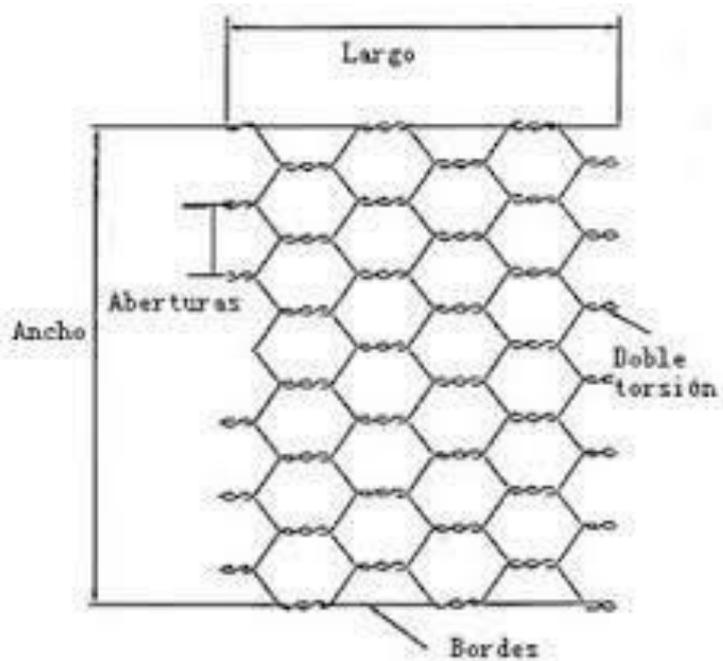


Ilustración 7. Abertura Hexagonal del Alambre  
Fuente: Manual de Impactos Ambientales

Principales características de las estructuras de

Gavión:

- Flexibilidad.
- Permeabilidad.
- Versatilidad.
- Economía.
- Estética.

Los Muros de Gaviones tienen diferentes usos, entre ellos tenemos:

- b. MUROS DE CONTENCIÓN:** Los muros de Gaviones están diseñados para mantener una diferencia en los niveles de suelo en sus dos lados constituyendo un grupo importante de elementos de soporte y protección cuando se localiza en lechos de ríos.

- c. **CONSERVACIÓN DE SUELOS:** La erosión hídrica acelerada es considerada sumamente perjudicial para los suelos, pues debido a este fenómeno, grandes superficies de suelos fértiles se pierden; ya que el material sólido que se desprende en las partes media y alta de la cuenca provoca el azolvamiento de la infraestructura hidráulica, eléctrica, agrícola y de comunicaciones que existe en la parte baja.
- d. **CONTROL DE RÍOS:** En ríos, el gavión acelera el estado de equilibrio del cauce. Evitar erosiones, transporte de materiales y derrumbamientos de márgenes, además el gavión controla crecientes protegiendo valles y poblaciones contra inundaciones.
- e. **APOYO Y PROTECCIÓN DE PUENTES:** En los estribos de puentes, se pueden utilizar gaviones tipo caja, tipo saco y tipo colchón combinados o individualmente, logrando gran resistencia a las cargas previstas.

#### 2.2.6.1.2. Obras de tipo rígido.

- i. **PANTALLA DE CONCRETO ARMADO:** El término “pantalla de concreto” se refiere a un muro de

concreto continuo, construido desde la superficie del terreno, antes de ejecutar la excavación

El tipo más común de pantallas de concreto es una construcción vaciada en sitio con acero de refuerzo en secciones de 3 a 6 m de longitud<sup>28</sup>.

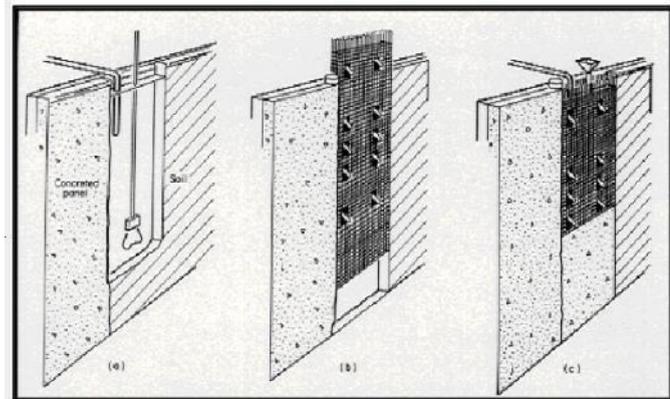
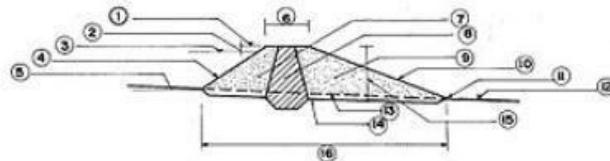


Ilustración 8. Gavión Tipo Saco  
Fuente: Libro de diseño hidráulico

#### PRINCIPALES PARTES DE UN DIQUE



- 1 CORONAMIENTO
- 2 BORDE LIBRE
- 3 N.A. DE PROYECTO
- 4 TALUD DE AGUAS ARRIBA
- 5 NIVEL DEL TERRENO AGUAS ARRIBA
- 6 CORONA
- 7 CUERPO DE APOYO AGUAS ARRIBA
- 8 NUCLEO IMPERMEABLE
- 9 CUERPO DE APOYO AGUAS ABAJO
- 10 TALUD DEL LADO DE AGUAS ABAJO
- 11 UÑA
- 12 NIVEL DEL TERRENO DEL LADO PROTEGIDO
- 13 NIVEL DEL TERRENO ORIGINAL
- 14 NIVEL DE FUNDACION
- 15 ALTURA DEL DIQUE
- 16 ANCHO DE LA BASE

Ilustración 9. Partes de un Dique  
Fuente: Pagina web

<sup>28</sup> <https://apuntesingenierocivil.blogspot.com/ApuntesdeIngenieriaCivil>

ii. **DIQUE:** Un dique es una construcción para evitar el paso del agua. Puede ser natural o construido por el hombre; de tierra, mampostería de piedra, u hormigón; y tanto paralelo como perpendicular al curso de un río o al borde del mar.<sup>29</sup>

#### **2.2.6.2. Dist. Que se deben colocar las protecciones.**

A diferencia de una obra hidráulica típica, el lugar de emplazamiento de la obra de protección no se puede elegir, su ubicación queda totalmente limitada al lugar donde se encuentra su cabecera en el momento de realizar la obra. En general esta ubicación coincide con suelos de baja calidad, en cuanto a su capacidad soporte y resistencia a la erosión hídrica.

Para poder realizar in dimensionamiento de defensas ribereñas, primero se debe realizar un estudio hidrológico para poder analizar el caudal y posteriormente la altura del pelo del agua y a que distancia que debe construir la protección, ya que son elementos básicos para la determinación de las dimensiones.

El estudio hidrológico tiene por objeto el mejor ajuste, con los datos existentes a esa fecha a través las funciones de distribución más aceptadas que permitan conocer el

---

<sup>29</sup> <https://apuntesingenierocivil.blogspot.com> /ApuntesdeIngenieriaCivil

margen de error disponible de cada uno con el objeto último de brindar una herramienta a los tomadores de decisión. Con dichos resultados es posible la adopción de la altura de coronamiento de defensa costera.

Es importante señalar que tanto la altura como la distancia cumplen un papel importante para el diseño de estas obras, ya que van a depender principalmente del caudal. La altura es compensada con la distancia, ya que las protecciones costeras no deben ser tan altas, por normas de seguridad y por falta de estética a la construcción.

Se recomienda que las defensas ribereñas, no se deben colocar tan cerca a los cursos de agua, ya que estos terrenos aluviales son productivos, porque la inundación los hace así; ésta remueve la humedad del suelo, y deposita limos en las tierras aluviales fértiles.

En las zonas áridas, posiblemente sea la única fuente de riego natural, o de enriquecimiento del suelo. Al reducir o eliminar las inundaciones, existe el potencial de empobrecer la agricultura de los terrenos aluviales (recesión), su vegetación natural, las poblaciones de fauna y ganado y, la pesca del río y de la zona aluvial, que se han adaptado a los ciclos naturales de inundación.

Es por esta razón que estas obras pueden ser efectivas para el área particular que se va a defender, pero cambian el Régimen natural del flujo y tienen efectos sobre áreas

aledañas, los cuales deben ser analizados antes de construir las obras.

### **2.2.6.3. *Materiales para utilizar para las defensas.***

Cuando se va a construir una defensa se debe considerar muchos factores, uno de los más importantes es el material para utilizar, el cual se debe seleccionar el tipo que mejor vaya con los resultados deseados y cumplan con las propiedades de resistividad, impermeabilidad y durabilidad a la intemperie.

Además, estos materiales se deben integrar al resto de los componentes para proporcionar estética a la construcción.

#### **1. Los materiales de uso frecuente en este tipo de obras son los siguientes:**

- Concreto: ciclópeo, simple o reforzado.
- Gaviones, colchonetas.
- Piedra suelta, piedra pegada.
- Tablestacas metálicas o de madera.
- Pilotes metálicos, de concreto o de madera.
- Bolsacretos, sacos de suelo – cemento, sacos de arena.
- Fajinas de guadua.
- Elementos prefabricados de concreto: Bloques, Exápodos, etc.

## 2. Materiales empleados para los muros de gaviones:

- **LA ROCA:** Las piedras a ser usadas para el relleno de los gaviones deberán tener suficientes resistencias para soportar sin romperse las solicitaciones a que estarán sometidas después de colocadas en la obra, pueden ser piedra de canto rodado o piedra chancada con determinado tamaño y peso específico, se recomienda evitar la utilización de fragmentos de lutita, arcilloita o pizarra, al menos que cumplan con los parámetros de resistencia y durabilidad por lo general estas piedras para el relleno se encuentran en las cercanías.

En cuanto al tamaño máximo de estas piedras, debe estar entre 0.1 y 0.3 m.



Ilustración 10. Cantos Rodados

Fuente: Libro de diseño estructural de defensa ribereña

Los fragmentos más pequeños se deben colocar en la parte central del gavión y los fragmentos más grandes deben quedar dispuestos en contacto con la canasta.

- **MALLAS:** La malla está constituida por una red tejida de forma hexagonal obtenida de entrecruzar dos hilos de alambre por tres medios giros (doble torsión), de acuerdo con las especificaciones NBR 10514 y ASTM 9755, Debido a que las estructuras están sometidas a tensiones producidas por asentamientos diferenciales del terreno, empujes externos, entre otros, no se recomienda utilizar gaviones con aberturas de malla mayores a 8 x 10 cm.

Una abertura de malla mayor reduciría el área de acero de los gaviones y provocaría, en consecuencia, el debilitamiento de la estructura.

Experiencias de campo han demostrado que el rango de aberturas de las mallas (a x b en la figura 13) deben ser de 8 x 10 cm para las cajas y 6 x 8 cm para los colchones.

Esta menor abertura para los colchones se debe a que como estos están, generalmente, ubicados en contacto con agua y sólidos que arrastran los ríos, deben resistir las exigencias físicas y mecánicas como el impacto, la tracción y la abrasión <sup>30</sup>

---

<sup>30</sup> Maccaferri / Gaviones y otras soluciones en Mallas

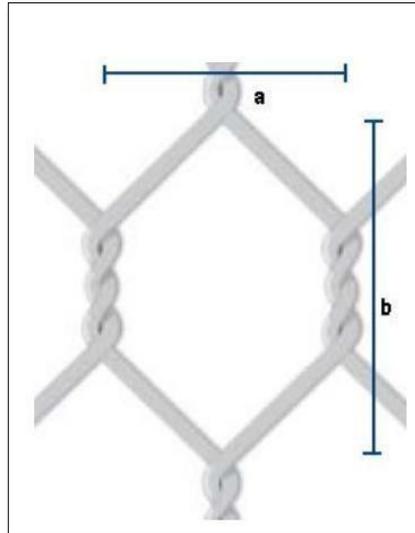


Ilustración 11. Abertura de la malla  
 Fuente: Libro de diseño estructural de defensa ribereña

- **ALAMBRE:** Todas las aristas del gavión desdoblado, inclusive el lado superior de los laterales y de los diafragmas, deben ser de mayor diámetro que el de la malla, para que estos proporcionen mayor resistencia y consistencia a la unidad. La unión entre el alambre de borde y la malla debe tener una resistencia mínima de  $11.7 \text{ kN/m}^5$ , Los diámetros usados se muestran a continuación.
- **LADRILLOS:** Es considerado como uno de los mejores terminados, ya que ofrece muchas ventajas. Es muy agradable a la vista, durable, resistente al fuego y al paso del tiempo. Se puede encontrar casi en cualquier parte, existente muchas variedades para escoger y de costo accesible.
- **BLOQUES DE CEMENTO PREFABRICADOS:** Muy resistente sobre todo a la intemperie por el interior de

los muros. Aunque de apariencia no tan agradable como el ladrillo se puede encontrar en diversos colores, texturas y terminados. Pueden ser de arcilla cocida, de concreto, o de material sílico-calcáreo, con ancho de 10, 15 o 20 cm, longitud de 20, 30 o 40 cm y altura de 10, 15 o 20 cm. Estas dimensiones están dadas con el objeto de modular los muros y sus uniones.

- **PIEDRAS TALLADAS EN FORMAS REGULARES:**

La piedra es otra alternativa atractiva, aunque costosa.

Desafortunadamente en la piedra no existe la misma disponibilidad que en el ladrillo, ya que no todos los tipos de piedra son funcionales en un trabajo de albañilería. Algunas son muy suaves y otras son muy porosas, de cualquier manera, hay otras alternativas que no son tan costosas. La más usada es la caliza en forma de laja por sus características.

- **MORTEROS DE CEMENTO:** Antiguamente se utilizaba el barro, al cual se le añadían otros elementos naturales como paja, y en algunas zonas rurales excrementos de vaca y caballo, pero hoy en día, para unir las piezas se utiliza generalmente una argamasa o mortero de cemento y arena con la adición de una cantidad conveniente de agua, donde

adquieren rápidamente la apariencia de muro de gran firmeza.

- **MORTEROS DE CAL:** Este tipo de morteros no se caracterizan por su gran resistencia, sino por su plasticidad, color, y porque se trabaja con facilidad. Las juntas hechas con este tipo de mortero, durante los primeros años absorben, poco a poco, las dilataciones de los tabiques suave de barro al saturarse, haciendo más firme del muro.

### 2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- i. **Cauce:** Cauce o lecho fluvial es la parte del fondo de un valle por donde discurren las aguas en su curso.
- ii. **Estación Total:** Instrumento que integra en un sólo equipo las funciones realizadas por el teodolito electrónico, un medidor electrónico de distancias y un microprocesador para realizar los cálculos que sean necesarios para determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno.<sup>31</sup>
- iii. **Estaciones pluviométricas:** Lugar destinado al registro y obtención de datos de precipitación que se presenta en la zona, para ello se cuenta con un pluviómetro.<sup>32</sup>
- iv. **Hidrogramas:** Es la representación gráfica que muestra la tasa de flujo como función del tiempo en un lugar dado de la corriente

---

<sup>31</sup> Torres y Villate, 2001; Méndez, 2008; Pachas, 2009

<sup>32</sup> Chereque, 2010; MTC, 2011

- v. **Hietogramas de precipitación:** Es un gráfico de forma escalonada que representa la variación de la intensidad de la tormenta, en el transcurso de esta expresada en minutos u horas.<sup>33</sup>
- vi. **Levantamiento topográfico:** Desde el punto de vista hidrográfico, el levantamiento topográfico radica en un conjunto de actividades realizadas en campo, con el propósito de describir la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra, la composición de aquellas partes de la superficie de la tierra.<sup>34</sup>
- vii. **Intensidad de precipitación:** Altura máxima de agua caída por unidad de tiempo, varía ampliamente en el tiempo y en el espacio.<sup>35</sup>
- viii. **Red de drenaje:** Son las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella.
- ix. **Secciones transversales:** La sección transversal es un corte vertical normal al alineamiento horizontal o eje de un cauce, el cual permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman el lecho.
- x. **Área Urbana y Rural:** Área urbana o centro poblado urbano es aquel que tiene como mínimo 100 viviendas agrupadas contiguamente (en promedio 500 habitantes).<sup>36</sup>

## 2.4. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS

### 2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

La determinación mediante el comportamiento hidráulico el nivel de vulnerabilidad de riesgo de inundación y huaico en la zona aledañas

---

<sup>33</sup> Villón, 2011

<sup>34</sup> Méndez, 2008; Pachas, 2009

<sup>35</sup> Ponce, 1994; Villón, 2011

<sup>36</sup> INEI, 1993

al Rio Acopalca, mediante la simulación hidráulica permitirá precisar la ubicación y diseño adecuado de la defensa ribereña.

## 2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- El diseño apropiado de la defensa ribereña permitirá evitar el desborde del rio Acopalca.
- El cálculo de los niveles máximos que alcanzaría para caudales de diseño y tiempos de retorno 10, 25, 50 años, permitirá determinar las secciones más adecuadas, para que puedan soportar estos caudales.
- La capacidad hidráulica del cauce del rio Acopalca, simulando el incremento paulatino de las avenidas, permitirá determinar la capacidad máxima, hasta el momento de inundación.

## 2.5. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

### 2.5.1. VARIABLES INDEPENDIENTES

- Nivel de vulnerabilidad

### 2.5.2. VARIABLES DEPENDIENTES

- Riesgo de inundación y huaicos

## 2.6. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES E INDICADORES

*Tabla 6. Operatividad de las Variables*

VARIABLE		INDICADORES	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Independientes	Nivel de vulnerabilidad	Viviendas damnificadas Vías de acceso damnificadas Área Agrícola damnificadas	Evaluación
Dependientes	Riesgo de inundación y huaicos	Margen Izquierdo Margen Derecho	Evaluación

Fuente: Elaboración Propia

## **CAPÍTULO III**

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

#### **3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN**

La metodología para seguir es:

- Descriptiva porque Comprende el proceso de identificación, descripción y caracterización de los parámetros morfométricos de forma, relieve y relativos al drenaje del río Acopalca.
- Cuantitativo, porque se van a desarrollar cálculos estadísticos, todos los datos de la variable son numéricos y calculados.
- Aplicada, por porque se desarrolla y profundiza el estudio Hidrológico e Hidráulico del río Acopalca, a través de la aplicación de teorías en Hidrología, Hidráulica Fluvial.

### **3.1.1. NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

En general el estudio fue DESCRIPTIVO, no experimental y de corte transversal es descriptivo porque describe la realidad sin alterar su condición.

### **3.2. MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN**

El desarrollo de la tesis será de carácter descriptivo y referencial, para lo cual se investigará una amplia bibliografía existente relacionada al tema de la presente investigación.

### **3.3. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

El diseño de la presente investigación es No Experimental, transaccional ya que en esta investigación se recolectarán datos en un solo momento y en un tiempo único.

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 Acopalca. Para en el futuro su protección del centro poblado de Acopalca y así evitar la inundación.

De acuerdo con el tipo de fuente de recolección de datos Prolectiva, la recolección va a ser primaria mediante libros, fuentes de internet o investigaciones ya relacionadas. De acuerdo con la evolución del fenómeno estudiado es Transversal, el análisis y/o estudio como: levantamiento topográfico, datos meteorológicos, los datos se realiza una sola vez en el momento más crítico.

### **3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA**

#### **3.4.1. POBLACIÓN**

Se ha considerado como población al área de influencia directa e indirecta, en la franja más susceptible a inundaciones del río Acopalca.

#### **3.4.2. MUESTRA**

La muestra de la presente investigación es representada por la cuenca del río Acopalca.

El método de muestreo de la presente investigación es NO PROBABILÍSTICA. Debido a que no depende de la probabilidad, sino de causas relacionadas con las características de las variables.

### **3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

#### **3.5.1. TÉCNICAS**

De acuerdo con el tipo de fuente de recolección de datos Prolectiva, la recolección va a ser primaria mediante libros, fuentes de internet o investigaciones ya relacionadas. De acuerdo con la evolución del fenómeno estudiado es Transversal, el análisis y/o estudio como:

- Levantamiento topográfico.
- Datos meteorológicos.
- Los datos se realizan una sola vez en el momento más crítico.

#### **3.5.2. INSTRUMENTOS**

Los libros y documentos consultados se encuentran indicados en la bibliografía de referencias presentadas al final de esta investigación.

## **I. Equipos Básicos de Ingeniería**

Se refiere al conjunto de equipos de oficina los cuales son:

- Computadora personal.
- Una impresora (para la impresión de los documentos de investigación).
- Útiles de escritorio en general.

## **II. Hojas de Cálculo**

Se utilizó el programa computacional Excel, en el cual se programó una hoja de cálculo de forma que, al introducir datos relacionados a precipitación, áreas, cotas, longitudes de cauce y entre otros se determinara los distintos parámetros que se requieran para el análisis de inundabilidad.

## **III. Software AutoCAD**

Se utilizó para la determinación del área de la cuenca y las otras características del relieve de la cuenca.

## **IV. Software Arc-Map**

Se utilizó el software Arc-Map para crear el mapa de delimitación de la cuenca y a la vez se analizó los datos de distribución geoespacial de las zonas pobladas en la cuenca.

## **V. Software Hec-Ras**

Se utilizó el software Hec-Ras para realizar cálculos hidráulicos unidimensionales para una red completa de canales naturales y construidos.

## VI. Software Hec-Hms

Se utilizó el software sistema de modelado hidrológico (HEC-HMS) en el cual se diseña y simula los procesos hidrológicos completos de los sistemas de cuencas dendríticas. El software incluye muchos procedimientos tradicionales de análisis hidrológico tales como infiltración, hidrogramas unitarios y enrutamiento hidrológico.

### 3.6. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Los datos obtenidos se procesarán de las siguientes maneras:

- Procesamiento de datos con herramientas digitales como el word, excel, etc.
- Modelar en el software de Hidráulica HEC-RAS.

### 3.7. TRATAMIENTO ESTADISTICO

Los trazos abarcan el área que se encuentra comprendida en las coordenadas, el cual se enmarca dentro de los límites de la Región de Pasco.

*Tabla 7. Coordenadas de límites del Río Acopalca*

NORTE	ESTE
8802999.32	406845.59

**Fuente:** Elaboración Propia

La subcuenca del río, adyacente a la localidad de Acopalca se encuentra localizada en la parte central del Perú, sobre la vertiente del río Acopalca en la región de Pasco.

- Distrito : Paucartambo
- Provincia : Pasco

- Departamento : Pasco
- Localidad : Acopalca

Dentro del área de influencia está asentada el centro Poblado de Acopalca en la margen derecha del río Acopalca con total de población 257 habitantes, pertenecientes al distrito de Paucartambo, Provincia y Región de Pasco. Según el INEI la provincia tiene una tasa de crecimiento de 2.89%.

Una de las principales actividades económicas del distrito es la agricultura, dándose la producción de maíz, papa otros en la parte baja (granadilla palta entre otros).

*Tabla 8. Población afectada*

PERIODO	AÑO	ACOPALCA
0	2018	257
1	2019	264
2	2020	272
3	2021	280
4	2022	288
5	2023	296
6	2024	305
7	2025	314
8	2026	323
9	2027	332
10	2028	342

Fuente: INEI

### **3.8. SELECCIÓN, VALIDACIÓN Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

#### **3.8.1. SELECCIÓN DE LOS INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

La realización de la presente investigación de tesis, es efectuada basada al lineamiento establecidas por la Ingeniero Máximo Villon en su libro de Hidrología, el cual establece los instrumentos de investigación.

### **3.8.2. CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

La confiabilidad de los instrumentos de investigación, basada en el estudio de cuencas hidrológicas.

### **3.9. ORIENTACIÓN ÉTICA**

En la presente tesis para obtención de grado profesional, se hace realizo en las zonas aledañas del Rio Acopalca – Centro Poblado de Acopalca – Distrito de Paucartambo – Provincia y Región de Pasco, cuyo resultado es basado en análisis y toma de datos in-situ.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 4.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EN CAMPO

La cuenca alta del río Acopalca se encuentra ubicada geográficamente entre los paralelos  $10^{\circ} 50'$  y  $10^{\circ} 49'$  de latitud Sur y los meridianos  $75^{\circ} 50'$  y  $75^{\circ} 51'$  de longitud Oeste de Greenwich.



*Ilustración 12. Ubicación geográfica de la cuenca del Río Acopalca*  
Fuente: Propio.

#### 4.1.1. INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA.

Al iniciar el estudio hidrológico fue necesario definir la cuenca Hidrográfica, que tiene influencia directa sobre el escurrimiento superficial. Para definir la cuenca fue necesario adquirir información cartográfica que la abarque en su totalidad. La información cartográfica procesada constituye:

- Mapas de las cartas nacionales a escala 1/100,000, con equidistancia de curvas de nivel a 50.00 m, obtenidas del Instituto Geográfico Nacional, confeccionadas por métodos estereofotogramétricos con control terrestre – 1971.
- Se realizó trabajos de campo, consistentes en el levantamiento topográfico del sector, incluye accesos y las estructuras existentes. Los trabajos fueron realizados con una estación total, tomando como base los BMs existentes en la zona puntual de estudio.

El método del levantamiento topográfico empleado fue el levantamiento por radiación a partir de un punto de referencia estática de coordenadas conocidas.

Tabla 9. Coordenadas de los BMs

<b>POSESION</b>			
<b>Nombre</b>	<b>Latitud</b>	<b>GridEasting(m)</b>	<b>Elevación (m)</b>
GPS1	10°49'37.54"S	75°51'9.06"O	3587.00
GPS2	10°50'16.64"S	75°50'35.40"O	3785.00

Fuente: Propio.

- En la etapa de gabinete, los datos de campo fueron procesados en el software AutoCAD Civil 3D, obteniendo como resultado un plano de planta con curvas de nivel, equidistantes a 0.50 m de separación, perfil y secciones transversales del río.

## **4.1.2. ESTUDIO HIDROLOGICO**

### **4.1.2.1. *Delimitación de la cuenca Acopalca.***

Una cuenca está delimitada por una línea imaginaria parteaguas, que divide el escurrimiento entre cuencas adyacentes.

Para el trazo del parteaguas o delimitación de la cuenca se tomó en cuenta los siguientes criterios:

1. Se identificó la red de drenaje principal, en este caso el Río Acopalca.
2. Se tuvo en cuenta que la divisoria corte perpendicularmente a las curvas de nivel, proyectándose en los puntos de mayor nivel topográfico.
3. La divisoria nunca cortó una quebrada o río, excepto en el punto que abarca el área de estudio.

Para delimitar la cuenca hidrográfica Acopalca se utilizó el software AutoCAD Civil 3D y ArcGis 10.3.1.



#### **4.1.2.2. *Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica.***

Se generó información primaria en base al análisis de la información cartográfica disponible en el ING (Instituto Nacional Geográfico). Para determinar las diversas variables necesarias en el análisis geomorfológico de la cuenca, los datos fueron manejados y procesados en programas computacionales como el AutoCAD Civil 3D, ArcGis 10.3.1., software Excel y con la aplicación de las ecuaciones matemáticas que definen los diversos parámetros geomorfológicos, se determinaron las características físicas de la cuenca, que tienen una influencia directa en la respuesta hidrológica. Recíprocamente, el carácter hidrológico de la misma contribuye considerablemente a formar sus características físicas.

##### 4.1.2.2.1. Parámetros de forma de la cuenca.

###### **a. *Tamaño y perímetro de la cuenca***

La Superficie y perímetro de la cuenca comprendida dentro de la curva cerrada del divortium acuarium, se obtuvo mediante la delimitación de la cuenca con el software AutoCAD Civil 3D.

En el Software AutoCAD Civil 3D se realizó un análisis de áreas, determinado las distintas áreas entre curvas,

áreas en relieve 3D, con el objetivo de obtener un área más precisa de la cuenca, la misma que influye directamente en el aporte de escorrentía.

**b. Longitud del río principal (L).**

La longitud se determinó midiendo en el AutoCAD Civil 3D, el recorrido del río desde la cabecera de la cuenca hasta el punto de interés, en una longitud en relieve 3D.

**c. Ancho promedio de la cuenca. índice de compacidad (coeficiente de gravelius). factor forma y relación de elongación.**

Con la información primaria obtenida de la delimitación de la cuenca, se obtuvo datos dimensionales característicos de la cuenca como el área, perímetro y longitud del cauce; con esta información, el uso del programa Excel y la aplicación de las ecuaciones matemáticas se determinaron las variables morfométricas de forma de la cuenca. El ancho medio de la cuenca se obtuvo con la Ecuación del Marco Teórico.

Para determinar el factor forma se utilizó el método de Horton, relación entre el área y la longitud de la cuenca al cuadrado, dando una aproximación del

comportamiento hidrológico de la cuenca ante precipitaciones.

La relación de elongación para la cuenca se determinó mediante el índice propuesto por Shumm (1956).

#### 4.1.2.2.2. Parámetros de relieve.

El relieve está directamente relacionado e influencia en la esorrentía de la cuenca.

##### **a. Curva hipsométrica.**

El método utilizado en términos básicos, involucra determinar el área definida entre curvas de nivel, dentro de los límites o divisorias de la Cuenca Hidrográfica. Las áreas se calcularon en el software AutoCAD Civil 3D, mediante un análisis de superficie de cuenca en relieve 3D, con el objetivo de tener una mayor aproximación al área real. Con los datos básicos de las áreas, mediante hojas de cálculo Excel se obtuvo la Curva Hipsométrica.

##### **b. Elevación media**

La elevación media se determinó mediante el método área-elevación, con el promedio ponderado de las alturas que se encuentran dentro de la cuenca considerada. Los datos son los mismos usados para la elaboración de la curva hipsométrica.

### **c. Rectángulo equivalente**

Con los parámetros dimensionales obtenidos mediante el AutoCAD Civil 3D, como el área y perímetro, haciendo uso de las ecuaciones del Marco Teórico, se realiza la transformación geométrica de la cuenca en un rectángulo equivalente.

### **d. Índice de pendiente**

Representa la pendiente promedio de todas las áreas elementales de la cuenca. Se determinó utilizando los datos obtenidos del rectángulo equivalente como el lado mayor.

### **e. Pendiente media de la cuenca**

Parámetro relacionado con el comportamiento Hidráulico de drenaje de la cuenca, se determinó mediante el método de análisis de superficies en el software AutoCAD Civil 3D, obteniendo pendientes en relación a superficies, mediante una hoja de cálculo aplicando ponderación de áreas se determinó la pendiente media.

#### 4.1.2.2.3. Parámetros relativos a la red hidrográfica.

##### **a. Numero de Orden de un cauce.**

El grado de ramificación de la red de drenaje de la cuenca, se determinó mediante el software SIG ArcGis 10.3.1. Con las cartas nacionales que conforman la cuenca Acopalca; mediante la extensión Hydrology, Stream Order, se obtiene el Orden de los ríos.

El método utilizado fue el de Strahler, donde el orden de la corriente se incrementa cuando se cruzan dos drenajes del mismo orden. Dos drenajes de diferentes órdenes no se traducirán en un aumento del orden de la siguiente corriente. El orden de la corriente principal será un indicador de la magnitud de ramificación y extensión de la red de drenaje dentro de la cuenca.

##### **b. Densidad de drenaje.**

Índice que permite tener conocimiento sobre la complejidad y desarrollo del sistema de drenaje de la cuenca. La densidad de drenaje se determinó mediante la ecuación propuesta por Horton, los datos de la longitud de los cauces se obtuvieron mediante el software SIG ArcGis 10.3.1. Se tomaron en cuenta todos los cauces, toda vez que en momentos de intensas

Lluvias todos funcionan recolectando y transportando agua.

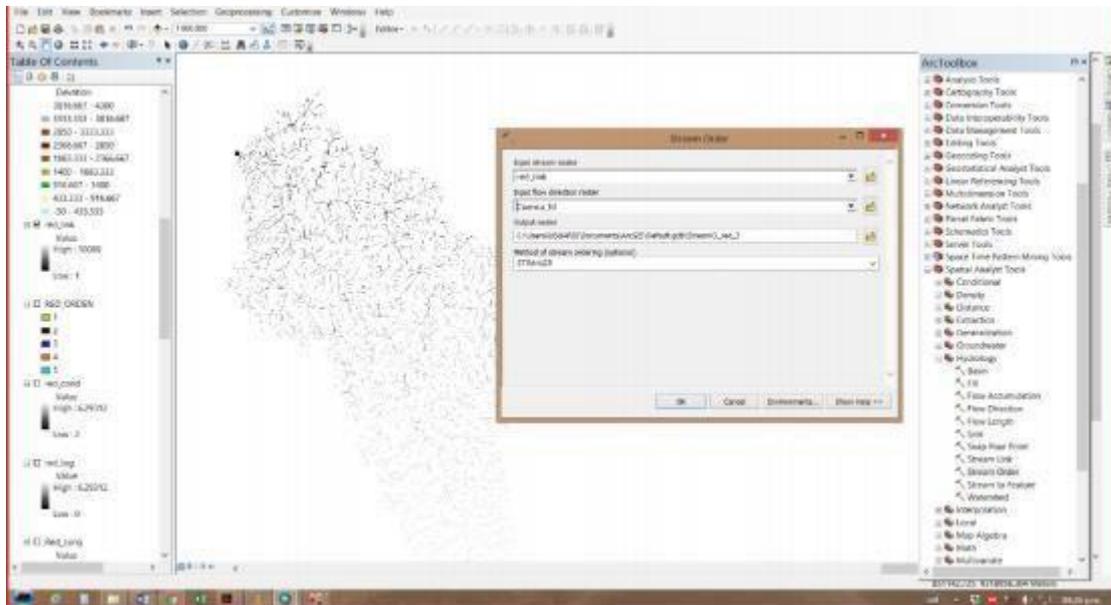


Ilustración 14. Software ARCGIS, procesamiento de orden de los cauces de la cuenca  
Fuente: Propio.

#### 4.1.2.3. Análisis pluviométrico.

En la zona de estudio no existe estaciones hidrométricas, por lo que se recurre al método precipitación – escorrentía, para determinar los caudales máximos para un determinado período de retorno, datos que nos permitieron identificar las zonas de alto riesgo a inundaciones.

Se utilizó los datos de registros históricos de precipitación máxima en 24 horas. En el modelo matemático precipitación–escorrentía, es primordial cuantificar la incidencia simultánea de la precipitación sobre la cuenca.

En la cuenca Acopalca se cuenta aproximada con estaciones pluviométricas que son operadas por el SENAMHI (Carhuamayo y Santa Isabel), para este estudio se obtuvo información pluviométrica mensuales y registros históricos de precipitación máxima en 24 horas, hasta un cierto período de años generalmente hasta el 1982.

Las estaciones son del tipo climatológicas ordinarias y pluviométricas, ubicadas cerca y aledañas al área de estudio, a partir de la cual se cuantifico la precipitación pluvial en forma directa. Se ha considerado la información registrada en 02 estaciones: Estación de Carhuamayo y Estación Santa Isabel, todas operadas por el Senamhi.

#### 4.1.2.3.1. Análisis de consistencia.

Antes de iniciar el Modelamiento Hidrológico se efectuó un análisis de consistencia de los registros históricos de precipitaciones de las estaciones señaladas, con el fin de verificar si la serie de datos es homogénea, consistente, confiable y de calidad.

El Análisis de Consistencia se evaluó mediante los métodos gráficos visuales, curva doble masa y análisis de saltos, con el objetivo de determinar si los datos son confiables y estimar un caudal próximo a la realidad.

Este análisis se efectuó con el registro histórico de la precipitación mensual y anual de 02 estaciones.

Con los datos se elaboraron hidrogramas para cada estación en una hoja Excel, visualizando que en las 02 estaciones existen períodos con datos faltantes.

Para la elaboración de la curva doble masa, previamente se completó los datos faltantes mediante el método de razones promedio, agrupando estaciones con similares condiciones topográficas y climatológicas. Se usó este método solamente para completar los datos faltantes de las precipitaciones mensuales de cada estación con el fin de elaborar la curva doble masa.

#### **4.1.2.4. *Análisis de frecuencia.***

El análisis de frecuencia de la data de registros históricos de precipitación, se realizó con el objetivo de relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia, mediante distribuciones de probabilidad.

Para determinar las distribuciones de probabilidad de cada estación se utilizó el software HidroEsta, una aplicación que facilitó y simplificó los cálculos estadísticos laboriosos de cada distribución. Este Software permite evaluar si una serie de datos se ajustan a una serie de distribuciones.

Previamente al iniciar el análisis de frecuencia de la data de precipitación, se determinó las precipitaciones máximas diarias anuales. Para las estaciones con registros históricos de períodos cortos, se tuvo la necesidad de extender los datos hasta los períodos actuales, mediante el método de razones promedio, este método es recomendable para completar datos diarios, así mismo se recomienda en zonas montañosas, características de esta cuenca. Los métodos de regresión simple y múltiple no se usaron, por el hecho de que el coeficiente de correlación entre estaciones fue inferior a 0.50, cercanas a 0, evidenciando que no existe una correlación entre estaciones vecinas. Este método es más confiable, ya que se cuenta con estaciones de condiciones topográficas y climáticas similares.

El software HidroEsta determinó el análisis de probabilidad, mediante las funciones de distribución mencionadas en el párrafo anterior, evaluó si una serie de datos se ajustan a una serie de distribución, para un nivel de significancia del 0.05 (5%) o una probabilidad del 95%, tanto con momentos ordinarios, como con momentos lineales, el ajuste lo efectuó mediante el método de Kolmogorov-Smirnov.

Para cada serie de distribución, se determinó el máximo  $\Delta$ , entre la función de distribución de probabilidad

observada  $F_0(X_m)$  y la función de probabilidad estimada  $F(X_m)$ , considerando como distribución con mejor ajuste, la que presenta un menor valor de  $\Delta$ . Con la distribución de mejor ajuste se determinó la precipitación de diseño para los períodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años.

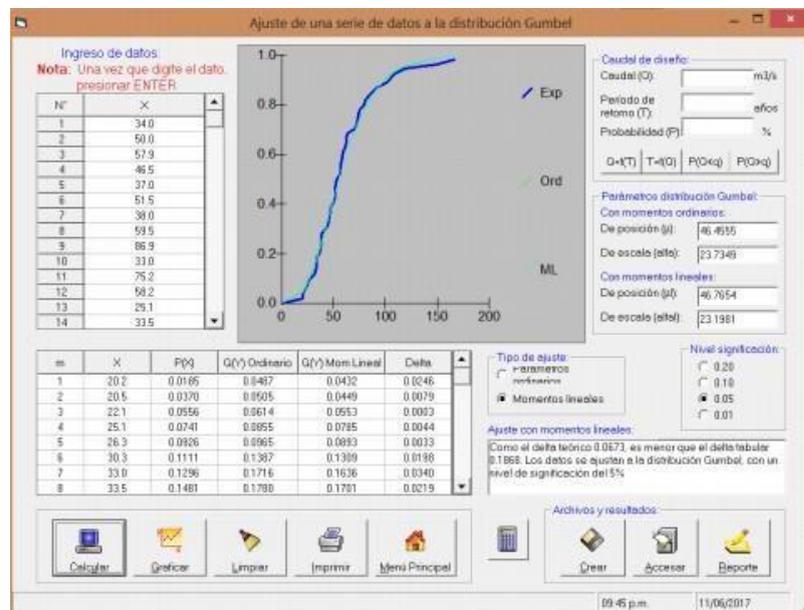


Ilustración 15. Software HidroEsta, Análisis de distribuciones, y precipitación  
Fuente: Propio

#### 4.1.2.5. Precipitación media de la cuenca.

Para el modelo precipitación-escorrentía, es necesario conocer la precipitación de diseño, precipitación media o areal de toda la cuenca, para un cierto período de retorno, y no en puntos determinados, que es la información que nos proporcionan los pluviómetros en las estaciones meteorológicas.

Para determinar la precipitación areal existen numerosos métodos, el método que se utilizó en este estudio fue el

de las isoyetas mediante el ArcGis 10.3.1; utilizando un proceso de interpolación, obteniendo valores de precipitación en las zonas que no disponen de información pluviométrica.

En una hoja de cálculo Excel se plasmó la información de las estaciones pluviométricas, coordenadas y altura de precipitación para un determinado período de retorno, en este caso 100, 200 y 500 años. Esta información fue ingresada al ArcGis 10.3.1., procediendo a la interpolación y obteniendo mapas de Isoyetas, que permitieron determinar la precipitación media.

#### **4.1.2.6. Tormenta de diseño.**

En todo estudio hidrológico de una cuenca, con el fin de analizar, diseñar estructuras hidráulicas, defensas ribereñas, etc., es primordial determinar el evento o eventos de lluvia que deben usarse. Cuando se utilizan modelos precipitación-escorrentía como los hidrogramas unitarios o el método racional; la forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y las frecuencias o períodos de retorno. Esta relación se denomina curvas IDF, que son determinadas para cada sitio en particular.<sup>37</sup>

---

<sup>37</sup> Chow et al., 1994

Para determinar las Curvas IDF, ante la falta de datos de pluviográficos, se ha hecho uso de la información pluviométrica máxima en 24 horas, obtenida para diferentes períodos de retorno.

La Intensidad máxima probable para duraciones de menos de una hora, se obtuvo utilizando las ecuaciones de lluvias intensas generalizadas propuestas por Bell (1969), esta ecuación permitió determinar lluvias en  $t$  tiempos de duración de 5, 10, 15, 20, 30, 60 y 120 min a partir de datos de precipitación máxima en 24 h.

Diversos estudios realizados por Bell (1969), dan cuenta que existe una relación entre la lluvia caída en 60 minutos para un período de retorno de 10 años y la lluvia con duración de  $t$  min para diversos períodos de retorno, encontrando que esta relación se mantiene constante para diversos lugares. En base a esta relación se aplicó la ecuación (35), con el objetivo de determinar las precipitaciones e intensidades máximas para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60 y 120 minutos, a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas.

La altura de precipitación para 1 hora y tiempo de retorno de 10 años, es esencial para utilizar la relación de Bell, esta se determinó mediante los métodos de Yance Tueros, Grunzky, el coeficiente utilizado en Chile, el

coeficiente propuesto por Campos, Dick Peschke, coeficientes propuestos por el MTC y método de Bell; para el método de Bell se utilizaron los coeficientes. Los resultados obtenidos fueron diferentes valores para cada método. Como valor de precipitación para 1 hora, se optó por utilizar el promedio de los datos obtenidos.

Tabla 10. Precipitaciones para duración de 1 hora y período de retorno de 10 años.

Métodos	Yance Tueros	Grunzky	Coeficiente de Chile	Dick Peschke	Cof. MTC	Coeficiente Campos	Bell
Pmax 1h	17.99	13.41	16.26	29.68	16.42	19.71	23.16
Prom.	19.52						

Fuente: Propio.

Con la precipitación máxima, para duración de 1 hora y período de retorno de 10 años, se procedió a aplicar el método de Bell, determinando las alturas de precipitación para tiempos  $t$  de duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60 y 120 minutos. Con esta data se obtuvieron las intensidades máximas para cada período de retorno, y para cada duración correspondiente.

Con el fin de obtener una correlación óptima al aplicar el análisis estadístico, y obtener la ecuación matemática de Intensidades para la cuenca Acopalca, se realizó el cálculo de las precipitaciones máximas en 24 horas, mediante el análisis de frecuencia y la precipitación areal mediante el método de Isoyetas para los períodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 15, 25, 50, 100 y 200 años.

#### **4.1.2.7. Periodo de retorno.**

El estudio contempla identificar y cuantificar las áreas en riesgo a inundación por avenidas del río Acopalca, esto es equivalente al diseño de defensas ribereñas, asumiendo esta equivalencia, se calculó el período de retorno de análisis según los parámetros especificados en Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2011), se eligen los parámetros para determinar el período de retorno de diseño.

n: 40 (defensas ribereñas)

R: 0.25 (Defensas ribereñas)

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 139.54 \text{ años}$$

A partir del período de retorno calculado, se optó asumir para el análisis de inundabilidad en esta zona, un período de retorno de 100 años, por seguridad y presencia de edificaciones cerca de la ribera del río, que están en riesgo de inundación, por ende, colapso de estas edificaciones construidas precariamente con material de adobe sin ningún criterio técnico.

#### **4.1.3. MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS**

El modelo hidráulico aplicado para determinar el perfil de inundación, es el Hydrologic Engineering Center River Analysis System (HEC-RAS), este modelo nos permitió delinear las planicies de inundación,

calcular el nivel del agua en cada sección transversal en el tramo de estudio. Para ello fue necesario conocer los parámetros de entrada al modelo, no sólo el caudal pico generado para un determinado período de retorno, sino también las condiciones de frontera (pendientes del cauce, aguas arriba y aguas abajo), y los valores de los coeficientes de rugosidad de Manning estimados en el cauce y márgenes del río.

En este estudio se efectuó un modelamiento hidráulico del cauce natural, asumiendo un flujo no permanente. El movimiento del agua en la naturaleza presenta normalmente una variación del caudal, la velocidad y profundidad con el tiempo y espacio, particularmente en los episodios de avenidas que son objeto de estudio. Por ello, el tipo general de movimiento que mejor describe el proceso distribuido de los ríos es el flujo variado no permanente.<sup>38</sup>

En corrientes naturales, la presencia del flujo uniforme permanente es raro, debido a que en ríos y corrientes en estado natural casi nunca se experimenta una condición estricta de flujo uniforme, este concepto de flujo es generalmente teórico, donde se asume que las variables hidráulicas permanecen constantes con el tiempo. Los resultados del flujo permanente son muy holgados respecto a los del flujo variado, sobre-presentan la realidad, lo que conduce a apreciaciones erróneas de las inundaciones.

Para el modelamiento del flujo no permanente en HEC-RAS, se requirieron tres datos de entrada: el archivo de información

---

<sup>38</sup> Chow et al., 1994; Fattorelli y Fernández, 2011

geométrica (Geometric Data), el archivo de información de flujo (Unsteady Flow Data) y el archivo de análisis de flujo (Unsteady Flow analysis).

#### **4.1.3.1. Información geométrica.**

Antes de iniciar el procesamiento de los datos geométricos en el HEC-GEORAS, se generó un DEM (modelo digital del terreno) en formato vectorial TIN (Triangulated Irregular Network) lo más detallado posible.

Los datos utilizados para generar el DEM, fue el levantamiento topográfico realizado en la zona de estudio, datos topográficos de campo procesados en el Software AutoCAD Civil 3D; plano de planta con curvas de nivel equidistantes a 0.50 metros.

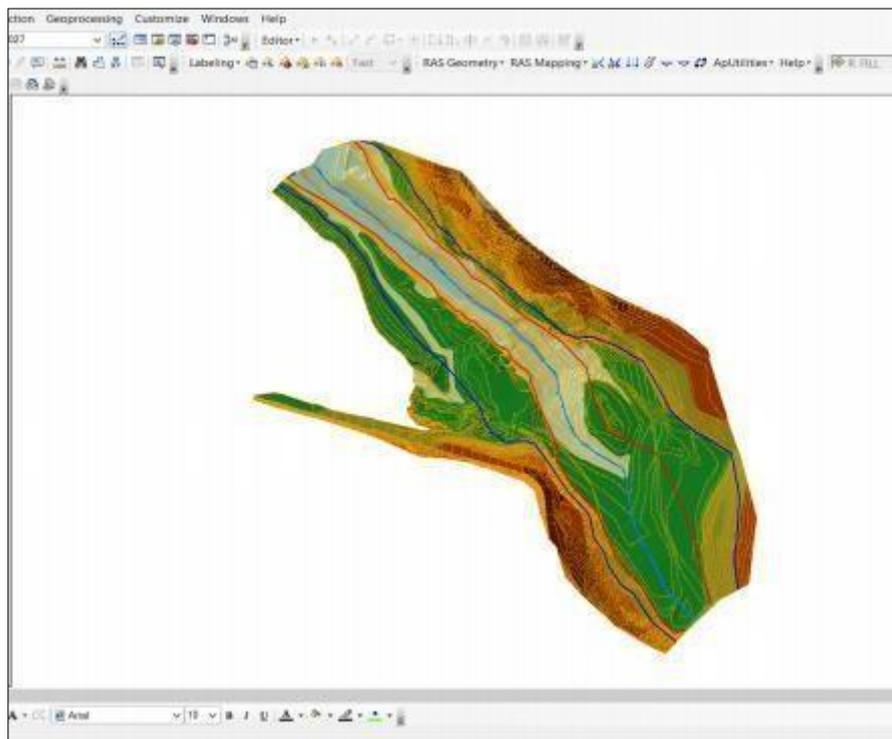
Esta información se importó al ArcGis 10.3.1., y mediante la extensión 3D Analyst se procedió a elaborar un modelo digital en formato vectorial TIN, figura 21, base para el procesamiento del modelo HEC-GEORAS.

Con el modelo digital de elevación se generó un archivo para ser exportado a HEC-RAS, mediante la extensión HEC-GEORAS se creó el cauce del río, los bancos del río (Back Lines), delimitando el cauce principal frente a las llanuras de inundación. Se tuvo mucho cuidado en este punto ya que la posición donde ubiquemos los “banks” tendrá una repercusión en el cálculo de la rugosidad, el

HEC-RAS trata de diferente forma al cauce principal que las llanuras de inundación.

El siguiente paso fue crear los “Flowpaths”, indican las zonas por donde proveemos el alcance de la inundación.

Los “Flowpaths” son utilizados por HEC-GeoRAS para determinar las distancias entre secciones tanto en el cauce principal como en las llanuras de inundaciones.



*Ilustración 16. Modelo digital del terreno en formato vectorial TIN, CP. Acopalca  
Fuente: Propio*

Definido los contornos del cauce principal y llanuras de inundación, con la extensión HEC GEORAS se creó las secciones transversales que abarcan el cauce y las llanuras de inundación, elementos fundamentales para trabajar en el HEC-RAS. Estas líneas de corte nos permitieron extraer datos de elevación, crear un perfil del

suelo a partir del cauce del flujo, introducir los diferentes valores del coeficiente de Manning en las diferentes áreas del cauce.

Las secciones transversales del río, se crearon a distancias de 8.00 metros, con el objetivo de obtener un mejor detalle el cauce y lograr la estabilidad del modelo hidráulico. Se tuvo en cuenta que ninguna de las secciones se traslape entre sí, con el fin de evitar contrapendientes entre secciones. Las secciones se digitalizaron perpendicularmente a la dirección del flujo, se consideró una longitud que abarca la extensión de la posible llanura de inundación, con el fin de obtener un mapa detallado de inundaciones; cada perfil se digitalizo de izquierda a derecha, mirando siempre hacia aguas abajo del río. Los puentes existentes en el estudio son simplemente apoyados, sin apoyos en el centro del cauce que produzcan algún obstáculo, estas secciones se modelaron como secciones normales del cauce del río.

Con la información digitalizada, se procede a extraer la información topográfica de las secciones y los bancos, exportarla en un archivo compatible al HEC-RAS. Para importar la información al HEC-RAS, se realizó desde la pestaña "Edit/Enter Geometric Data". Se realiza la configuración de unidades utilizadas, en este caso se usó el sistema internacional (SI).

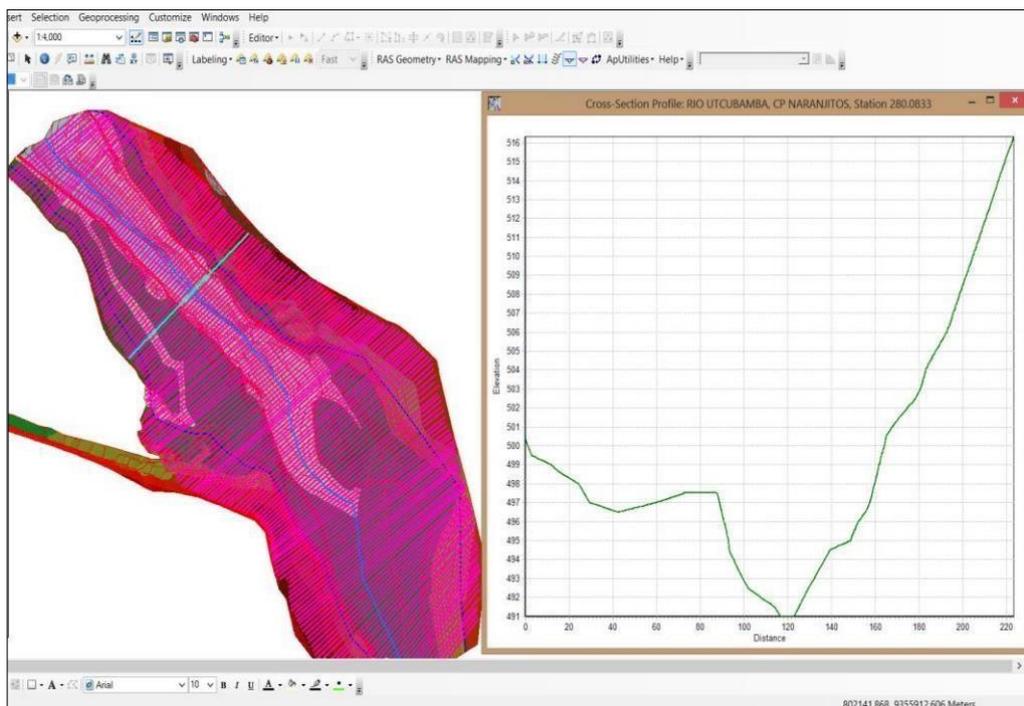


Ilustración 17. Elaboración de secciones transversales en el modelo HEC-GEORAS.  
Fuente: Propio

Importada la información Geométrica, se verificó que las secciones generadas desde el DEM sean secciones reales.

**Cross Section X-Y Coordinates:** Esta opción contiene las cotas y distancias que definen cada punto del fondo de la sección transversal. Se tuvo cuidado que la sección se inicie siempre de izquierda a derecha y la distancia acumulada sea en este sentido.

**Downstream Reach Lenghs:** Se verificaron las distancias que existen entre cada sección o perfil. (LOB, Channel, ROB), correspondientes a la parte izquierda y derecha de la zona de inundación y el cauce. Se tuvo en cuenta que

ningún valor excepto la sección inicial tenga una longitud de 0.00 m.

**Cont\Exp Coefficients:** Coeficientes de expansión y contracción, las secciones presentan una transición gradual, correspondiendo valores de 0.1 y 0.3 respectivamente.

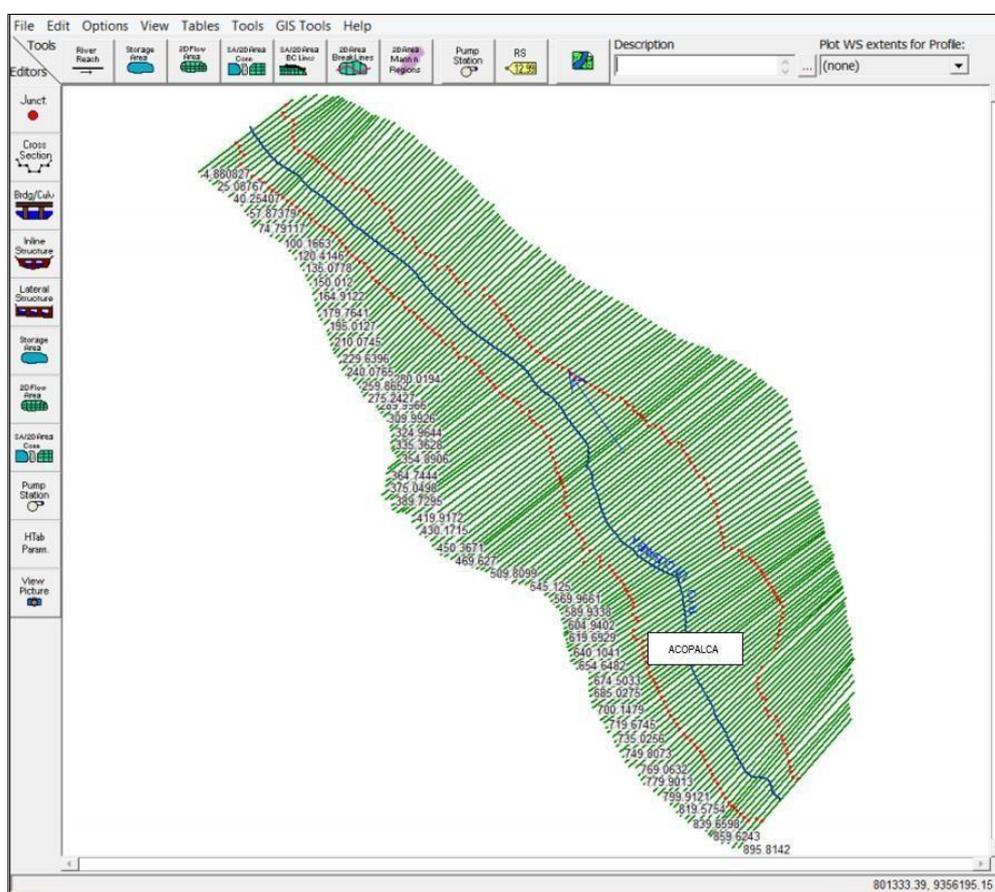


Ilustración 18. HEC-GEORAS. Geometría del río Acopalca, HEC-RAS.  
Fuente: Propio

#### 4.1.3.2. **Coeficiente de manning o características del terreno.**

Para determinar el coeficiente de rugosidad de las llanuras de inundación, fue necesario realizar una inspección de campo, verificando las características físicas, así como la

cobertura vegetal existente en las márgenes de inundación y cauce principal en el tramo analizado. Haciendo uso de propuesta por Chow, para diversas planicies de inundación, se determinó su respectivo coeficiente para ambas márgenes del río por tramos, según las condiciones físicas presentes.

River Station	Frctn (n/k)	n #1	n #2	n #3
1 895.8142	n	0.06	0.038	0.035
2 890.3618	n	0.06	0.038	0.035
3 885.3854	n	0.06	0.038	0.035
4 880.1508	n	0.06	0.038	0.035
5 874.676	n	0.06	0.038	0.035
6 869.4703	n	0.06	0.038	0.035
7 864.6147	n	0.06	0.038	0.035
8 859.6243	n	0.06	0.038	0.035
9 855.4285	n	0.06	0.038	0.035
10 849.9901	n	0.06	0.038	0.035
11 845.1954	n	0.06	0.038	0.035
12 839.6598	n	0.06	0.038	0.035
13 834.8586	n	0.06	0.038	0.035
14 829.9952	n	0.06	0.038	0.035
15 824.8088	n	0.06	0.038	0.035
16 819.5754	n	0.06	0.038	0.035
17 814.9891	n	0.06	0.038	0.035
18 809.5023	n	0.06	0.038	0.035
19 804.6349	n	0.06	0.038	0.035
20 799.9121	n	0.06	0.038	0.035
21 794.7071	n	0.06	0.038	0.035
22 790.1756	n	0.06	0.038	0.035
23 785.1415	n	0.06	0.038	0.035
24 779.9013	n	0.06	0.038	0.035
25 775.0888	n	0.06	0.038	0.035
26 769.0632	n	0.06	0.038	0.035
27 764.3708	n	0.06	0.038	0.035
28 759.5984	n	0.06	0.038	0.035
29 754.5932	n	0.06	0.038	0.035
30 749.8073	n	0.06	0.038	0.035
31 744.9348	n	0.06	0.038	0.035
32 740.3508	n	0.06	0.038	0.035
33 735.0256	n	0.06	0.038	0.035
34 729.7823	n	0.06	0.038	0.035
35 725.2995	n	0.06	0.038	0.035
36 719.6745	n	0.06	0.038	0.035
37 715.1015	n	0.06	0.038	0.035
38 710.0317	n	0.06	0.038	0.035

Ilustración 19. Tabla de Edición de los coeficientes de Manning, HEC-RAS.  
Fuente: Propio

En lo que respecta al cauce principal, el coeficiente de Manning se determinó mediante la ecuación propuesta por Cowan, la cual se basa en el reconocimiento de varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad,

haciendo uso de la propuesta por Chow, se determinó dicho coeficiente para cada tramo respectivo del cauce con similares condiciones físicas.

#### **4.1.3.3. Datos de flujo para modelo no permanente.**

Para efectuar la simulación de inundación en el tramo para los caudales definidos, fue esencial ingresar las condiciones de contorno, tanto en la sección más alta aguas arriba como en la sección última aguas abajo. Estas condiciones, se refieren principalmente a las condiciones de flujo a lo largo del tramo de análisis y las pendientes existentes en el cauce del río para ambas ubicaciones, la condición del flujo establecido es de tipo mixto (flujo subcrítico y supercrítico).

En el análisis del flujo no permanente, la condición de contorno en la sección aguas arriba se asumió el Hidrograma de Crecidas. Esta condición de contorno fue seleccionada ya que forma parte del proceso hidrológico previamente desarrollado. Mediante esto se logró relacionar el proceso hidrológico (hidrograma de crecidas) con el proceso hidráulico (simulación de crecidas - mapa de inundaciones).

Otra condición de contorno seleccionada para la sección aguas abajo y aguas arriba fue la pendiente del tramo adyacente a las secciones, esta condición de contorno

utiliza la ecuación de Manning para estimar la elevación, que será el calado normal, si existe la condición de flujo uniforme. Para esto se determinó la pendiente entre las secciones próximas al final del tramo de estudio, asumiendo que esta pendiente es la misma tanto aguas abajo como aguas arriba respectivamente.

Para realizar la modelación en este tipo de flujo y mantener estable el modelo se realizó la simulación para un Flujo de Régimen Mixto, el cual permite manejar los saltos hidráulicos, los cambios de régimen de supercrítico a subcrítico y el paso del flujo a través del calado crítico.

#### **4.1.3.4. Simulación del modelo.**

Para realizar la simulación, se debe contar como mínimo con un modelo de geometría y uno de condiciones de contorno. Después de seleccionar los datos a correr se debe seleccionar el tiempo de simulación y el intervalo de tiempo de los datos de entrada y salida.

En el análisis de flujo no permanente, se estableció las condiciones especificadas para la simulación del flujo variado. Para este modelamiento se ingresó el inicio y el final del tiempo de simulación, se estableció las condiciones de simulación que integra el intervalo de cálculo, intervalo del hidrograma de salida y el intervalo instantáneo del perfil, se tuvo en consideración que el

intervalo que se ingresó fue menor o igual al intervalo de simulación.

## 4.2. PRESENTACIÓN, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

### 4.2.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

#### 4.2.1.1. *Parámetros de forma de la cuenca.*

Tabla 11. Resultado de Parámetro de Forma de la Cuenca

Tamaño de la Cuenca	5.418.12 km <sup>2</sup>
Perímetro (P)	487.01 km
Longitud del río principal (L)	5.48 km
Ancho promedio de la cuenca (Ap)	29.35 km
Índice de compacidad (coeficiente de Gravelius)	1.85
Factor de Forma	0.16
Relación de Elongación (Re)	0.45

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.2.1.2. *Parámetros de relieve.*

### CURVA HIPSOMÉTRICA

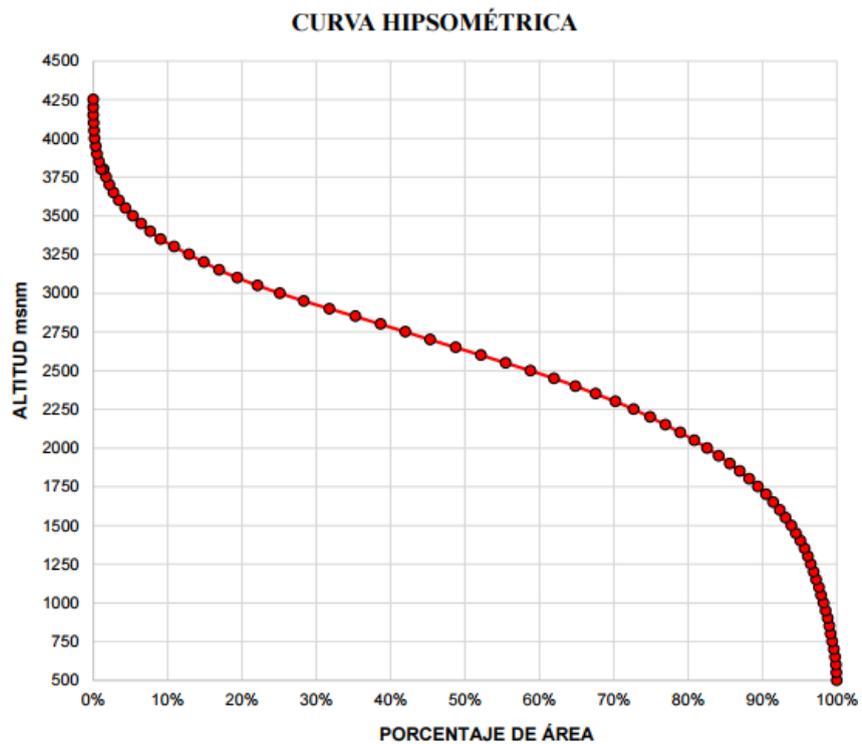


Grafico 2. Curva Hipsométrica de la Cuenca Acopalca

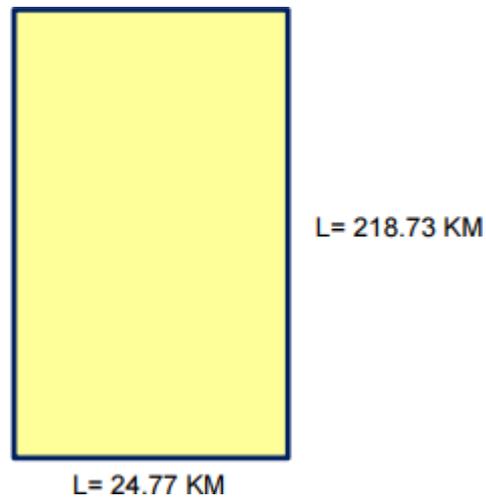
Fuente: Elaboración Propia.

De la curva hipsométrica para la cuenca del río Acopalca, se pudo inferir que corresponde a una cuenca en etapa intermedia entre la fase de equilibrio morfológico o de madurez, siendo una cuenca geológicamente madura, cuenca pie de montaña.

### **ELEVACION MEDIA**

La altura media de la cuenca es de 3617 msnm, esta altitud nos indica que la flora y fauna predominante en la cuenca.

### **RECTANGULO EQUIVALENTE**



*Ilustración 20. Rectángulo Equivalente de la Cuenca Acopalca*  
Fuente: Elaboración Propia.

### **INDICE PENDIENTE**

El índice de pendiente de la cuenca fue de 0.116, índice que es importante para el estudio de la infiltración, recarga de acuíferos y clasificación de cuenca.

### **PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA**

La pendiente media de la cuenca fue es de 0.4034 m/m, se deduce que la cuenca es escarpada, con un relieve muy fuerte (compuesto por cañadas y montañas).

### **COEFICIENTE DE MASIVIDAD**

El coeficiente de masividad fue de 0.474, indicando que la cuenca es altamente montañosa, generalmente en la zona alta y media de la cuenca, presentando bosques vírgenes, con tendencia a concentrar fuertes volúmenes de agua.

#### **4.2.1.3. *Parámetros relativos a la red hidrográfica.***

### **NUMERO DE ORDEN DE UN CAUCE**

La cuenca Acopalca presenta un orden de corriente de grado 7, considerada un orden alto, según Fuentes (2004). Indicando una mayor energía y mayor control estructural, en general mayor erosión.

En la parte alta de la cuenca se presenta una mayor pluviosidad que provee una mayor jerarquización hacia las partes bajas o planas, haciendo que las avenidas provenientes de las partes altas puedan ser motivo de inundaciones en eventos extremos de lluvia.

## **DENSIDAD DE DRENAJE**

La densidad de drenaje para la cuenca Acopalca fue de 1.18 km/km<sup>2</sup>, se clasifica con una baja densidad de drenaje, por ser un valor menor de 5 Km/Km<sup>2</sup>; según la clasificación de Strhaler, (1957).

## **PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL**

La pendiente media del cauce fue del 2.00%, dando a entrever que hay terrenos llanos, indicando que las aguas que circulan por estas cuencas no están siendo sometidas a grandes velocidades, no existe riesgo de erosión.

### **4.2.2. ESTACIONES PLUVIOMETRICOS**

Tabla 12. Registro Pluviométrico Mensual de la Estación Carhuamayo (mm)

SENAMHI													
REGISTRO PLUVIOMETRICO MENSUAL DE LA ESTACIÓN CARHUAMAYO (mm)													
ESTACION	: CARHUAMAYO						LONG.	: 75°43' "W"	DPTO.	: PASCO			
PARAMETRO	: PRECIPITACION MENSUAL (mm)						LAT.	: 10°46' "S"	PROV.	: PASCO			
							ALT.	: 2650 msnm	DIST.	: PAUCARTAMBO			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
1961	262.10	267.40	290.50	216.40	157.00	127.90	83.90	55.60	43.40	130.80	243.00	255.70	
1962	317.00	326.80	337.00	246.20	170.60	150.00	120.20	90.50	114.00	157.10	185.60	233.20	
1963	258.00	272.50	298.00	247.80	151.00	126.20	96.90	62.00	79.60	135.00	276.90	257.40	
1964	260.50	201.40	221.80	237.30	119.70	39.50	116.00	69.40	226.10	227.40	96.60	136.80	
1965	158.80	277.40	224.70	229.40	55.50	66.00	19.40	105.80	282.70	132.60	191.70	247.50	
1966	258.80	130.20	167.00	130.10	113.90	20.70	26.80	32.10	121.70	288.70	173.40	232.30	
1967	305.30	376.80	498.10	65.20	72.70	15.70	39.50	73.40	157.30	313.40	146.60	218.40	
1968	245.90	214.00	201.90	230.80	104.10	73.80	57.90	120.50	190.50	412.40	341.50	218.10	
1969	168.10	263.80	290.60	168.90	79.20	89.90	45.10	63.00	57.40	148.40	90.40	146.20	
1970	758.40	222.80	315.50	112.30	48.20	23.10	56.10	49.50	70.90	99.50	142.50	156.50	
1971	245.10	650.40	593.20	326.10	111.30	22.30	34.30	102.40	18.70	133.20	226.30	221.50	
1972	375.80	298.00	351.10	209.80	79.80	15.90	121.40	251.20	91.90	157.60	174.00	194.50	
1973	432.90	574.80	324.80	234.00	122.50	32.00	25.60	58.90	56.00	121.30	228.20	348.60	
1974	597.60	435.50	387.60	131.20	14.40	10.40	15.10	425.40	212.70	251.20	98.80	217.50	
1975	361.90	370.05	394.00	122.70	110.50	105.70	2.30	40.40	143.90	163.90	211.90	329.50	
1976	370.60	379.50	418.20	161.50	168.50	78.90	62.30	103.50	501.40	75.10	94.10	92.70	
1977	146.50	384.50	458.80	88.00	108.00	23.10	21.30	35.60	52.70	225.90	329.60	399.90	
1978	446.50	284.00	256.30	329.20	210.10	16.10	0.70	65.40	203.60	187.30	210.30	262.50	
1979	343.80	304.60	184.60	43.80	21.70	0.30	69.10	9.50	26.30	50.10	87.80	174.60	

SENAMHI													
REGISTRO PLUVIOMETRICO MENSUAL DE LA ESTACIÓN CARHUAMAYO (mm)													
ESTACION	: CARHUAMAYO						LONG.	: 75°43' "W"			DPTO.	: PASCO	
PARAMETRO	: PRECIPITACION MENSUAL (mm)						LAT.	: 10°46' "S"			PROV.	: PASCO	
							ALT.	: 2650 msnm			DIST.	: PAUCARTAMBO	
1980	446.50	357.60	333.70	97.40	72.30	9.40	30.20	88.90	235.20	334.50	395.10	288.40	
1981	393.10	505.30	406.00	307.70	68.70	57.10	56.60	294.60	194.50	354.10	325.60	445.60	
1982	549.50	470.60	307.50	212.70	87.90	66.00	66.70	80.90	109.20	405.20	250.30	248.60	
<b>PROMEDIOS</b>	<b>349.30</b>	<b>344.20</b>	<b>330.04</b>	<b>188.57</b>	<b>102.16</b>	<b>53.18</b>	<b>53.15</b>	<b>103.57</b>	<b>144.97</b>	<b>204.76</b>	<b>205.46</b>	<b>242.09</b>	
Desv. Stand.	144.04	125.00	105.30	82.20	49.10	44.20	36.50	97.50	109.80	105.40	89.10	83.80	
Prec. Máxima	758.40	650.40	593.20	329.20	210.10	150.00	121.40	425.40	501.40	412.40	395.10	445.60	
Prec. Mínima	146.50	130.20	167.00	43.80	14.40	0.30	0.70	9.50	18.70	50.10	87.80	92.70	

Fuente: Proyecto Hidroeléctrico Tirincavini

Tabla 13. Registro Pluviométrico Mensual de la Estación Santa Isabel (mm)

SENAMHI													
REGISTRO PLUVIOMETRICO MENSUAL DE LA ESTACIÓN SANTA ISABEL (mm)													
ESTACION	: SANTAISABEL						LONG.	: 76° 01' "W"			DPTO.	: PASCO	
PARAMETRO	: PRECIPITACION MENSUAL (mm)						LAT.	: 09° 18' "S"			PROV.	: PASCO	
							ALT.	: 684 msnm			DIST.	: PAUCARTAMBO	
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
1961	221.20	225.70	245.20	182.60	132.50	107.90	70.80	46.90	36.60	110.40	205.10	215.80	
1962	267.50	275.80	284.40	207.80	144.00	126.60	101.40	76.40	96.20	132.60	156.60	196.80	
1963	217.70	230.00	251.40	209.10	127.40	106.50	81.80	52.40	67.20	113.90	233.70	217.20	
1964	208.90	193.60	208.00	170.20	139.20	102.80	64.30	62.70	48.00	137.90	174.80	171.80	
1965	187.40	206.50	217.50	177.20	113.00	93.00	58.70	47.70	57.80	160.20	156.70	192.50	
1966	205.70	217.90	228.60	140.60	94.20	79.80	69.20	57.30	68.30	156.00	192.80	185.90	
1967	241.20	335.40	300.80	172.90	211.40	116.80	98.80	63.40	56.70	135.30	176.90	196.00	
1968	213.30	130.30	163.60	128.20	81.60	68.10	54.40	21.40	46.90	99.10	126.30	135.40	
1969	160.10	186.30	148.70	133.00	105.60	98.20	58.70	50.20	64.40	107.00	115.40	206.20	
1970	220.50	222.60	245.50	164.30	141.40	120.50	99.30	69.80	84.30	151.00	187.30	208.60	
1971	228.40	237.80	211.50	196.80	175.80	86.50	83.50	82.10	94.90	166.30	183.40	214.90	
1972	248.90	255.70	226.90	202.80	163.90	61.20	54.90	103.70	212.50	135.60	168.90	206.70	
1973	254.20	301.80	316.60	289.60	160.40	130.00	100.40	120.60	172.30	237.00	284.80	299.60	
1974	309.30	284.60	300.20	216.60	170.40	105.40	64.50	83.50	84.80	134.50	172.80	185.40	
1975	195.50	223.70	230.40	198.10	181.50	96.30	54.40	68.30	96.60	150.80	189.30	194.80	
1976	239.10	259.20	302.40	159.30	235.60	148.30	87.10	67.00	275.90	52.00	83.20	77.30	
1977	94.50	262.80	331.70	86.80	151.00	43.40	29.80	23.10	29.00	156.50	291.40	333.40	
1978	288.00	194.80	185.30	324.70	293.70	30.30	1.00	42.40	112.00	129.70	185.90	218.90	
1979	221.80	208.00	133.50	43.20	30.30	0.60	96.70	6.20	14.50	34.70	76.60	145.60	
1980	288.00	244.20	241.30	96.10	101.10	17.70	42.20	57.60	129.40	231.70	349.30	240.40	
1981	253.60	345.10	293.50	303.50	96.00	107.30	79.20	190.80	107.00	245.30	287.90	371.50	
1982	354.50	321.40	222.30	209.80	122.90	124.10	93.30	52.40	60.10	280.70	221.30	207.30	
<b>PROMEDIOS</b>	<b>232.70</b>	<b>243.78</b>	<b>240.42</b>	<b>182.42</b>	<b>144.22</b>	<b>89.60</b>	<b>70.20</b>	<b>65.72</b>	<b>87.47</b>	<b>148.10</b>	<b>191.88</b>	<b>210.09</b>	
Desv. Stand.	51.97	50.50	48.00	40.00	35.40	20.10	18.30	24.30	34.50	33.20	40.60	34.10	
Prec. Máxima	309.30	345.10	331.70	324.70	293.70	148.30	101.40	190.80	275.90	280.70	349.30	371.50	
Prec. Mínima	94.50	130.30	133.50	43.20	30.30	0.60	1.00	6.20	14.50	34.70	76.60	77.30	

Fuente: Proyecto Hidroeléctrico Tirincavini

#### 4.2.3. INTENSIDAD Y PRECIPITACION MAXIMA

Para el presente estudio, utilizaremos la fórmula (8), en razón de que simularemos una lluvia cuya duración es de tres (03) horas. Del mapa de subdivisión en zonas y subzonas pluviométricas del territorio peruano (Plano 7.a) elaborado por el Convenio de Cooperación Técnica IILA-UNI-SENAMHI que se anexa, determinamos que nuestra área en estudio se ubica en la subzona pluviométrica **123<sub>8</sub>**, siendo el valor de los parámetros los siguientes:

- $a = 14.0$
- $K = 0.553$
- $n = 0.232$
- $b = 0.2$  horas (para Selva)

Tabla 14. Cálculo de Intensidades

CALCULO DE INTENSIDADES					
Tr = 20 años		Tr = 50 años		Tr = 100 años	
D (min)	I <sub>max</sub>	D (min)	I <sub>max</sub>	D (min)	I <sub>max</sub>
10	44.0117	10	49.644	10	53.905
20	36.3787	20	41.035	20	44.556
30	31.0020	30	34.970	30	37.971
40	27.0099	40	30.467	40	33.082
50	23.9287	50	26.991	50	29.308
60	21.4785	60	24.227	60	26.307
70	19.4834	70	21.977	70	23.863
80	17.8275	80	20.109	80	21.835
90	16.4310	90	18.534	90	20.125
100	15.2374	100	17.188	100	18.663
110	14.2055	110	16.024	110	17.399
120	13.3045	120	15.007	120	16.295
130	12.5109	130	14.112	130	15.323
140	11.8067	140	13.318	140	14.461
150	11.1776	150	12.608	150	13.690
160	10.6121	160	11.970	160	12.998
170	10.1010	170	11.394	170	12.372
180	9.6370	180	10.870	180	11.803

Reemplazando los parámetros anteriores en la ecuación (8), y para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años, calculamos las intensidades para intervalos de tiempo con incrementos de 10 minutos hasta una

duración total de 180 minutos (03 horas) de lluvia, cuyos resultados se muestra en la tabla 14.

#### 4.2.4. CURVAS DE INTENSIDAD, DURACIÓN Y FRECUENCIA.

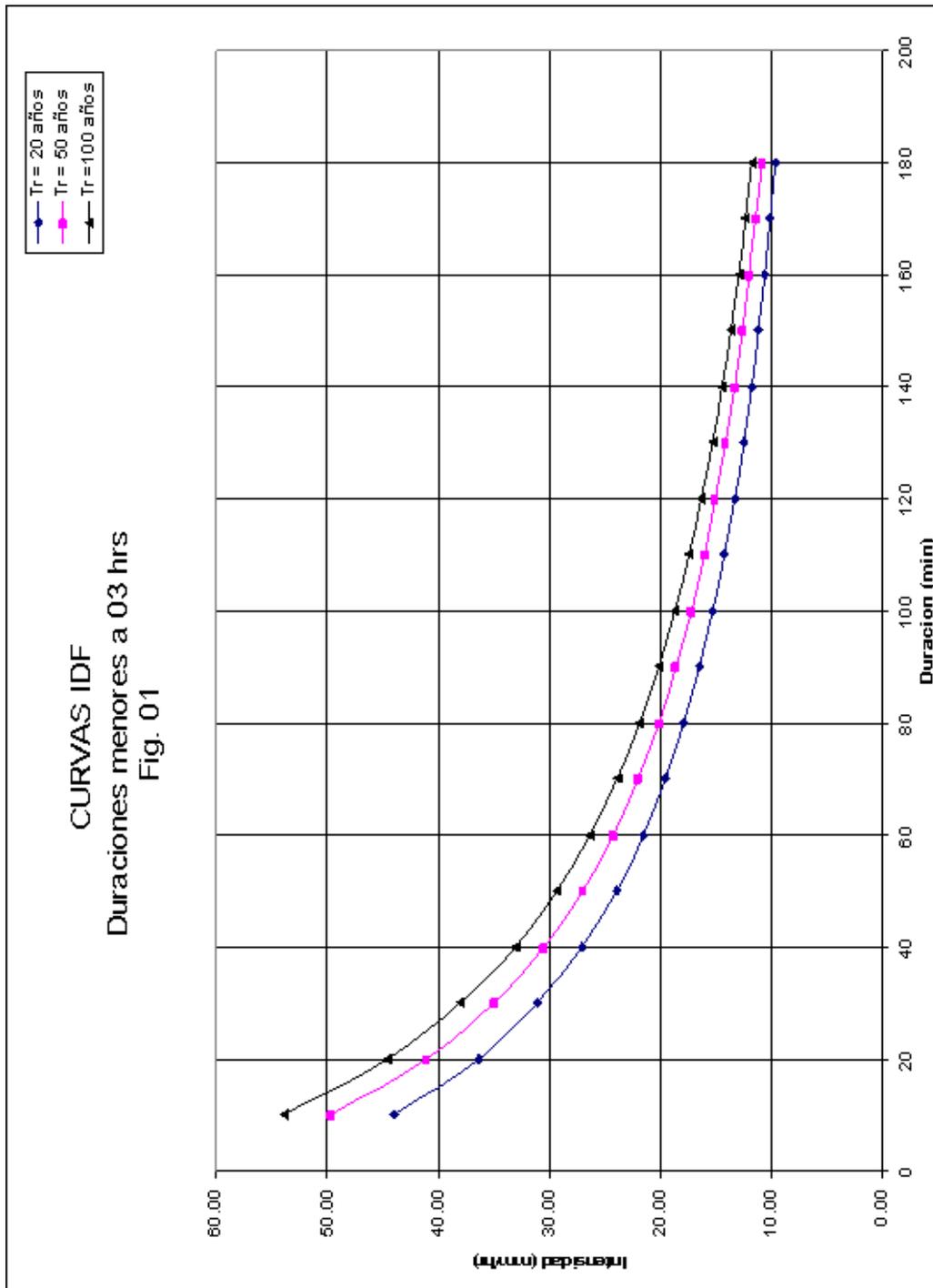


Gráfico 3. Curva de Intensidad, Duración y Frecuencia  
Fuente: Elaboración Propia

## 4.2.5. HIETOGRAMA

Tabla 15. Hietograma de Precipitación de diseño para una tormenta con tiempo de retorno 20 años y 3 horas

**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO PARA UNA TORMENTA  
CON TIEMPO DE RETORNO 20 AÑOS Y 3 HORAS  
POR EL METODO DE BLOQUES ALTERNANTES**

DURACION (min)	INTENSIDAD (mm/hr)	PROFUNDIDAD ACUMULADA (mm)	PROFUNDIDAD INCREMENTAL (mm)	TIEMPO (min)	PRECIPITACION (mm)
20	36.38	12.126	12.13	0-20	0.61
40	27.01	18.007	5.88	20-40	0.94
60	21.48	21.478	3.47	20-30	1.63
80	17.83	23.770	2.29	30-40	3.47
100	15.24	25.396	1.63	40-50	12.13
120	13.30	26.609	1.21	50-60	5.88
140	11.81	27.549	0.94	60-70	2.29
160	10.61	28.299	0.75	70-80	1.21
180	9.64	28.911	0.61	80-90	0.75

Fuente: Elaboración Propia.

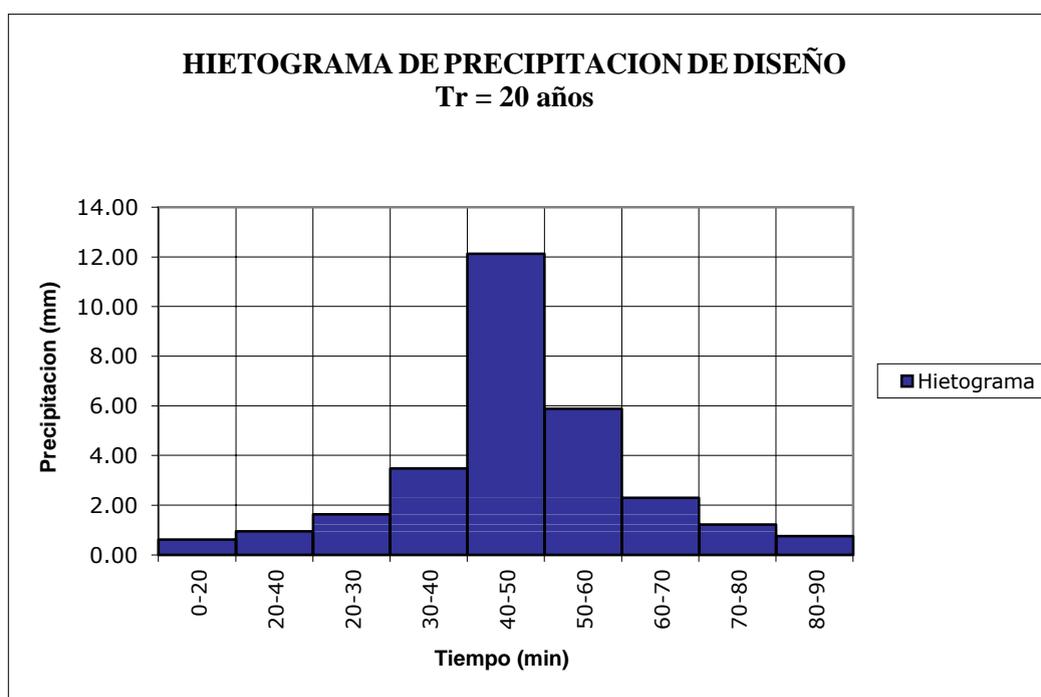


Grafico 4. Hietograma de Precipitación de diseño para una tormenta con tiempo de retorno 20 años y 3 horas  
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 16. Hietograma de Precipitación de diseño para una tormenta con tiempo de retorno 50 años y 3 horas

**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO PARA UNA TORMENTA  
CON TIEMPO DE RETORNO 50 AÑOS Y 3 HORAS  
POR EL METODO DE BLOQUES ALTERNANTES**

DURACION (min)	INTENSIDAD (mm/hr)	PROFUNDIDAD ACUMULADA (mm)	PROFUNDIDAD INCREMENTAL (mm)	TIEMPO (min)	PRECIPITACION (mm)
20	41.03	13.678	13.68	0-10	0.69
40	30.47	20.311	6.63	10-20	1.06
60	24.23	24.227	3.92	20-30	1.83
80	20.11	26.812	2.58	30-40	3.92
100	17.19	28.646	1.83	40-50	13.68
120	15.01	30.014	1.37	50-60	6.63
140	13.32	31.075	1.06	60-70	2.58
160	11.97	31.921	0.85	70-80	1.37
180	10.87	32.611	0.69	80-90	0.85

Fuente: Elaboración Propia.

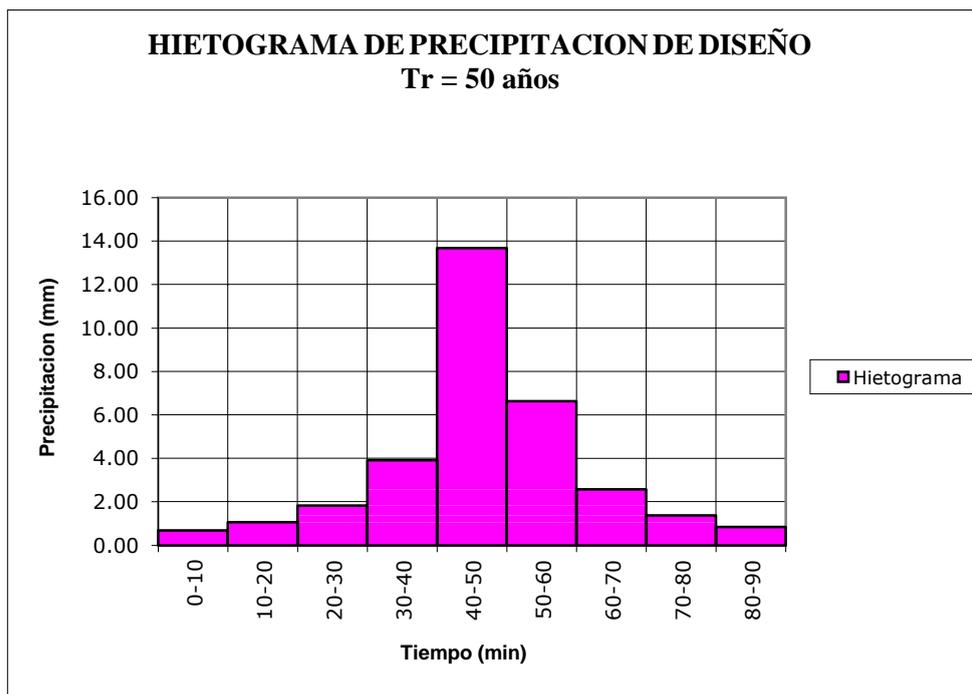


Grafico 5. Hietograma de Precipitación de diseño para una tormenta con tiempo de retorno 50 años y 3 horas  
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 17. Hietograma de Precipitación de diseño para una tormenta con tiempo de retorno 100 años y 3 horas

**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO PARA UNA TORMENTA  
CON TIEMPO DE RETORNO 100 AÑOS Y 3 HORAS  
POR EL METODO DE BLOQUES ALTERNANTES**

DURACION (min)	INTENSIDAD (mm/hr)	PROFUNDIDAD ACUMULADA (mm)	PROFUNDIDAD INCREMENTAL (mm)	TIEMPO (min)	PRECIPITACION (mm)
20	44.56	14.852	14.85	0-10	0.75
40	33.08	22.054	7.20	10-20	1.15
60	26.31	26.307	4.25	20-30	1.99
80	21.84	29.113	2.81	30-40	4.25
100	18.66	31.105	1.99	40-50	14.85
120	16.30	32.591	1.49	50-60	7.20
140	14.46	33.742	1.15	60-70	2.81
160	13.00	34.660	0.92	70-80	1.49
180	11.80	35.410	0.75	80-90	0.92

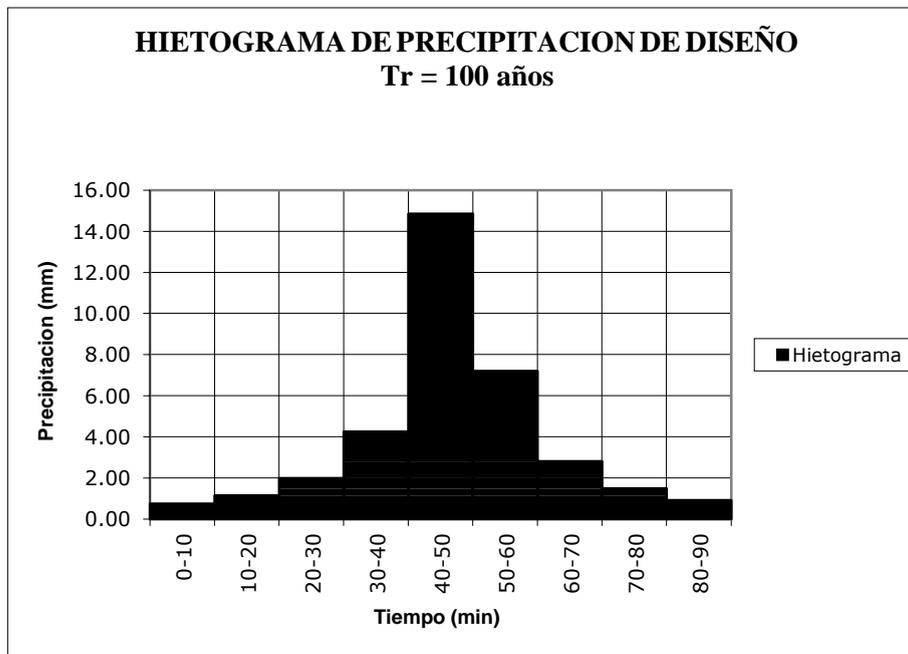


Grafico 6. Hietograma de Precipitación de diseño para una tormenta con tiempo de retorno 100 años y 3 horas  
Fuente: Elaboración Propia.

De los Hietogramas de Precipitación de Diseño, determinamos la máxima Precipitación acumulada para una tormenta de 24 horas de

duración y tiempos de retorno de 20, 50 y 100 años, cuyos resultados se muestran en el cuadro N° 7.4.5.5.

Tabla 18. Precipitación máxima acumulada para una tormenta de 03 horas de duración y diferentes tiempos de retorno

Precipitación máxima en mm.		
Tr = 20 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años
28.91	32.61	35.41

Para nuestros cálculos de Caudal de diseño, utilizaremos la precipitación máxima calculada mediante la fórmula regional modificada, propuesta por el Convenio de Cooperación Técnica para el Estudio de la Hidrología del Perú IILA-UNI-SENAMHI (1983), cuyos resultados se muestran en el Tabla 18.

#### 4.2.6. MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS

##### COEFICIENTE DE MANNING

Los valores de los coeficientes de rugosidad "n" de Manning se seleccionaron según las condiciones físicas del lecho y márgenes del cauce, después de realizar una visita de campo y recorrer la zona puntual de estudio. Haciendo usos de las tablas propuestas por Chow se determinaron coeficientes de Manning para cada margen.

Tabla 19. Coeficiente de Manning de Planicie de inundación margen Izquierda

Progresiva	Descripción	Coficiente
0+700 – 1+100	Planicie de inundaciones, presencia de árboles de altura media, con crecimiento de brotes, arbustos tanto en verano como en invierno.	0.060
0+700 - 0+600	Presencia de árboles de gran tamaño, sin presencia brotes, tierra clara.	0.040
0+600 - 0+300	Planicies de inundación con presencia de calles de tierra, con escasa vegetación.	0.033
0+300 - 0+000	Planicies de inundación con árboles de tamaño medio con tierra claro sin brotes.	0.040

Fuente: Elaboración Propio.

Tabla 20. Coeficiente de Manning de Planicie de inundación margen Derecha

Progresiva	Descripción	Coeficiente
0+700 – 1+100	Planicie de inundaciones, presencia de árboles de altura media, con crecimiento de brotes, arbustos tanto en verano como en invierno.	0.035
0+700 - 0+600	Presencia de árboles de gran tamaño, sin presencia brotes, tierra clara.	0.050
0+600 - 0+300	Planicies de inundación con presencia de calles de tierra, con escasa vegetación.	0.033
0+300 - 0+000	Planicies de inundación con árboles de tamaño medio con tierra clara sin brotes.	0.060

Fuente: Elaboración Propio.

El coeficiente de Manning del cauce principal se determinó mediante la constatación visual de las diversas características físicas del mismo, haciendo uso de la metodología de Cowan, se determinaron los coeficientes para cada tramo.

Tabla 21. Coeficiente de Manning para el cauce principal del río

Progresiva	Descripción	Valor de Coeficiente	Coeficiente
0+700-1+100	Material involucrado	0.028	0.035
	Grado de irregularidad	0.005	
	Variaciones de la sección transversal	0.000	
	Efecto relativo de las obstrucciones	0.000	
	Vegetación	0.005	
	Grado de los efectos por meandros	1.000	
0+700 - 0+600	Material involucrado	0.028	0.050
	Grado de irregularidad	0.010	
	Variaciones de la sección transversal	0.000	
	Efecto relativo de las obstrucciones	0.010	
	Vegetación	0.005	
	Grado de los efectos por meandros	1.000	
0+600 - 0+300	Material involucrado	0.028	0.033
	Grado de irregularidad	0.000	
	Variaciones de la sección transversal	0.000	
	Efecto relativo de las obstrucciones	0.010	
	Vegetación	0.000	
	Grado de los efectos por meandros	1.000	
0+300 - 0+000	Material involucrado	0.028	0.060
	Grado de irregularidad	0.005	
	Variaciones de la sección transversal	0.000	
	Efecto relativo de las obstrucciones	0.010	
	Vegetación	0.005	
	Grado de los efectos por meandros	1.000	

Fuente: Elaboración Propio.

## **CONDICIONES DE CONTORNO DEL MODELO**

Para las condiciones de contorno del modelo se consideró las pendientes del cauce aguas arriba y aguas abajo de la zona de estudio, así mismo el hidrograma de crecida calculado mediante el modelo precipitación - escorrentía.

Tabla 22. Condiciones de Contorno para el modelamiento hidráulico.

Condición de contorno	Aguas Arriba	Aguas Abajo
Pendiente (%)	1.307	1.416
	Hidrograma de Crecidas	Hidrograma de Crecidas

Fuente: Elaboración Propio.

## **MODELAMIENTO HIDRÁULICO FLUJO NO PERMANENTE**

Establecido la geometría del cauce del río y las condiciones de contorno aguas arriba y aguas abajo, se efectuó la simulación en régimen no permanente, estableciendo los diversos parámetros de tiempo que son necesarios para realizar la simulación.

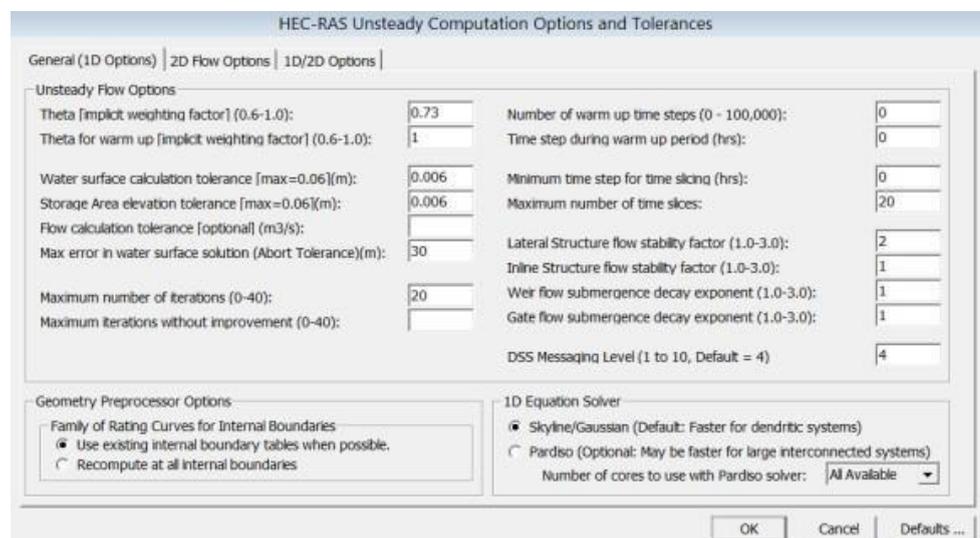


Ilustración 21. Parámetros y tolerancias de cálculo

Fuente: Elaboración Propio.

Después de un gran número de iteraciones se obtuvo un modelo estable con las tolerancias mostradas en la Ilustración 21, para un  $\theta$

= 0.73 se logró la estabilidad del modelo, analizado para un régimen mixto.

Según se observa en la Ilustración 22, el perfil del río muestra un modelo estable, esto se logró con la configuración de los parámetros y tolerancias mostradas. Para un  $\theta = 0.73$  muestra un modelo de flujo variado estable y preciso, por presentar un valor cercano al 0.60. Además se observa que la línea de energía presencia un cambio moderado, consecuencia de las pendientes muy baja del cauce, y la variación gradual de las secciones alrededor del tramo.

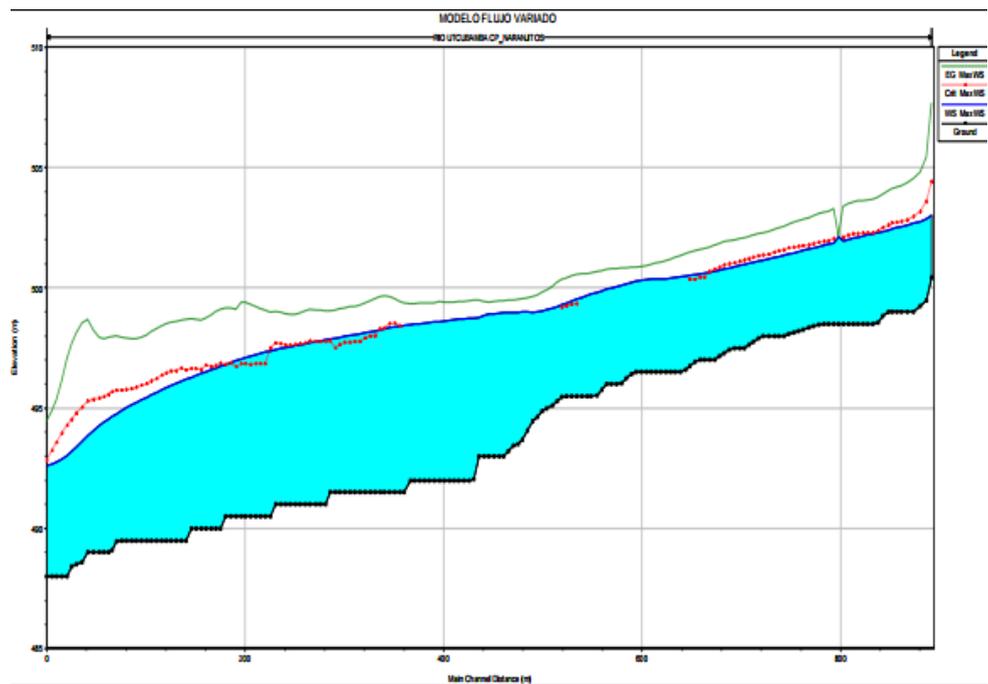


Ilustración 22. Perfil de flujo variado no permanente a lo largo del tramo, para TR= 100 años.  
Fuente: Elaboración Propio.

De la Ilustración 23, modelamiento hidráulico para un período de retorno de 100 años vista en perspectiva, se observa que la zona más afectada se encuentra en la margen izquierda, esto por presentar cotas más bajas respecto a la margen derecha del río.

El río en esta zona se desborda prácticamente en todas las secciones, la inundación se torna más pronunciada en la margen izquierda aguas abajo de la progresiva 0+520.00 km del tramo analizado, iniciándose el desbordamiento del río en esta sección hacia la margen izquierda, inundándola completamente, evidenciando el alto riesgo al que está expuesta esta margen. Se considera este sector como zona inundable de alto riesgo.

Aguas arriba desde la progresiva 0+520.00 km del tramo analizado, la zona afectada se encuentra en la margen derecha, sufriendo inundación las áreas agrícolas, perjudicando áreas arroceras.

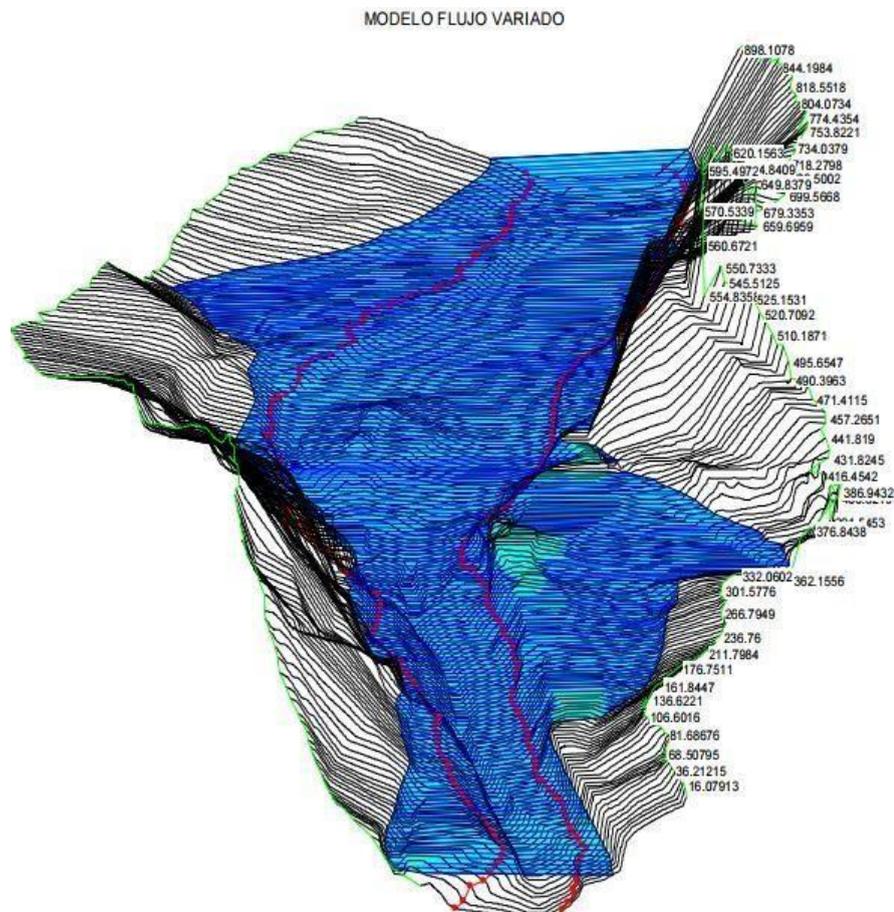


Ilustración 23. Vista en perspectiva de la simulación del río para un flujo variado no permanente,  $T_r=100$  años.

Fuente: Elaboración Propio.

La Ilustración 24, muestra la sección correspondiente a la progresiva 0+440.00 km, evidenciando la magnitud de la inundación, con perfiles de agua elevados, estos provocarían el colapso de las viviendas aledañas.

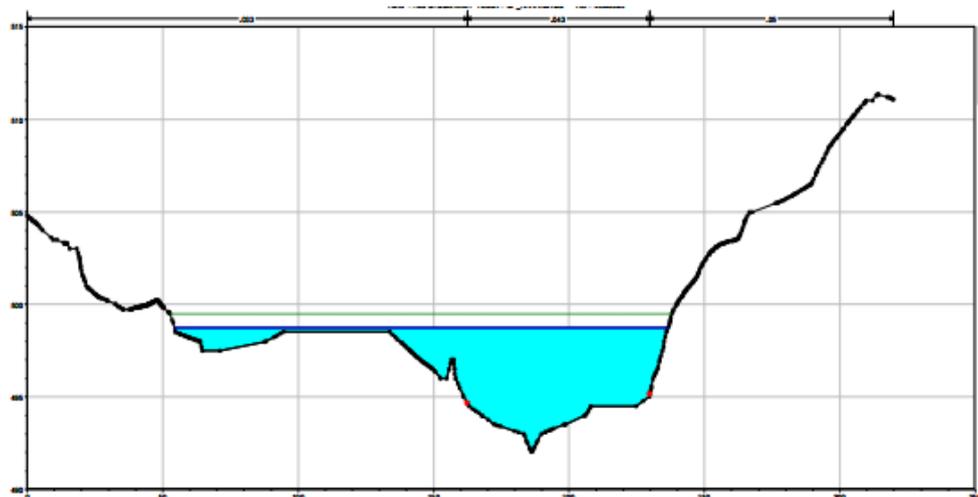


Ilustración 24. Sección transversal del Río Acopalca, progresiva 0+440 km, para un flujo variado no permanente, TR= 100 años.  
Fuente: Elaboración Propio.

Se considera que esta zona está altamente vulnerable, debido a que las viviendas en el centro poblado Acopalca están construidas precariamente con material de tierra como es el adobe, sin tomar en cuenta el riesgo de colapso ante inundaciones, como se puede apreciar en las Ilustraciones 25 y 26. Así mismo se aprecia en la Ilustración 27, que el tirante de agua de inundación puede llegar hasta 1.50 m, afectando en su totalidad estas viviendas. Las viviendas construidas en la ribera del río, se encuentran cimentadas sobre relleno, rellenos que estrechan el cauce, y ante un evento de esta magnitud podrían ser arrasados por el flujo.



*Ilustración 25. Vivienda en riesgo de inundación margen izquierda*  
Fuente: Elaboración Propio.



*Ilustración 26. Rellenos indiscriminados en el cause*  
Fuente: Elaboración Propio.



*Ilustración 27. Viviendas en Riesgo*  
Fuente: Elaboración Propio.



*Ilustración 28. Inundación, Zona de riesgo – Marguen Izquierdo*  
Fuente: Elaboración Propio.

La inundación de la margen izquierda generalmente se debe a que, aguas arriba existe una llanura del río extensa con gran concentración de sedimentos, que hace que, ante una máxima avenida, el agua se

desvié hacia la margen izquierda y provoque la inundación. Es necesario una descolmatación de este tramo tanto aguas arriba como aguas abajo.

#### 4.2.7. CUANTIFICACIÓN DE ÁREAS EN RIESGO DE INUNDACIÓN

Las inundaciones constituyen un fenómeno hidrológico de mayor impacto en la sociedad, siendo estas un problema social y económico, por lo que es de interés cuantificar los daños debidos a este fenómeno de una manera global, con el fin de concientizar a las autoridades, y se puedan implementar medidas que mitiguen el efecto de las inundaciones en el futuro, ya que generalmente se requiere de inversiones económicas significativas.

##### 4.2.7.1. Áreas en riesgo de inundación.

###### **MARGEN IZQUIERDA.**

Tabla 23. Áreas en riesgo de inundación, margen izquierda

Zona en Riesgo de inundación	Nº Elementos afectados	Áreas afectadas
Viviendas	39	2,922.78 m <sup>2</sup>
Vías accesos	130.00 m	
Áreas agrícolas		10.00 ha

Fuente: Elaboración Propia

###### **MARGEN DERECHA.**

Tabla 24. Áreas en riesgo de inundación, margen Derecha

Zona en Riesgo de inundación	Nº Elementos afectados	Áreas afectadas
Viviendas	2	246.26 m <sup>2</sup>
Vías accesos	20.00 m	
Áreas agrícolas		1.20 ha

Fuente: Elaboración Propia

## **TOTAL.**

Tabla 25. Áreas en riesgo de inundación - Total

<b>Zona en Riesgo de inundación</b>	<b>Nº Elementos afectados</b>	<b>Áreas afectadas</b>
Viviendas	41	3,169.04 m <sup>2</sup>
Vías accesos	150.00 m	
Áreas agrícolas		11.20 ha

Fuente: Elaboración Propia

### **4.3. PRUEBA DE HIPÓTESIS**

#### **4.3.1. HIPÓTESIS GENERAL PLANTEADO**

La determinación mediante el comportamiento hidráulico el nivel de vulnerabilidad de riesgo de inundación y huaico en la zona aledañas al Rio Acopalca, mediante la simulación hidráulica permitirá precisar la ubicación y diseño adecuado de la defensa ribereña.

#### **4.3.2. PRUEBA DEL HIPÓTESIS GENERAL PLANTEADO**

Mediante la determinación del comportamiento hidráulico se logró evidenciar el nivel de vulnerabilidad de riesgo de inundación y huaico de las zonas aledañas y los márgenes al Rio Acopalca. Por el cual se evidencia la validez de la hipótesis general, el cual viene siendo sustentada en la Tabla 25.

### **4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

Mediante el diagnóstico del comportamiento hidráulico del rio Acopalca se puede evidenciar que el margen izquierda es la más vulnerable, siendo inundada completamente, provocando el colapso de muchas viviendas construidas de adobe, así mismo, el deterioro de las vías de acceso, entre otras.

Por el cual el Gobierno Local – Municipalidad Distrital de Paucartambo, tiene que desarrollar un proyecto de inversión pública y mitigar los efectos que podrían desarrollarse en los márgenes del Rio Acopalca. Por el cual se Plantea un Presupuesto Aproximada para la mitigación mediante la construcción de muro de contención de tipo ciclópeo.

#### Presupuesto base

CONSTRUCCION DE MURO DE CONCRETO CICLOPEO		187,437.16
MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL		10,672.70
	(CD) S/.	198,109.86
Costo Directo		198,109.86
GASTOS GENERALES		19,810.99
UTILIDAD		15,848.79
-----		0.00
SUB TOTAL		233,769.64
IGV 18 %		42,078.54
-----		0.00
PRESUPUESTO DE OBRA		275,848.18
SUPERVISION		13,792.41
EXPEDIENTE TECNICO		10,900.00
-----		0.00
PRESUPUESTO TOTAL DE INVERSION		300,540.59

#### Descompuesto del costo directo

MANO DE OBRA	S/.	53,207.23
MATERIALES	S/.	99,670.38
EQUIPOS	S/.	45,211.88
SUBCONTRATOS	S/.	
Total descompuesto costo directo	S/.	198,089.49

## CONCLUSIONES

Las Áreas altamente vulnerables a inundaciones son las ubicadas en la margen izquierda del río, zona poblada, con presencia de viviendas construidas precariamente, donde el tirante de inundación alcanza hasta 1.50 m, provocando el colapso de estas.

Las viviendas construidas en la ribera del río - estrechan el cauce, y ante un evento de esta magnitud podrían ser arrasadas por el flujo. El río en esta zona se desborda prácticamente en todas las secciones, la inundación se torna más pronunciada a partir de la progresiva 0+520.00 km aguas abajo del tramo analizado, inundándola completamente.

Zona en Riesgo de inundación	Nº Elementos afectados	Áreas afectadas
Viviendas	39	2,922.78 m <sup>2</sup>
Vías accesos	130.00 m	
Áreas agrícolas		10.00 ha

Las viviendas damnificadas en Margen Izquierda vendrían a llegar al número de 39 viviendas, siendo esta un aproximadamente un 2,922.78 metros cuadrados, y del mismo modo se tendría 130 metros lineales de vía de acceso que se vendría a ser damnificada y por ultimo 10.00 hectáreas de áreas agrícolas.

## RECOMENDACIONES

Se recomienda que el cual el Gobierno Local – Municipalidad Distrital de Paucartambo, tiene que desarrollar un proyecto de inversión pública y mitigar los efectos que podrían desarrollarse en los márgenes del Rio Acopalca. Por el cual se Plantea un Presupuesto Aproximada para la mitigación mediante la construcción de muro de contención de tipo ciclópeo.

### Presupuesto base

CONSTRUCCION DE MURO DE CONCRETO CICLOPEO			187,437.16
MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL			10,672.70
	(CD)	S/.	198,109.86
Costo Directo			198,109.86
GASTOS GENERALES			19,810.99
UTILIDAD			15,848.79
-----			0.00
SUB TOTAL			233,769.64
IGV 18 %			42,078.54
-----			0.00
PRESUPUESTO DE OBRA			275,848.18
SUPERVISION			13,792.41
EXPEDIENTE TECNICO			10,900.00
-----			0.00
PRESUPUESTO TOTAL DE INVERSION			300,540.59

### Descompuesto del costo directo

MANO DE OBRA	S/.	53,207.23
MATERIALES	S/.	99,670.38
EQUIPOS	S/.	45,211.88
SUBCONTRATOS	S/.	
Total descompuesto costo directo	S/.	198,089.49

## BIBLIOGRAFÍA

1. Alfaro Abanto, T; Bardález Reátegui, J. 2010. Tratamiento de cauce del río para el control de inundaciones en la cuenca Chancay Lambayeque. Lambayeque, Perú. Autoridad Nacional Del Agua. 131 p.
2. Aparicio Mijares, FJ. 1992. Fundamentos De Hidrología De Superficie. 1 ed. México, Limusa.152 p.
3. Bladé, E; Sánchez Juny, M; Sánchez, HP; Niñerola, D; Gómez, M. 2009. Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Una visión a partir del modelo HEC-RAS. 1 ed. Barcelona, España, UPC. 216 p.
4. Bras, RL. 1989. Hydrology: An Introduction to Hydrologic Science. Boston, Estados Unidos, Addison-Wesley. 660 p.
5. Breña Puyol, AF; Jacobo Villa, MA. 2006. Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial. 1 ed. Tlalpan, México, Universidad Autónoma Metropolitana. 287 p.
6. Caamaño Nelli, G; Dasso, CM; García, CM; Mascuka, E. 2013. Validez de la técnica de intensidad instantánea para la extracción de Hietogramas de diseño típicos. CUADERNOS del CURIHAM 19:25-34.
7. Campos Aranda, DF. 1998. Procesos del ciclo hidrológico. 3 ed. San Luis Potosí, México, Universitaria Potosina. 540 p.
8. Campos-Aranda, DF. 2010. Intensidades máximas de lluvia para diseño hidrológico urbano en la república Mexicana. Ingeniería Investigación y Tecnología 11(2): 179-188.
9. Castro, LM; Carvajal Escobar, Y. 2010. Análisis de tendencia y homogeneidad de Series climatológicas. Redalyc (9): 15-25.

10. Chávez Díaz, R. 1994. Hidrología para Ingenieros. Lima, Perú, PUPC. 396 p.
- p.Chereque Morán, W. 2010. Hidrología Para Estudiantes De Ingeniería Civil. 1 ed. Lima, Perú, PUCP.
11. Chow, V; Maidment, DR; Mays, LW. 1994. Hidrología Aplicada. 1 ed. Santa Fe de Bogotá, Colombia, Mc Graw-Hill. 584 p.
12. Chow, V. 2004. Hidráulica de canales abiertos. Santa Fe de Bogotá, Colombia, Mc Graw-Hill. 667 p.
13. Cruz Gamiz, M. 1999. Determinación de la tormenta de diseño. La Habana. Ingeniería Hidráulica Y Ambiental 22(2): 27-30.
14. Durán-Barroso, P; González, J. 2015. Variabilidad de los grupos hidrológicos del método del número de curva del NRCS (NRCS-CN). IV Jornadas de Ingeniería del Agua, 2015, Córdoba, España. 15 p.
15. Fattorelli, S; Fernández, PC. 2011. Diseño Hidrológico. 2 ed. Zaragoza, España. FernandezDorca. 531 p.
16. Ferrér, M; Rodríguez, J; Estrela, T. 1995. Generación automática del número de curva con sistemas de información geográfica. Ingeniería del Agua 2(4): 43-58.
17. Gaspari, FJ; Rodríguez Vagaría, AM; Senisterra, GE; Denegri, G; Delgado, MI; Besteiro, S. 2012. Caracterización morfométrica de la cuenca alta del Río Sauce Grande, Buenos Aires, Argentina. Congreso de Medio Ambiente AUGM (7, 2012, La Plata, Buenos Aires, Argentina). Buenos Aires, Argentina. CONICET. 25 p.
18. Gaspari, FJ; Senisterra, GE; Raúl M. Marlats, RM. 2007. Relación precipitación - escorrentía y número de curva bajo diferentes condiciones de

- uso del suelo. Cuenca modal del sistema serrano de La Ventana, Argentina. Facultad de Ciencias Agrarias 37(1): 21-28.
19. Gil León, LE. 1999. Levantamientos Topográficos. Medellín, Colombia, Efe.
  20. Grupo de Investigación en Transporte de Sedimentos. 2007. Hidrología Básica Y Aplicada. Lima, Perú, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
  21. Grupo de Evaluación de Riesgos, AMA. 2014. Metodologías para la Determinación de Riesgos de Desastres a Nivel Territorial. Cuba, PNUD.
  22. Guerra, F; J. González. 2002. Caracterización morfométrica de la cuenca de la Quebrada La Bermeja, San Cristóbal, Estado Táchira, Venezuela. Geoenseñanza, Universidad de los Andes, San Cristóbal, Venezuela 7: 88-108.
  23. Ibáñez Asensio, S; Moreno Ramón, H; Gisbert Blanquer, JMI. 2015. Morfología de las cuencas hidrográficas, Universidad Politécnica de Valencia, Escuela técnica Superior de Ingeniería Agronómica y del Medio Natural. 1-12.

## **ANEXOS**



## MEMORIA DESCRIPTIVA

### 1.01 ASPECTOS GENERALES

El presente Expediente Técnico corresponde a la construcción de un muro de defensa ribereña en el río los andes en la Zona Urbana de Centro Poblado Acopalca, se encuentra dividido en tres tramos que van de arriba y hacia abajo entre los puentes carrozables existentes. La construcción del muro es de vital importancia ya que servirá para protección de cualquier posible desborde del río los andes en épocas de precipitaciones pluviales de gran magnitud, además de evitar la erosión del pie del talud en el tramo en mención ya que existe un antecedente y huellas que se iba a desbordar. Y evitar desbordes e inundaciones.

### 1.02 UBICACIÓN

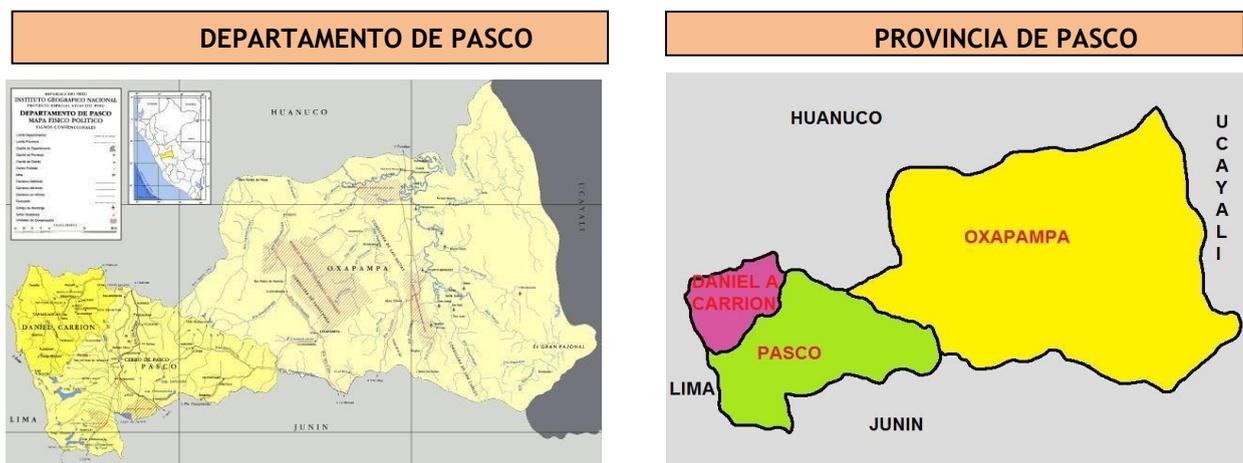
#### Ubicación:

Departamento /Región:	Pasco
Provincia:	Pasco
Distrito:	Paucartambo
Lugar:	Centro Poblado Acopalca
Región Geográfica:	Sierra

El centro poblado se desarrolla paralelamente al río los andes, que por ser una zona muy cercana a la localidad es muy necesario proteger las viviendas existentes en la ribera del río, el mismo que en épocas de lluvia incrementa su caudal.

#### GRAFICO N° 01

#### UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL PROYECTO





### Del Terreno:

El proyecto se encuentra ubicado en el Centro Poblado de Acopalca, perteneciente al Distrito de Paucartambo, Provincia Pasco, Región Pasco, cuyas coordenadas UTM y elevación son:

**El Centro Poblado de Acopalca se localiza en las siguientes coordenadas:**

Norte	8' 803,000
Este	406,850
Altitud	3485 m.s.n.m

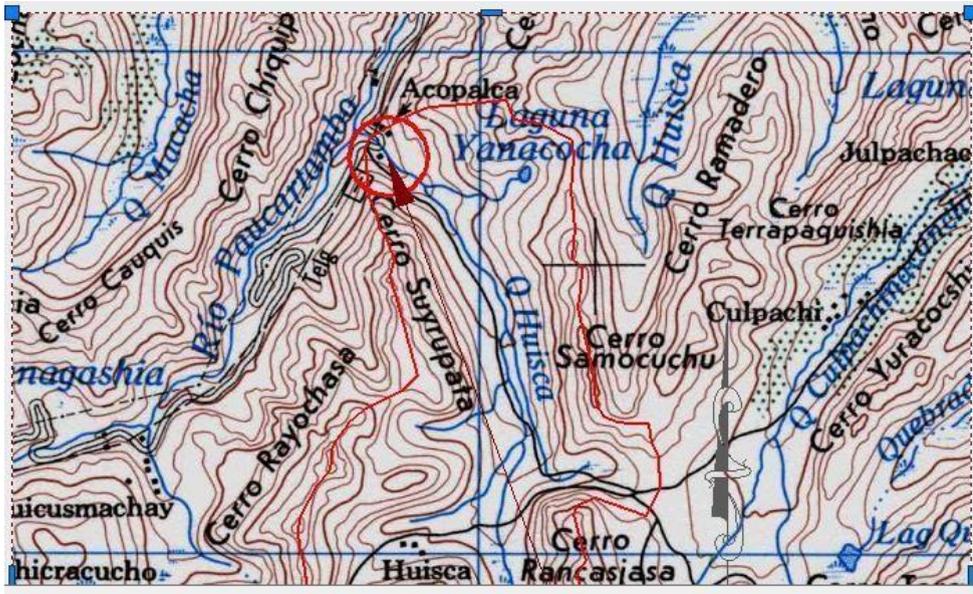
#### A) Límites

Por el Este: Distrito de Ulcumayo

Por el Oeste: Centro poblado de Bellavista

Por el Norte: Anexo de Cutuchaca

Por el Sur: Anexo Los Angeles



### 1.03 ANTECEDENTES

En la zona no se han ejecutado con anterioridad ningún trabajo de protección de talud ya que la zona es de riesgo. Los escasos trabajos de mantenimiento en su cauce, has provocado que se presente nuevas zonas críticas no protegidas con riesgo de erosión e inundación las cuales deben ser evaluadas en su conjunto. Solo se presenta algunos intentos de protección artesanal de manera individual de las viviendas de la ribera del río.

Debido a la inexistencia de infraestructura adecuada y diseñada para la prevención y protección de las áreas agrícolas como del área rural habitad por los beneficiarios, ello implica que hay una deficiente calidad de vida del poblador de la localidad de Acopalca debido al desinterés de la población y sus dirigentes, además de la falta de apoyo de los gobiernos, local regional y central, quienes tienen la obligación de buscar el bien común de sus habitantes.





Viviendas en riesgo por la crecida del rio los andes.



Viviendas protegidos solo con muros de piedra.





#### 1.04 PROBLEMA CENTRAL

ALTA VULNERABILIDAD POR INUNDACIONES DEL SUELO URBANO Y AGRÍCOLA EN LA MARGEN DERECHA DEL RIO LOS ANDES EN EL CENTRO POBLADO DE ACOPALCA, DISTRITO DE PAUCARTAMBO - PASCO

N°	Descripción de las principales causas (máximo 6)	Causas indirectas
Causa 1:	ALTO RIESGO DE INUNDACIÓN DE LA ZONA URBANA	LIMITADA INFRAESTRUCTURA DE PROTECCIÓN
Causa 2:	DEFICIENTE ORGANIZACIÓN COMO PREVENCIÓN DE DESASTRES	LIMITADA CAPACIDAD DE GESTIÓN DE AUTORIDADES LOCALES

#### 1.05 OBJETIVOS

##### Objetivos Generales

DISMINUIR LA VULNERABILIDAD POR INUNDACIONES DEL SUELO URBANO Y AGRÍCOLA EN LA MARGEN DERECHA DEL RIO LOS ANDES EN EL CENTRO POBLADO DE ACOPALCA, DISTRITO DE PAUCARTAMBO - PASCO

N°	Principales Indicadores del Objetivo (*) (máximo 3)	Valor Actual (*)	Valor al Final del Proyecto(*)
1	INFRAESTRUCTURA DE PROTECCIÓN	0 UND	1 UND
2	POBLACIÓN DEL AREA INFLUENCIA SEGURA	0	25

##### Objetivos Específicos

El proyecto mediante la culminación de los estudios definitivos y construcción de las obras tiene de alcanzar los siguientes objetivos:

- Crear en la población el criterio del mantenimiento de las riveras de los ríos.
- Controlar la pérdida de terrenos agrícolas e incluso recuperarlos.
- Inducir en la población beneficiaria los sistemas de protección ribereña tipo ecológicos.
- Efectuar las obras de mitigación para no tener un impacto ambiental negativo.
- Fomentar el desarrollo de proyectos integrados aprovechando los recursos naturales potencialmente explotables favoreciendo el desarrollo de las poblaciones beneficiarias con el proyecto.



#### 1.06 PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO:

Los lineamientos de política actuales del Gobierno Local consideran de prioridad la intervención de la infraestructura de protección. Así mismo se cuenta con el presupuesto y los recursos suficientes para el financiamiento del presente proyecto en la etapa de Pre Inversión (estudios de Perfil y Pre factibilidad) e Inversión (expediente y ejecución).

El proyecto es una aspiración de todos los pobladores del C. P. de Acopalca, así mismo es de interés global del distrito de Paucartambo, por los impactos socioeconómicos positivos que generará después de su ejecución.

Las autoridades, así como los beneficiarios se sienten comprometidos y dispuestos a participar activa, y dinámicamente en el logro de este objetivo. Por ello la participación de la población es una de las fortalezas más importantes para hacer posible la ejecución del proyecto.

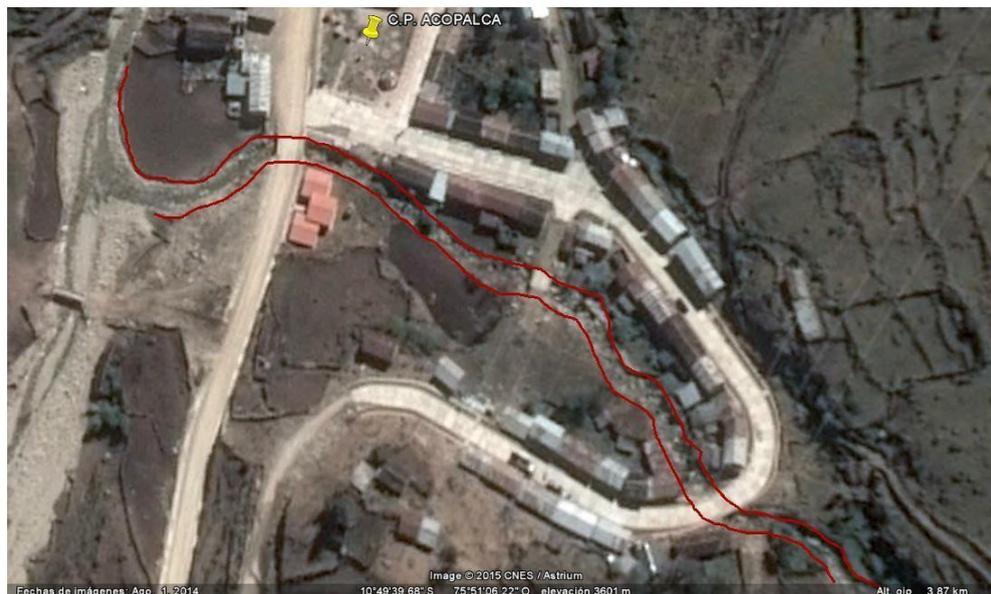


## UBICACIÓN DEL PROYECTO

### Vista satelital del area a intervenir

#### a. Extensión Del Proyecto

El proyecto se extiende sobre el río LOSANDES, en un área de 300 mL2 en promedio, cuyos límites son área de sembrío de la comunidad y viviendas del anexo.





## b. Diagnóstico De La Situación Actual

Debido a la inexistencia de infraestructura adecuada y diseñada para la prevención y protección de las áreas agrícolas como del área rural habitada por los beneficiarios, ello implica que hay una deficiente calidad de vida del poblador de la localidad de Acopalca debido al desinterés de la población y sus dirigentes, además de la falta de apoyo de los gobiernos, local regional y central, quienes tienen la obligación de buscar el bien común de sus habitantes.

### 1.07 DESCRIPCIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO

Son los siguientes componentes para dar solución a la problemática existente.

#### **ITEM N° 01: CONSTRUCCIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO CICLOPEO**

El proyecto, tiene como meta la defensa ribereña con concreto ciclópeo en la margen derecha del río los Andes e una longitud de 240.00 ml a lo largo de los tramos con más riesgo con una altura de 2.00 metros desde la base y un cimiento de 0.50 ml 0.80 x 0.30

- Adecuada infraestructura de protección a las viviendas que se encuentran en la ribera del río y las de la localidad de Acopalca.
- Mantenimiento adecuado y programado.
- Una adecuada capacidad de gestión por parte de las autoridades locales y beneficiarios organizados, nos va a permitir, alcanzar el objetivo.

#### **ITEM N° 002: MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL**

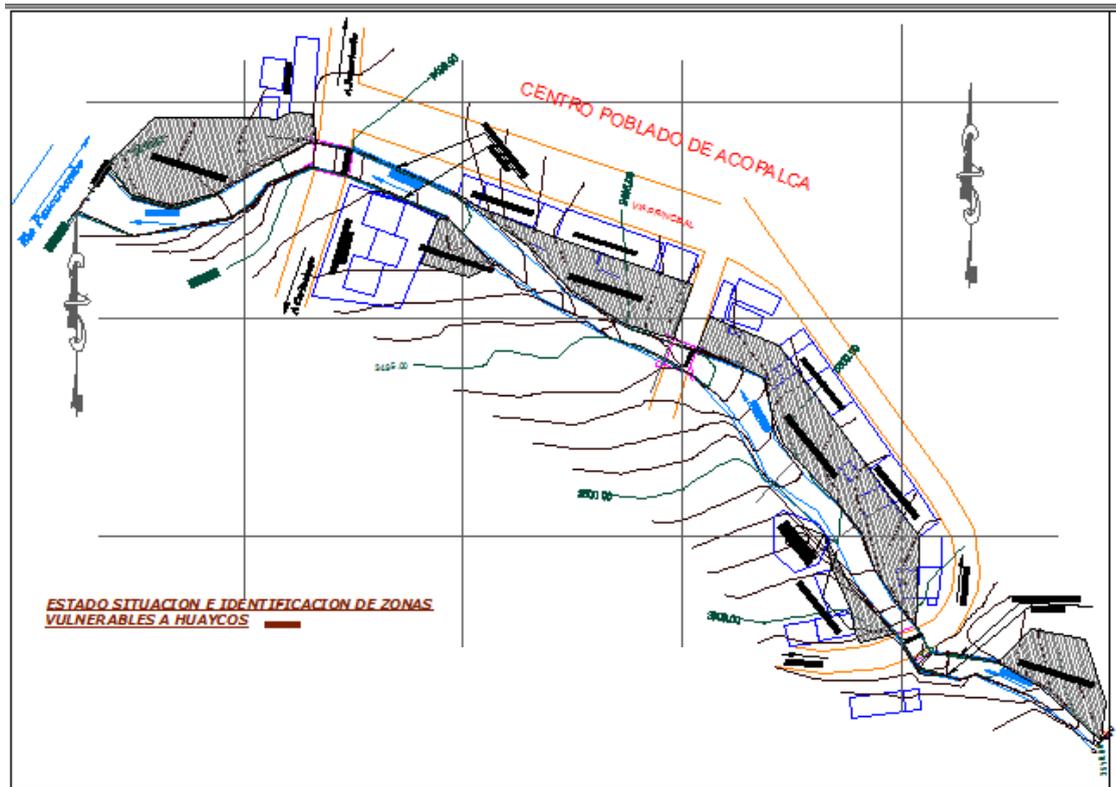
Reducir los impactos producidos antes, durante y después de la ejecución de obra, así como fortalecer las áreas existentes a fin de ser productivo.

Corregir los impactos negativos que hasta la actualidad merman las actividades agrícolas y productivas.

Orientar con charlas y reuniones a la población para el buen manejo y uso de la infraestructura del puente a construir.



## 1.08 CROQUIS DE UBICACIÓN



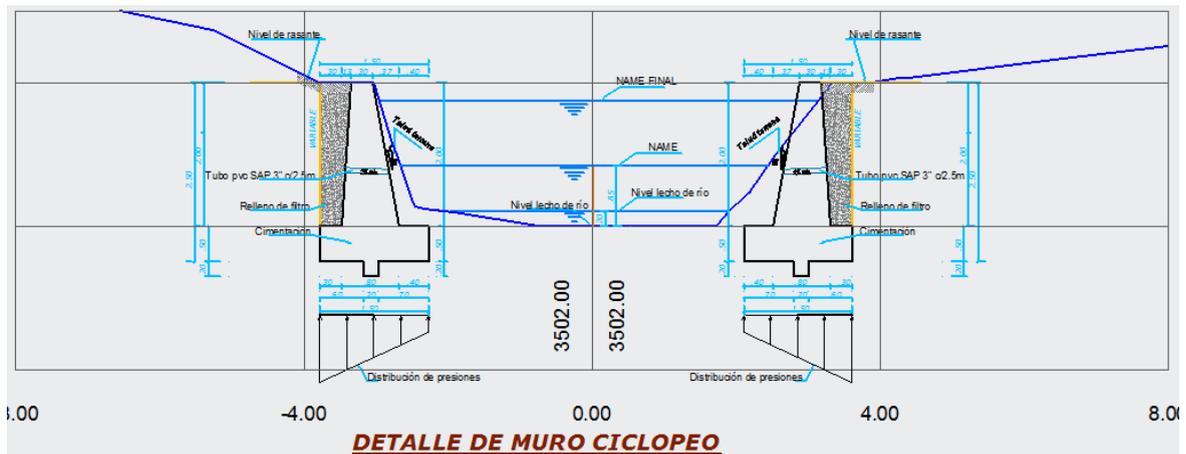
## 1.09 CRITERIO DE INTERVENCION:

La zonificación se ha constituido tomando un criterio básico de la necesidad de proteger a las viviendas existentes, existen áreas donde no hay viviendas y no es necesario proteger porque no existe riesgo.

Se plantea en el margen derecha ya que existen mayor cantidad de viviendas, la protección de la posta médica y los mismo puentes de concreto.

## 1.10 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURA:

El sistema estructural del modulo de la dirección está estructurado a través de un sistema mixto, muros portantes en los tabiques de división y pórticos en sus intermedios, a base de concreto armado. y la cubierta está constituida a base de una tijerales de madera apoyadas en las vigas collar, con correas de madera que reciben la cobertura teja andina.



## 1.11 PRESUPUESTO

El presupuesto de la Obra asciende a S/. 300,540.59 Nuevos Soles, con precios de MAYO del 2015, determinado por sus metrados y análisis de costos unitarios, los costos de los materiales han sido presupuestados incluyendo el IGV, a los que se ha añadido gastos generales, con la finalidad de que la institución tome los caminos más convenientes en sus diferentes modalidades para su ejecución.

### 1.01 COSTOS UNITARIOS

Los análisis de costos unitarios de las partidas a ejecutarse en el presente proyecto han sido desarrollados con precios de mercado correspondientes a Paucartambo y rendimientos del lugar. Para el costo de agregados, como piedra chancada se ha considerado puesto en obra al proveedor se le pagara con la conformidad que le entregara el residente de obra.

### 1.02 MANO DE OBRA

El costo de hora hombre, se ha considerado de la siguiente manera, teniendo en cuenta los costos de mano de obra de la municipalidad distrital de Paucartambo, proporcionados por la oficina de sub gerencia de estudios, estos costos son:

Recurso	Unidad	Precio S/.
OPERARIO	hh	8.75
OFICIAL	hh	7.50
PEÓN	hh	6.25

Se debe tener en cuenta que la mano de obra preferentemente será de la zona del lugar de la obra, sobre todo el personal No calificado, con respecto a la mano de obra calificada, esta será evaluada por el residente de obra, para poder garantizar la buena calidad de la obra.



### VALOR REFERENCIAL DE EJECUCION DE OBRA - PRESUPUESTO TOTAL

COMPONENTE	SUB - PRESUPUESTO	SUB TOTAL	COSTO TOTAL
A	CONSTRUCCION DE INFRAESTRUCTURA		198,109.86
	CONTRUCCION DE MURO DE CONCRETO CICLOPEO	187,437.16	
	MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL	10,672.70	
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>		<b>S/.</b>	<b>198,109.86</b>
GASTOS GENERALES (10.00%)		S/.	19,810.99
UTILIDAD (8.00%)		S/.	15,848.79
<b>COSTO REFERENCIAL DE LA OBRA</b>		<b>S/.</b>	<b>233,769.64</b>
IGV (18.00%)		S/.	42,078.54
<b>COSTO REFERENCIAL DE LA OBRA</b>		<b>S/.</b>	<b>275,848.18</b>
SUPERVISION DE OBRA			13,792.41
EXPEDIENTE TECNICO			10,900.00
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO DE INVERSION PUBLICA</b>		<b>S/.</b>	<b>300,540.59</b>

TRECIENTOS MIL QUINIENTOS CUARENTA CON 59/100 NUEVOS SOLES

#### 1.12 .FUENTE DE FINANCIAMIENTO

El financiamiento integral del proyecto se hará efectivo a través de la Municipalidad Distrital de PAUCARTAMBO.

#### 1.13 MODALIDAD DE EJECUCION

Este proyecto se ejecutará por ADMINISTRACIÓN INDIRECTA (CONTRATA), según lo establece la Ley de Contrataciones y Adquisiciones del Estado y su Reglamentación.

#### 1.14 PLAZO DE EJECUCION

El plazo es de 60 días calendarios



## ESTUDIO HIDROLÓGICO

### 1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Mediante el Estudio Hidrológico e Hidráulico se ha verificado la demanda hidrológica, cuyo estudio se centrará en determinar las intensidades máximas de las lluvias, en las cuencas de las quebradas que atraviesan el RÍO LOS ANDES en el tramo del Centro Poblado Acopalca.

Asimismo, el estudio hidrológico está orientado a determinar los caudales de diseño de las obras de planteamiento de muro de concreto ciclópeo y defensas hacia las viviendas contiguas en el centro poblado.

#### 1.1 OBJETIVO

El estudio de hidrología referente al proyecto en mención, tiene como objetivo evaluar y establecer los criterios que permitan determinar los parámetros hidrológicos de diseño sobre la base del reconocimiento de campo de la zona de estudio y la información meteorológica disponible

#### 1.2 ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio se encuentra ubicado en el centro poblado La victoria del ámbito del distrito de Paucartambo, perteneciente a la provincia de Pasco, departamento de Pasco.

El área de estudio de un puente peatonal se encuentra ubicada.

Norte	8 803 000
Este	406,850
Altitud	3485 m.s.n.m

#### 1.3 INFORMACIÓN BÁSICA

##### 1.3.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Para la realización de los estudios hidrológicos se contó con la siguiente información:

Cartas Nacionales del Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1:100,000

Cuadrícula IGN Hoja 26 o -Paucartambo

Cartas del Ministerio de Agricultura (IGN) a escala 1:25,000

Esta información permite cuantificar las potenciales áreas de drenaje de los cauces que son interceptados por la vía en estudio.

##### 1.3.2 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Las estaciones pluviométricas localizadas en la zona de estudio o cercanas a ella, son administradas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrografía-SENAMHI, en el cuadro N° 7.2.2.1 se incluye las características de cada una de ellas. La información Meteorológica disponible ha consistido en registros de precipitaciones máximas mensuales.



**Cuadro N° 7.3.2.1: Estaciones Meteorológicas ubicadas en el área del proyecto**

Estación	Entidad	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud (m.s.n.m.)	Dpto.	Prov.	Distrito	Periodo de Registro
Pampa Hermosa	SENAMHI	10°46'	75°43'	2650.00	Pasco	Pasco	Paucartambo	1964-1982

En el cuadro N° 7.3.2.2 y 7.3.2.3 se muestran las precipitaciones medidas en la estación de Paucartambo y las precipitaciones medidas en la estación de Paucartambo.

**Cuadro N° 7.3.2.2: Registro Pluviométrico Mensual de la Estación Carhuamayo (mm)**

SENAMHI													
REGISTRO PLUVIOMETRICO MENSUAL DE LA ESTACIÓN CARHUAMAYO (mm)													
ESTACION	: CARHUAMAYO						LONG.	: 75°43' "W"	DPTO.	: PASCO			
PARAMETRO	: PRECIPITACION MENSUAL (mm)						LAT.	: 10°46' "S"	PROV.	: PASCO			
							ALT.	: 2650 msnm	DIST.	: PAUCARTAMBO			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
1961	262.10	267.40	290.50	216.40	157.00	127.90	83.90	55.60	43.40	130.80	243.00	255.70	
1962	317.00	326.80	337.00	246.20	170.60	150.00	120.20	90.50	114.00	157.10	185.60	233.20	
1963	258.00	272.50	298.00	247.80	151.00	126.20	96.90	62.00	79.60	135.00	276.90	257.40	
1964	260.50	201.40	221.80	237.30	119.70	39.50	116.00	69.40	226.10	227.40	96.60	136.80	
1965	158.80	277.40	224.70	229.40	55.50	66.00	19.40	105.80	282.70	132.60	191.70	247.50	
1966	258.80	130.20	167.00	130.10	113.90	20.70	26.80	32.10	121.70	288.70	173.40	232.30	
1967	305.30	376.80	498.10	65.20	72.70	15.70	39.50	73.40	157.30	313.40	146.60	218.40	
1968	245.90	214.00	201.90	230.80	104.10	73.80	57.90	120.50	190.50	412.40	341.50	218.10	
1969	168.10	263.80	290.60	168.90	79.20	89.90	45.10	63.00	57.40	148.40	90.40	146.20	
1970	758.40	222.80	315.50	112.30	48.20	23.10	56.10	49.50	70.90	99.50	142.50	156.50	
1971	245.10	650.40	593.20	326.10	111.30	22.30	34.30	102.40	18.70	133.20	226.30	221.50	
1972	375.80	298.00	351.10	209.80	79.80	15.90	121.40	251.20	91.90	157.60	174.00	194.50	
1973	432.90	574.80	324.80	234.00	122.50	32.00	25.60	58.90	56.00	121.30	228.20	348.60	
1974	597.60	435.50	387.60	131.20	14.40	10.40	15.10	425.40	212.70	251.20	98.80	217.50	
1975	361.90	370.05	394.00	122.70	110.50	105.70	2.30	40.40	143.90	163.90	211.90	329.50	
1976	370.60	379.50	418.20	161.50	168.50	78.90	62.30	103.50	501.40	75.10	94.10	92.70	
1977	146.50	384.50	458.80	88.00	108.00	23.10	21.30	35.60	52.70	225.90	329.60	399.90	
1978	446.50	284.00	256.30	329.20	210.10	16.10	0.70	65.40	203.60	187.30	210.30	262.50	
1979	343.80	304.60	184.60	43.80	21.70	0.30	69.10	9.50	26.30	50.10	87.80	174.60	
1980	446.50	357.60	333.70	97.40	72.30	9.40	30.20	88.90	235.20	334.50	395.10	288.40	
1981	393.10	505.30	406.00	307.70	68.70	57.10	56.60	294.60	194.50	354.10	325.60	445.60	
1982	549.50	470.60	307.50	212.70	87.90	66.00	66.70	80.90	109.20	405.20	250.30	248.60	
<b>PROMEDIOS</b>	<b>349.30</b>	<b>344.20</b>	<b>330.04</b>	<b>188.57</b>	<b>102.16</b>	<b>53.18</b>	<b>53.15</b>	<b>103.57</b>	<b>144.97</b>	<b>204.76</b>	<b>205.46</b>	<b>242.09</b>	
<b>Desv. Stand.</b>	<b>144.04</b>	<b>125.00</b>	<b>105.30</b>	<b>82.20</b>	<b>49.10</b>	<b>44.20</b>	<b>36.50</b>	<b>97.50</b>	<b>109.80</b>	<b>105.40</b>	<b>89.10</b>	<b>83.80</b>	
<b>Prec. Máxima</b>	<b>758.40</b>	<b>650.40</b>	<b>593.20</b>	<b>329.20</b>	<b>210.10</b>	<b>150.00</b>	<b>121.40</b>	<b>425.40</b>	<b>501.40</b>	<b>412.40</b>	<b>395.10</b>	<b>445.60</b>	
<b>Prec. Mínima</b>	<b>146.50</b>	<b>130.20</b>	<b>167.00</b>	<b>43.80</b>	<b>14.40</b>	<b>0.30</b>	<b>0.70</b>	<b>9.50</b>	<b>18.70</b>	<b>50.10</b>	<b>87.80</b>	<b>92.70</b>	

**Cuadro N° 7.3.2.3: Registro Pluviométrico Mensual de la Estación Santa Isabel (mm)**



SENAMHI												
REGISTRO PLUVIOMÉTRICO MENSUAL DE LA ESTACIÓN SANTA ISABEL (mm)												
ESTACION : SANTA ISABEL				LONG. : 76° 01' "W"				DPTO. : PASCO				
PARAMETR : PRECIPITACION MENSUAL				LAT. : 09° 18' "S"				PROV. : PASCO				
O (mm)				ALT. : 684 msnm				DIST. PAUCARTAMBO				
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1961	221.20	225.70	245.20	182.60	132.50	107.90	70.80	46.90	36.60	110.40	205.10	215.80
1962	267.50	275.80	284.40	207.80	144.00	126.60	101.40	76.40	96.20	132.60	156.60	196.80
1963	217.70	230.00	251.40	209.10	127.40	106.50	81.80	52.40	67.20	113.90	233.70	217.20
1964	208.90	193.60	208.00	170.20	139.20	102.80	64.30	62.70	48.00	137.90	174.80	171.80
1965	187.40	206.50	217.50	177.20	113.00	93.00	58.70	47.70	57.80	160.20	156.70	192.50
1966	205.70	217.90	228.60	140.60	94.20	79.80	69.20	57.30	68.30	156.00	192.80	185.90
1967	241.20	335.40	300.80	172.90	211.40	116.80	98.80	63.40	56.70	135.30	176.90	196.00
1968	213.30	130.30	163.60	128.20	81.60	68.10	54.40	21.40	46.90	99.10	126.30	135.40
1969	160.10	186.30	148.70	133.00	105.60	98.20	58.70	50.20	64.40	107.00	115.40	206.20
1970	220.50	222.60	245.50	164.30	141.40	120.50	99.30	69.80	84.30	151.00	187.30	208.60
1971	228.40	237.80	211.50	196.80	175.80	86.50	83.50	82.10	94.90	166.30	183.40	214.90
1972	248.90	255.70	226.90	202.80	163.90	61.20	54.90	103.70	212.50	135.60	168.90	206.70
1973	254.20	301.80	316.60	289.60	160.40	130.00	100.40	120.60	172.30	237.00	284.80	299.60
1974	309.30	284.60	300.20	216.60	170.40	105.40	64.50	83.50	84.80	134.50	172.80	185.40
1975	195.50	223.70	230.40	198.10	181.50	96.30	54.40	68.30	96.60	150.80	189.30	194.80
1976	239.10	259.20	302.40	159.30	235.60	148.30	87.10	67.00	275.90	52.00	83.20	77.30
1977	94.50	262.80	331.70	86.80	151.00	43.40	29.80	23.10	29.00	156.50	291.40	333.40
1978	288.00	194.80	185.30	324.70	293.70	30.30	1.00	42.40	112.00	129.70	185.90	218.90
1979	221.80	208.00	133.50	43.20	30.30	0.60	96.70	6.20	14.50	34.70	76.60	145.60
1980	288.00	244.20	241.30	96.10	101.10	17.70	42.20	57.60	129.40	231.70	349.30	240.40
1981	253.60	345.10	293.50	303.50	96.00	107.30	79.20	190.80	107.00	245.30	287.90	371.50
1982	354.50	321.40	222.30	209.80	122.90	124.10	93.30	52.40	60.10	280.70	221.30	207.30
<b>PROMEDIOS</b>	<b>232.70</b>	<b>243.78</b>	<b>240.42</b>	<b>182.42</b>	<b>144.22</b>	<b>89.60</b>	<b>70.20</b>	<b>65.72</b>	<b>87.47</b>	<b>148.10</b>	<b>191.88</b>	<b>210.09</b>
<b>Desv. Stand.</b>	<b>51.97</b>	<b>50.50</b>	<b>48.00</b>	<b>40.00</b>	<b>35.40</b>	<b>20.10</b>	<b>18.30</b>	<b>24.30</b>	<b>34.50</b>	<b>33.20</b>	<b>40.60</b>	<b>34.10</b>
<b>Prec. Máxima</b>	<b>309.30</b>	<b>345.10</b>	<b>331.70</b>	<b>324.70</b>	<b>293.70</b>	<b>148.30</b>	<b>101.40</b>	<b>190.80</b>	<b>275.90</b>	<b>280.70</b>	<b>349.30</b>	<b>371.50</b>
<b>Prec. Mínima</b>	<b>94.50</b>	<b>130.30</b>	<b>133.50</b>	<b>43.20</b>	<b>30.30</b>	<b>0.60</b>	<b>1.00</b>	<b>6.20</b>	<b>14.50</b>	<b>34.70</b>	<b>76.60</b>	<b>77.30</b>

Fuente: Proyecto Hidroeléctrico Tirincavini

Se completaron registros entre los años 1976 a 1982, mediante el "Método de los Promedios", según WendorChereque



Moran, Hidrología – 1989.

### 1.3.3 SUBCUENCAS HIDROGRÁFICAS

En la zona del estudio se han identificado un sinnúmero de subcuencas, de las cuales las más representativas son aquellas cuyos cursos de agua comprometen seriamente a la vía en estudio. La extensión de dichas subcuencas es hasta de 5.45 km<sup>2</sup>. La relación de las subcuencas más representativas se detalla en el siguiente cuadro:

**Cuadro N° 7.3.3.1: Microcuencas que atraviesa el Defensa ribereña**

N°	Ubicación	Nombre
01	Km 0+833.47	C. P. ACOPALCA

Para el cálculo del caudal de diseño de las diferentes obras de drenaje, también se tomarán en cuenta pequeñas subcuencas que no son posibles de identificar en la Carta Nacional, pero que han sido fijadas durante la inspección de campo.

Las cuencas muestran superficies cubiertas por vegetación natural densa, sobre una topografía alternada entre laderas empinadas y moderadas.

#### **Delimitación de Subcuencas**

Utilizando información de la carta nacional a escala 1/100,000 se procedió a delimitar las subcuencas más representativas correspondientes a los cauces que cruzan el Río Los Andes.

### 1.3.4 ESTUDIO DE PRECIPITACIONES

El estudio de precipitaciones tendrá como objetivo a determinar:

- Los valores de precipitaciones máximas cuya duración será entre  $0 < t < 3$  horas
- La intensidad de la lluvia para duraciones cortas, es decir la relación Intensidad - duración - frecuencia (IDF) para fines de utilizarla en la aplicación del método racional para la determinación de descargas en cuencas pequeñas y medianas y del hidrograma unitario para las de mayor área. El gráfico de las curvas IDF pueden verse en el Gráfico N° 01 del ítem 7.4.5

### 1.4 ANALISIS DE FRECUENCIAS

#### 1.4.1 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS EVALUADOS EN LA PRECIPITACION

Según Ven Te Chow 1994, los métodos estadísticos están basados en principios matemáticos que describen la variación aleatoria de un conjunto de observaciones de un proceso, y estos centran su atención en las observaciones mismas en lugar de los procesos físicos que las producen.

De acuerdo a los estudios estadísticos existen decenas de funciones de distribución de probabilidad teórica (métodos estadísticos); y obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular, por lo tanto es necesario escoger de éstos métodos, las que se adopten mejor al problema bajo análisis; en tal sentido a continuación se cita el fundamento teórico de los más usados en Hidrología:

Método de Distribución Normal

Método de Gumbel (Distribución Extrema Tipo I)

Método de Pearson Tipo III

Método de Log Pearson Tipo III



Método de Log Normal II Parámetros  
Método de Log Normal III Parámetros.

Los métodos estadísticos normal estándar y lognormal son generalmente apropiados para variables aleatorias que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento bajo análisis, como por ejemplo los volúmenes de escurrimiento mensual de un río.

El método Gumbel se desarrolla para valores extremos, como los gastos máximos o mínimos anuales. La función Pearson Tipo III ocupa un lugar intermedio.

### (1) MÉTODO DE DISTRIBUCION NORMAL

#### • FUNCIÓN DE DENSIDAD

La función de densidad de distribución normal se define como:

$$f(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(X-\mu)^2}{2\sigma^2}} \dots\dots\dots (1)$$

Para  $-\infty < x < +\infty$

Donde  $\mu$  y  $\sigma$  son los parámetros de la distribución. Estos parámetros determinan la forma de la función  $f(x)$  y su posición en el eje  $x$ , decimos que la variable aleatoria  $X$ , se distribuye normalmente con media  $\mu = \bar{X}$  y varianza  $\sigma^2 = S^2$  y se representa:

$$X \approx N(\bar{X}, S^2)$$

Siendo una función continua y simétrica con respecto a  $\bar{X}$ , si

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma} \dots\dots\dots (2)$$

La función densidad de  $Z$ , es llamada función densidad de la Distribución Normal Estándar y tiene la siguiente expresión:

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} \dots\dots\dots (3)$$

Para  $-\infty < z < +\infty$

Los valores de  $f(x)$  ó  $f(z)$  puede ser fácilmente evaluada para un valor de  $x$  o de  $z$  por las ecuaciones (1) ó (3), respectivamente.

Una característica fundamental de la distribución normal estándar es que tiene  $\mu_z = 0$  y  $\sigma_z^2 = 1$ , es decir:

$$Z \approx N(0,1)$$





• **ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS**

Para estimar los parámetros de la distribución teórica se pueden usar el método de momentos o el método de máxima verosimilitud, los parámetros obtenidos son los siguientes:

$$\left. \begin{aligned} \bar{X} &= \mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \\ S = \sigma &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

Donde:

X = Es el estimado de la media, llamado también parámetro de posición

S = Es el estimado insesgado de la desviación estándar o parámetro de escala.

**(2) MÉTODO DE GUMBEL (VALOR EXTREMO TIPO I)**

Según Paulet, 1977, el método de Gumbel se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas asumiendo que esos valores son independiente entre sí, también son usadas frecuentemente para el estudio de magnitud-duración-frecuencias delluvias (Hershfiel, 1961).

Paulet la aplicó al río Chancay-Lambayeque para el análisis de frecuencias de Máximas Avenidas así como sequías con buenos resultados.

Linsley la aplicó el río Clear Water en Idaho Estados Unidos. Este método es adecuado cuando se utiliza como datos las descargas máximas anuales en un punto de control de una vertiente o un río.

• **FUNCIÓN ACUMULADA**

La distribución acumulada de la distribución Gumbel, tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots (10)$$

Para  $-\infty < x < +\infty$ ,  $0 < \alpha < +\infty$   $-\infty < \beta < +\infty$

Donde:

El parámetro  $\alpha$  se le conoce como parámetro de escala

El parámetro  $\beta$  se le conoce como parámetro de posición



### FUNCIÓN DENSIDAD

Derivando la función de distribución acumulada, ecuación (10), con respecto a x, se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx}$$

$$f(x) = a * e^{[\pm \alpha(x-\beta) - e^{\pm \alpha(x-\beta)}]} \quad \text{para } -\infty < x < +\infty$$

El signo (+) se aplica para valores mínimos y el signo (-) se aplica para valores máximos.

Si se hace la transformación:

$$y = \alpha(x - \beta) \quad \dots\dots\dots (11)$$

Con lo cual, la función densidad reducida Gumbel es:

$$f(y) = e^{(\pm y - e^{\pm y})} \quad \dots\dots\dots (12)$$

El signo (+) se emplea para eventos mínimos y el signo (-) para eventos máximos.

La función de distribución acumulada es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \quad \longrightarrow \quad (\text{máximo}) \quad F(y) = 1 - e^{-e^{-y}} \quad \longrightarrow \quad (\text{Mínimo})$$

$$F(y) \text{ mín.} = 1 - F(-y) \text{ máx.}$$

Los valores correspondientes de x e y, están relacionadas por:  $F(x) = F(y)$  y la relación:

$$y = \alpha(x - \beta) \quad \text{ó} \quad x = \beta + \frac{y}{\alpha} \quad \dots\dots\dots (13)$$

### (3) MÉTODO DE PEARSON TIPO III

Según Ven Te Chow, la distribución Pearson Tipo III se aplicó por primera vez en la Hidrología por Foster (1924) para describir la distribución de probabilidad de picos de crecientes máximos anuales. Cuando la información es muy asimétrica positivamente, se utiliza una transformación Log para reducir la asimetría.

La distribución Pearson Tipo III, también llamada la distribución gamma de tres parámetros, introduce un tercer parámetro, el límite inferior o parámetro de posición  $\delta_1$ , de tal manera que por el método de los momentos, los tres momentos de la muestra (la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría) pueden transformarse en los tres parámetros  $\delta_1, \beta_1, \alpha_1$ , de la distribución de probabilidad.

Según Varas, la distribución de Pearson Tipo III, es una de varios modelos empíricos desarrollados por este autor. esta distribución coincide con el Logarítmico-Normal cuando el coeficiente de asimetría es nulo.

Según Markovick 1965, mostró que no hay diferencias entre el ajuste de una distribución Gamma y una LogNormal, esta función de distribución es muy popular debido a que cuando el coeficiente de asimetría se iguala a cero se obtiene la distribución Normal.



• **FUNCIÓN DENSIDAD**

Se dice que una variable aleatoria X tiene una distribución Tipo III si su función densidad de probabilidades con origen en la moda, esta dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left( \frac{x - \delta}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\frac{x - \delta}{\alpha}} \quad \dots\dots\dots (14)$$

Donde  $\alpha, \beta, \delta$ , son los parámetros de la función y  $\Gamma(\beta)$  es la función Gamma.

Para:  $0 < \beta < \infty$      $-\infty < \delta < \infty$      $0 < \alpha < \infty$      $\delta < X < \infty$

Donde:

- $\delta$  = Parámetro de posición
- $\alpha$  = Parámetro de escala
- $\beta$  = Parámetro de forma

La variable reducida:  $y = X - \delta$  ..... (15)

Por lo que:

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} y^{\beta-1} e^{-y} \quad \dots\dots\dots (16)$$

• **FUNCIÓN ACUMULADA**

La función de distribución acumulada de la distribución Pearson Tipo III es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x e^{-\frac{x - \delta}{\alpha}} \left( \frac{x - \delta}{\alpha} \right)^{\beta-1} dx \quad \dots\dots\dots (17)$$

Sustituyendo: la ecuación (16) en (17)

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y y^{\beta-1} e^{-y} dy \quad \dots\dots\dots (18)$$

La ecuación (18) es una función de distribución Ji cuadrada con  $2\beta$  grados de libertad y  $X^2 = 2y$

$$F(y) = F\left(\frac{x^2}{y}\right) = F\left(\frac{2y}{x^2} \mid 2\beta\right) \quad \dots\dots\dots (19)$$

Según Aparicio 1996, manifiesta que la manera de usar la función de distribución Pearson Tipo III es estrictamente válida cuando  $\beta = n/2$ , donde n es un entero positivo cualquiera si, como un común,  $2\beta$  es no entero, puede tomarse como el entero más próximo o bien interpolar Gamma de un parámetro.



#### (4) MÉTODO DE LOG PEARSON TIPO III

Según Chow, 1995 la distribución Log-Pearson Tipo III se desarrolló como un método para ajustar una curva a cierta información. Su uso está justificado porque se ha encontrado que arroja buenos resultados e muchas aplicaciones, particulares para la información de picos crecientes. Cuando LogX es simétrico alrededor de su media, la distribución Log-Pearson Tipo III se reduce a la distribución Log Normal.

El ajuste de la distribución a la información puede probarse utilizando la prueba X<sup>2</sup>. La localización del límite X<sub>0</sub> en la distribución Log-Pearson Tipo III depende de la asimetría de la información, se plantea 2 casos:

- Si la información tiene asimetría positiva, entonces Log x > X<sub>0</sub> y X<sub>0</sub> es un límite inferior.
- Si la información tiene asimetría negativa, Log x < X<sub>0</sub> y X<sub>0</sub> es un límite superior.

Según Bobbe, 1975 la transformación Log reduce la asimetría de la información transformada y puede producir información transformada con asimetría negativa utilizando información original con asimetría positiva. En este caso, la aplicación de la distribución Log-Pearson Tipo III impondría un límite superior artificial a la información.

Dependiendo de los valores de los parámetros, la distribución Log-Pearson Tipo III puede asumir muchas formas diferentes.

Forma y Localización de la moda para la distribución Log-Pearson Tipo III como una función de sus parámetros

Parámetro de Forma β	α < -Ln10	-Ln10 < α < 0	α > 0
0 > β < 1	Sin moda, forma en J	Moda mínima forma en U	Sin moda, forma en J, invertida
β > 1	Unimodal	Sin moda forma en J invertida	unimodal

Fuente: Bobbe, 1975

#### • FUNCIÓN DENSIDAD

El primer paso es tomar los logarítmicos de la información hidrológica, Z = Logx, usualmente se utilizan logaritmos con base 10, se calculan la media X, la desviación estándar S<sub>x</sub> y el coeficiente de asimetría C<sub>s</sub> para los logaritmos de los datos.

La función de densidad para X y Z se dan a continuación:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left( \frac{\log x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-(\log x - x_0) / \alpha} \dots \dots \dots (20)$$

Si se hace una transformación: Z = Log (x). La función densidad reducida es:

$$f(z) = \frac{(z - z_0)^{\beta-1} * e^{-(z - z_0) / \alpha}}{\alpha \Gamma(\beta)} \dots \dots \dots (21)$$

donde:

Z = variable aleatoria con distribución Pearson Tipo III

X = variable aleatoria con distribución Log-Pearson Tipo III

Z<sub>0</sub> = parámetro de posición

α = parámetro de escala



$\beta$  = parámetro de forma

En el caso de la distribución Log-Pearson Tipo III:  $X = 10z$  la variable reducida es:

$$y = \frac{Z - Z_0}{\alpha} \dots\dots\dots (22)$$

Por lo que la ecuación (21) queda de la siguiente manera:

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} * y^{\beta-1} * e^{-y} \dots\dots\dots (23)$$

• **FUNCIÓN ACUMULADA**

La función de distribución acumulada de la distribución Log Pearson Tipo III es:

$$F(z) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_{z_0}^z \left( \frac{z - z_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\frac{z - z_0}{\alpha}} dz \dots\dots\dots (24)$$

Sustituyendo la ecuación (22) en (24) se obtiene lo siguiente:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y y^{\beta-1} * e^{-y} dy \dots\dots\dots (25)$$

La ecuación (25) es una distribución Ji cuadrada con  $2\beta$  grados de libertad

$$y X^2 = 2y$$

$$F(y) = F(X^2/v) = F_{X^2}(2y/2\beta) \dots\dots\dots (26)$$

**(5) MÉTODO DE LOG-NORMAL DE II PARÁMETROS**

Esta función fue estudiada por primera vez por Galtón en el año de 1875, por eso es que se le llama también función de Galtón. Guevara la aplicó al río Cañete con buenos resultados, también vivar la aplicó al río Rimac y obtuvo buen ajuste para caudales como para series parciales.

Según Mejía 1991, por el teorema del límite central, tenemos que si  $X$  es una variable aleatoria con distribución normal, se puede esperar una variable  $y = \ln x$ , también con distribución normal con media  $\mu_y$ , y variancia  $\sigma_y^2$  se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la variancia de  $x$

• **FUNCIÓN DENSIDAD**

La función densidad de distribución normal para  $Y$  es:

$$f(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \dots\dots\dots (27)$$

Para  $-\infty < y < +\infty$

Refiriendo la función de distribución de  $f(y)$  con  $f(x)$ , se tiene:

$$f(x) = f(y) \left| \frac{d_y}{d_x} \right|$$

$$\text{Como } y = \ln x \Rightarrow \left| \frac{d_y}{d_x} \right| = \frac{1}{x}, \quad X > 0$$



$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi x} \sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln x - \mu}{\sigma_y} \right]^2} \quad \text{Para } X > 0 \quad \dots\dots\dots (28)$$

f(y) = es la función de densidad de la distribución normal para y con media  $\mu_y$  y variancia  $\sigma_y^2$ .

f(x) = es la función de densidad de la distribución Log-Normal para X con parámetro  $\mu_y$  y  $\sigma_y^2$ .

Las tablas de distribución normal estándar pueden ser usadas para evaluar la distribución Log Normal.

Como  $f(x) = f(y)/x$ ; pero f(y) es una distribución normal tenemos:  $f(x) = f(z)/x\sigma_y$

• **FUNCIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN ACUMULADA**

La función de distribución acumulada para X e Y es:

$$F(x) = \frac{1}{2\pi_0 x \sigma_y} \int_x^{\infty} e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$F(y) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dy \quad \dots\dots\dots (30)$$

Los valores de la función de distribución de probabilidad F(y) se obtienen usando la Tablas o la fórmula de Abramowitz y Stegún ecuación (7) si la variable estandarizada se define como:

$$Z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \quad \dots\dots\dots (31)$$

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z - z^2}{2}} dz \quad \dots\dots\dots (32)$$

**(6) MÉTODO DE LOG NORMAL DE III PARÁMETROS**

Es una función de distribución análoga a la anterior con la única diferencia que el límite inferior no es cero, fue introducida por primera vez por R. Gibrat (citado por Yevjevich el cual la llamó la ley de efectos proporcionales.

Según Mejía, 1991 esta difiere de la distribución Log Normal de II parámetros por la introducción de un límite inferior  $X_0$ , tal que:  $y = \ln (x-x_0)$ .



• **FUNCIÓN DENSIDAD**

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sqrt{2\pi\sigma_y}} e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \quad \text{para } X > X_0 \quad \dots\dots\dots (33)$$

Donde:

- X<sub>0</sub> = parámetro de posición
- μ<sub>y</sub> = parámetro de escala o media
- σ<sub>y</sub><sup>2</sup> = parámetro de forma o variancia

Haciendo la transformación y = ln (x-x<sub>0</sub>); la función de densidad reducida es:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_y}} e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \quad \text{Para } -\infty < y < +\infty \quad \dots\dots\dots (34)$$

$$\text{Si, } z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \Rightarrow f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} z^2} \quad \dots\dots\dots (35)$$

• **FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA**

La Función de distribución Acumulada del Método Log-Normal de III Parámetros es:

$$F(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sqrt{2\pi\sigma_y}} \int_{x_0}^x e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx \quad \dots\dots\dots (36)$$

$$F(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_y}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dy \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$\text{Como: } z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \Rightarrow F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{1}{2} z^2} dz \quad \dots\dots\dots (38)$$

Se cumple la siguiente relación: F(x) = F(y) = F(z)

La función F(z) ecuación (38) es una distribución normal estándar, la que puede ser usados para evaluar la distribución Log Normal.



### 1.4.2 PERÍODO DE RETORNO

El período de retorno  $T_r$  o intervalo de recurrencia se usan para representar el número de años que transcurren en promedio para que un evento sea igualado o excedido.

El análisis de frecuencia busca asignar a cada caudal de creciente una probabilidad  $P$  de ser igualado o excedido en un año cualquiera. El período de retorno  $T_r$  se usa comúnmente en lugar que la probabilidad  $P$  para definir crecientes de diseño. El período de retorno y la probabilidad son recíprocos, es decir.

$$P = 1/T_r \quad (1)$$

Existen varias fórmulas para posiciones gráficas; sin embargo la Weibull es la más usada:

$$P = m/(n+1) \quad \text{ó} \quad T_r = (n+1)/m \quad (2)$$

Donde “ $n$ ” es el número de años registrados y “ $m$ ” es la clasificación del evento de acuerdo con su orden de magnitud. El mayor evento tiene un orden  $m = 1$ . La ecuación (2) asigna un período de retorno promedio de  $n + 1$  año para el mayor evento de una serie.

La probabilidad  $J$  de que la probabilidad real de  $m$ -ésimo dentro de una serie  $n$  avenidas sea menor  $P$ . puede obtenerse de:

$$J = \binom{n}{m} \int_0^P P^{n-m} (1-p)^{m-1} dp \quad (3)$$

### 1.4.3 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Las observaciones “in situ” resultan elementales, pues permiten apreciar la probabilidad de ocurrencia de diversos caudales en función de indicadores físicos principalmente como las marcas históricas de máximos niveles de agua ocurridos, las bondades del lecho del río ante los procesos de mecánica fluvial y el acopio de información relacionada con aspectos topográficos y sedimentológicos.

Previo al diseño de las obras hidráulicas (reemplazo de algunas estructuras de drenaje colapsadas), es imprescindible el análisis de las tormentas, pues de la magnitud, frecuencia y periodo de retorno que tengan éstas, se determinará el caudal de diseño de las obras. La determinación del periodo de retorno, dependerá fundamentalmente de la importancia y de la vida útil de las obras. Dentro del análisis de las tormentas es necesario conocer los siguientes aspectos:

#### INTENSIDAD.

Es la cantidad de agua que cae en un tiempo determinado. Lo que nos interesa conocer particularmente de cada tormenta, es la intensidad máxima que adquiere, expresándose matemáticamente, mediante la siguiente relación:

$$i = \frac{dP}{dt}$$

Donde:  $i$ , intensidad máxima en mm/hr

$P$ , precipitación en altura de agua, en mm

$t$ , tiempo en horas.

Para determinar el valor de las intensidades máximas en función de la duración y un periodo de retorno dados, se cuenta con fórmulas empíricas como la propuesta por TALBOT, la que se expresa por:

$$i_{\max} = \frac{a}{b + D} \quad (4)$$

Donde:

$i_{\max}$ : intensidad máxima en mm/hr



$D$ : duración de la precipitación en minutos

$a$  y  $b$ : son parámetros que se determinan transformando la ecuación (4) a una ecuación lineal con:

$i_{max} = 1/y$ ,  $D = x$ ; reemplazando estos valores en la misma ecuación tenemos:

$$\frac{1}{y} = \frac{a}{b+x} \Rightarrow y = \frac{b}{a} + \frac{1}{a} x$$

Haciendo:  $a = \frac{b}{1}$  y  $b = \frac{1}{a}$   $\Rightarrow y = a + b x$

Donde:  $a = \frac{1}{b_1}$  y  $b = \frac{a_1}{b_1}$

Para el cálculo de  $a_1$  y  $b_1$ , aplicamos el Método de Mínimos Cuadros mediante las siguientes ecuaciones:

$$b = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \quad (5)$$

$$a = \frac{\sum y_i}{n} - b \frac{\sum x_i}{n} \quad (6)$$

Otro método para la determinación de las intensidades máximas en un punto, es aplicando la fórmula regional modificada, propuesta por el Convenio de Cooperación Técnica para el Estudio de la Hidrología del Perú IILA-UNI-SENAMHI(1983), cuya fórmula para duraciones entre 3 y 24 horas, se expresa como:

$$I_{(t,Tr)} = a(1 + K \log Tr)t^{n-1} \quad (7)$$

Para duraciones menores a 3 horas, se tiene:

$$I_{(t,Tr)} = a(1 + K \log Tr)(t + b)^{n-1} \quad (8)$$

Donde:

$I$ , intensidad en mm/hr

$Tr$ , periodo de retorno en años

$a$ ,  $K$  y  $n$ , son parámetros de intensidad, frecuencia y duración respectivamente

$b$ , parámetro de tiempo en horas

$t$ , periodos de duración de la tormenta en el transcurso total en horas.

#### 1.4.4 CÁLCULO DE LA INTENSIDAD Y PRECIPITACIÓN MÁXIMA

Para el presente estudio, utilizaremos la fórmula (8), en razón de que simularemos una lluvia cuya duración es de tres (03) horas. Del mapa de subdivisión en zonas y subzonas pluviométricas del territorio peruano (Plano 7.a) elaborado por el Convenio de Cooperación Técnica IILA-UNI-SENAMHI que se anexa, determinamos que nuestra área en estudio se ubica en la subzona pluviométrica **123**, siendo el valor de los parámetros los siguientes, extraídos de las tablas 7.a y 7.b que se anexan:

$$a = 14.0$$

$$K = 0.553$$

$$n = 0.232$$

$$b = 0.2 \text{ horas (para Selva)}$$

Reemplazando los parámetros anteriores en la ecuación (8), y para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años, calculamos las intensidades para intervalos de tiempo con incrementos de 10 minutos hasta una duración total de 180 minutos (03 horas) de lluvia, cuyos resultados se muestra en el siguiente cuadro.



**Cuadro N° 7.4.4.1**

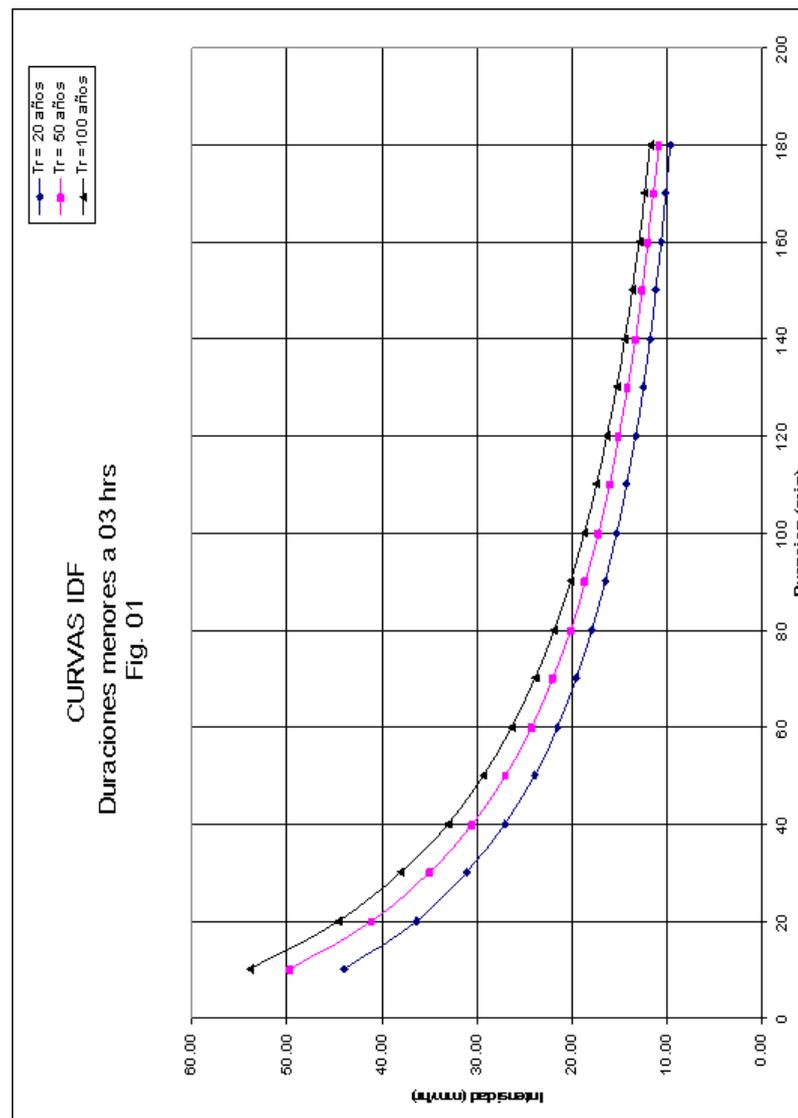
CALCULO DE INTENSIDADES					
Tr = 20 años		Tr = 50 años		Tr = 100 años	
D (min)	i <sub>max</sub>	D (min)	i <sub>max</sub>	D (min)	i <sub>max</sub>
10	44.0117	10	49.644	10	53.905
20	36.3787	20	41.035	20	44.556
30	31.0020	30	34.970	30	37.971
40	27.0099	40	30.467	40	33.082
50	23.9287	50	26.991	50	29.308
60	21.4785	60	24.227	60	26.307
70	19.4834	70	21.977	70	23.863
80	17.8275	80	20.109	80	21.835
90	16.4310	90	18.534	90	20.125
100	15.2374	100	17.188	100	18.663
110	14.2055	110	16.024	110	17.399
120	13.3045	120	15.007	120	16.295
130	12.5109	130	14.112	130	15.323
140	11.8067	140	13.318	140	14.461
150	11.1776	150	12.608	150	13.690
160	10.6121	160	11.970	160	12.998
170	10.1010	170	11.394	170	12.372
180	9.6370	180	10.870	180	11.803



### 1.4.5 CURVAS DE INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA

Las curvas Intensidad - Duración – Frecuencia (IDF), resultan de graficar los puntos representativos de la intensidad de la tormenta para periodos de tiempo dentro de la duración de la tormenta, para una frecuencia o período de retorno dados.

A continuación, sintetizamos las gráficas de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF). Para ello, es necesario conocer el comportamiento de las precipitaciones a través de una curva que entrega la intensidad media en función de la duración y la frecuencia, y cuya única finalidad será la de aportar patrones de conductas de las tormentas, tal que nos permitan diseños confiables y efectivos para nuestro presente análisis. Las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia, en el presente estudio se han construido para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años, considerando intervalos de tiempo con incrementos de 10 minutos y para tormentas de hasta 03 horas de duración, las cuales se muestran en el siguiente gráfico.





#### 1.4.6 HIETOGRAMA

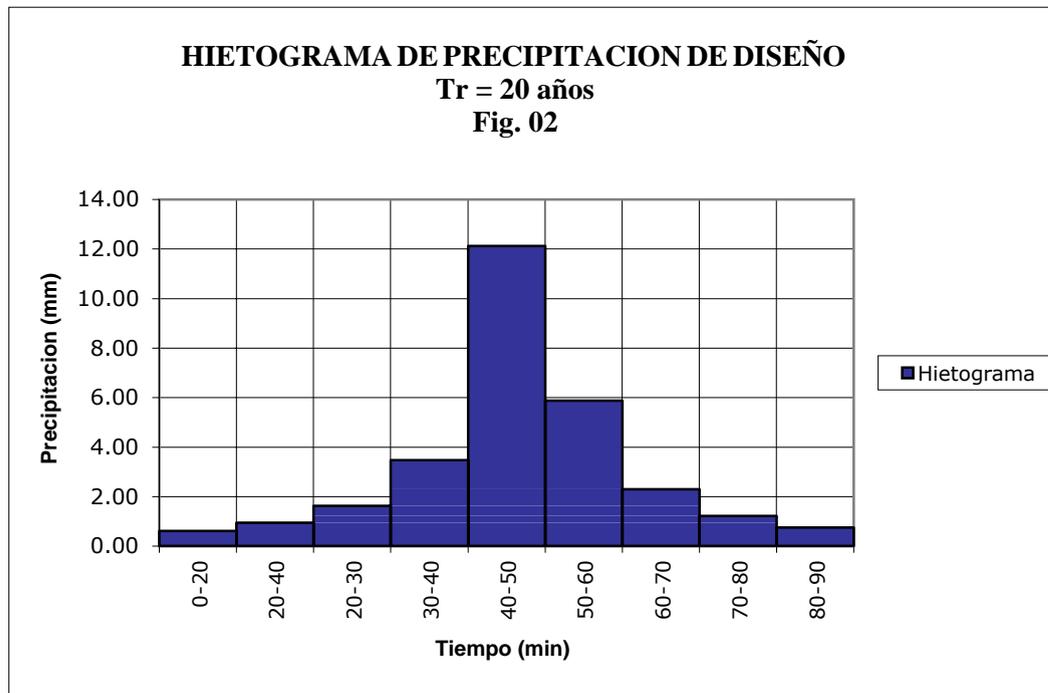
Es un gráfico de forma escalonada que representa la variación de la intensidad de la tormenta en (mm/hr), en el tiempo que transcurre la misma, expresada en minutos u horas. La intensidad de la precipitación varía en cada instante durante el transcurso de una misma tormenta, por ello es absolutamente indispensable, cuando se efectúa el análisis de tormentas, determinar estas variaciones, por que de ellas depende muchas de las condiciones, que hay que fijar para el diseño de las obras ha proyectarse, para las que se hacen esta clase de estudios. Del Hietograma se puede determinar con facilidad la hora en que una precipitación adquirió su máxima intensidad y cual es el valor de ésta.

El hietograma de diseño efectuado mediante el método de los Bloques Alternantes especifica la profundidad de precipitación que ocurre en “n” intervalos de tiempos sucesivos de duración “ $\Delta t$ ” sobre una duración total de “ $T_d = n \cdot \Delta t$ ”. Una vez seleccionado el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una nueva curva IDF para cada una de las duraciones  $\Delta t$ ,  $2\Delta t$ ,  $3\Delta t$ , y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo  $\Delta t$ . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida “ $T_d$ ” y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente de derecha a izquierda del bloque central para formar el Hietograma de diseño.

La profundidad de precipitación es:  $P_i = I_i \cdot T_{di}$  y la profundidad incremental “ $P\Delta i$ ” es:  $\Delta P_i = P_i - P_{i-1}$ . Para el presente análisis, se ha elaborado los Hietogramas para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años utilizando el método de Bloques Alternantes. Los datos utilizados para la construcción de las Hietogramas han sido tomados del Cuadro N° 7.4.5.1, correspondientes a las Intensidades máximas para cada uno de los periodos de retorno. Con estos datos, se ha calculado la profundidad acumulada representada por la expresión:  $P = (D)_{(I_{max})}$ , cuyos resultados se muestran en los Cuadros N° 7.4.5.2, 7.4.5.3 y 7.4.5.4, acompañadas de sus respectivas gráficas.

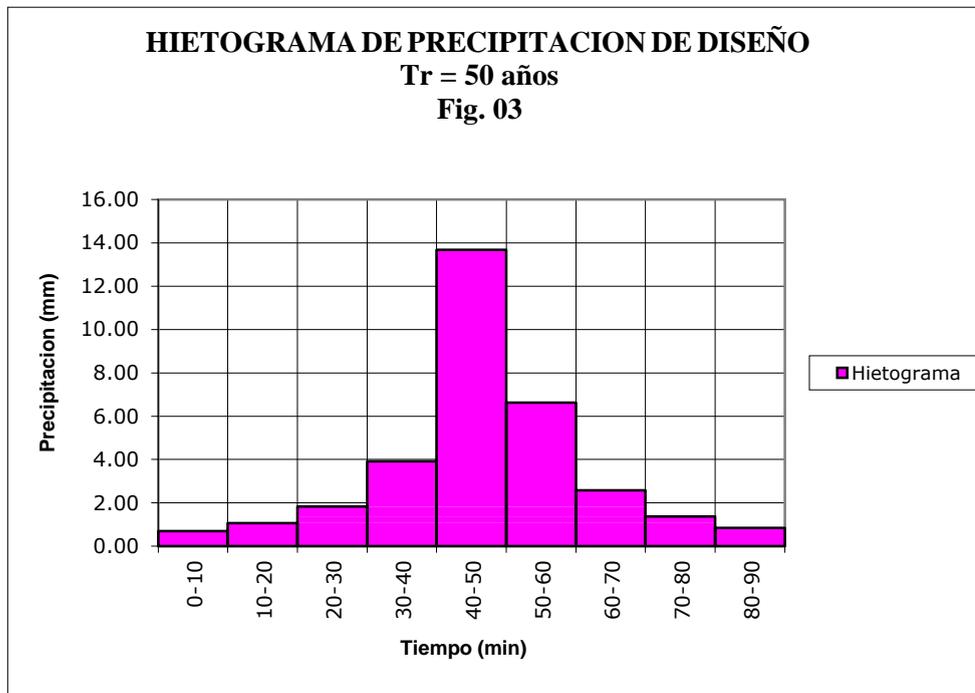
**Cuadro N° 7.4.5.2**  
**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO PARA UNA TORMENTA**  
**CON TIEMPO DE RETORNO 20 AÑOS Y 3 HORAS**  
**POR EL METODO DE BLOQUES ALTERNANTES**

DURACION (min)	INTENSIDAD (mm/hr)	PROFUNDIDAD ACUMULADA (mm)	PROFUNDIDAD INCREMENTAL (mm)	TIEMPO (min)	PRECIPITACION (mm)
20	36.38	12.126	12.13	0-20	0.61
40	27.01	18.007	5.88	20-40	0.94
60	21.48	21.478	3.47	20-30	1.63
80	17.83	23.770	2.29	30-40	3.47
100	15.24	25.396	1.63	40-50	12.13
120	13.30	26.609	1.21	50-60	5.88
140	11.81	27.549	0.94	60-70	2.29
160	10.61	28.299	0.75	70-80	1.21
180	9.64	28.911	0.61	80-90	0.75



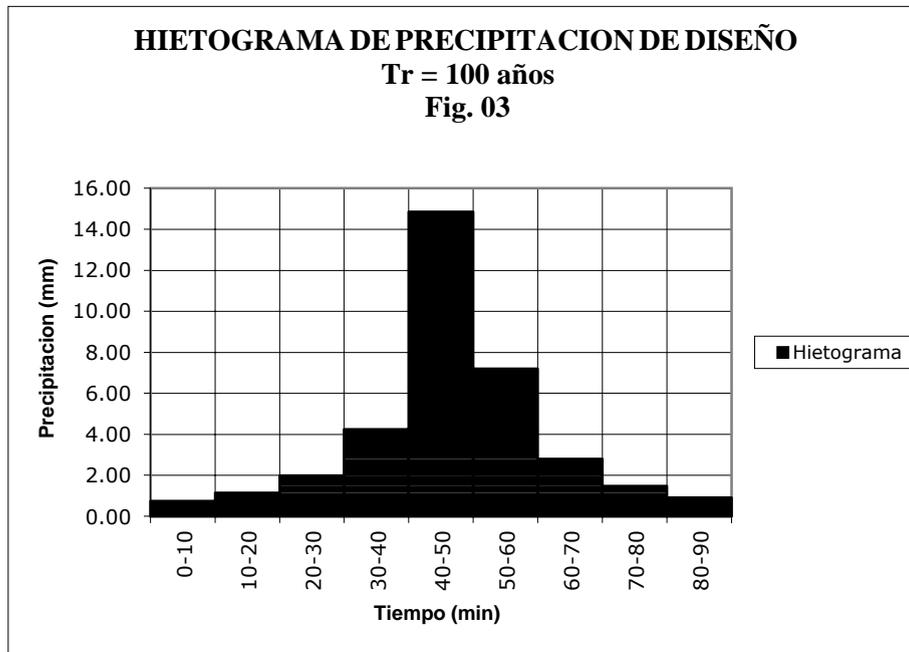
**Cuadro N° 7.4.5.3**  
**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO PARA UNA TORMENTA**  
**CON TIEMPO DE RETORNO 50 AÑOS Y 3 HORAS**  
**POR EL METODO DE BLOQUES ALTERNANTES**

DURACION (min)	INTENSIDAD (mm/hr)	PROFUNDIDAD ACUMULADA (mm)	PROFUNDIDAD INCREMENTAL (mm)	TIEMPO (min)	PRECIPITACION (mm)
20	41.03	13.678	13.68	0-10	0.69
40	30.47	20.311	6.63	10-20	1.06
60	24.23	24.227	3.92	20-30	1.83
80	20.11	26.812	2.58	30-40	3.92
100	17.19	28.646	1.83	40-50	13.68
120	15.01	30.014	1.37	50-60	6.63
140	13.32	31.075	1.06	60-70	2.58
160	11.97	31.921	0.85	70-80	1.37
180	10.87	32.611	0.69	80-90	0.85



**Cuadro N° 7.4.5.4**  
**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO PARA UNA TORMENTA**  
**CON TIEMPO DE RETORNO 100 AÑOS Y 3 HORAS**  
**POR EL METODO DE BLOQUES ALTERNANTES**

DURACION (min)	INTENSIDAD (mm/hr)	PROFUNDIDAD ACUMULADA (mm)	PROFUNDIDAD INCREMENTAL (mm)	TIEMPO (min)	PRECIPITACION (mm)
20	44.56	14.852	14.85	0-10	0.75
40	33.08	22.054	7.20	10-20	1.15
60	26.31	26.307	4.25	20-30	1.99
80	21.84	29.113	2.81	30-40	4.25
100	18.66	31.105	1.99	40-50	14.85
120	16.30	32.591	1.49	50-60	7.20
140	14.46	33.742	1.15	60-70	2.81
160	13.00	34.660	0.92	70-80	1.49
180	11.80	35.410	0.75	80-90	0.92



De los Hietogramas de Precipitación de Diseño, determinamos la máxima Precipitación acumulada para una tormenta de 24 horas de duración y tiempos de retorno de 20, 50 y 100 años, cuyos resultados se muestran en el cuadro N° 7.4.5.5.

CUADRO N° 7.4.5.5  
PRECIPITACION MAXIMA ACUMULADA PARA UNA TORMENTA DE 03 HORAS DE DURACIÓN  
Y DIFERENTES TIEMPOS DE RETORNO

Precipitación máxima en mm.		
Tr = 20 años	Tr=50 años	Tr=100 años
28.91	32.61	35.41

Para nuestros cálculos de Caudal de diseño, utilizaremos la precipitación máxima calculada mediante la formula regional modificada, propuesta por el Convenio de Cooperación Técnica para el Estudio de la Hidrología del Perú IILA-UNI-SENAMHI (1983), cuyos resultados se muestran en el Cuadro N° 7.4.5.5

# CALCULO HIDROLOGICO DEL PROYECTO

TESIS

DETERMINACION DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACION Y HUAYCO EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RIO ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO – PASCO 2019

LUGAR : ACOPALCA  
DISTRITO : PAUCARTAMBO

## CALCULO DEL TIRANTE MAXIMO EN FUNCION AL CAUDAL DE MAXIMA AVENIDA

Debido a la falta de información hidrometeorológica en determinadas zonas que justifiquen el diseño hidráulico de las estructuras proyectadas, se plantean métodos de cálculo empíricos en base a observaciones y parámetros determinados de acuerdo a las características geomorfológicas y de cobertura vegetal de la zona donde se ubica el proyecto.

Con la finalidad de obtener la altura máxima que tendrán los muros se calcularán los caudales instantáneos, por medio de diferentes métodos empíricos; de esta forma determinaremos el máximo caudal, luego con este caudal calculado utilizando la fórmula de Manning obtendremos una nueva altura de agua, que será mayor a la marca de la huella dejada por el agua en una máxima avenida.

### A.-METODO DE LA SECCION Y LA PENDIENTE

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1-Selección de varios tramos del río
- 2-Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas ( 3 secciones mínimas )
- 3-Determinación de la pendiente de la superficie de agua con las marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas
- 4-Elegir un valor de coeficiente de rugosidad (n) el más óptimo.
- 5-Aplicar cálculos en la fórmula de Manning.

$$Q_{max} = A * R^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$$

A: área de la sección húmeda ( m<sup>2</sup> )

R: área de la sección húmeda/perímetro mojado

S: pendiente de la superficie del fondo de cauce

n: rugosidad del cauce del río.

La siguiente tabla nos muestra los distintos valores de "n" que se adoptarán:

### SEGUN COWAN:

#### Condiciones del río:

material del cauce:	A	terroso
	B	rocoso
	C	gravoso fino
	D	gravoso grueso

Material del cauce adoptado: **B** = 0.025

Grado de irregularidad:	A	ninguna
	B	leve
	C	regular
	D	severo

Grado de irregularidad adoptado: **B** = 0.005

Secciones Variables	A	leve
	B	regular
	C	severo

Variación de la sección adoptada: **B** = 0.005

Efecto de las obstrucciones:	A	despreciables
	B	menor
	C	apreciable
	D	severo

Efecto de las obstrucciones adoptado: **B** = 0.01

## CALCULO HIDROLOGICO DEL PROYECTO

TESIS **DETERMINACION DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACION Y HUAYCOS EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RIO ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO – PASCO 2019**

LUGAR : **ACOPALCA**  
DISTRITO : **PAUCARTAMBO**

vegetación:	A	ninguna
	B	poco
	C	regular
	D	alta

Vegetación adoptada: A = 0

grado de sinuosidad:	A	Insignificante
	B	regular
	C	considerable

Grado de sinuosidad adoptado: A = 1

**valor de " n " adoptado según COWAM n = 0.045**

### SEGUN SCOBEEY:

#### Condiciones del río:

**n = 0.025**

Cauce de tierra natural limpios con buen alineamiento con o sin algo de vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes

**n = 0.030**

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente ( típico de los ríos de entrada de ceja de selva )

**n = 0.035**

Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente. ( típico de los ríos de entrada de ceja de selva )

**n = 0.040-0.050**

Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes ( típicos de los ríos de la sierra y ceja de selva )

**n = 0.060-0.075**

Cauce con gran crecimiento de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular. ( típico de los ríos de la selva )

**valor de " n " adoptado según SCOBEEY n = 0.0450**

Seleccionando el menor valor de "n" de estos dos criterios

0.0450

**Cota de N.A.M.E dejada por las huellas**

3502.8500 m.s.n.m cota relativa

**Aa: Area de la sección del río en la avenida**

3.7060 m<sup>2</sup>

**P: perimetro mojado de la avenida**

11.0490 m

**S: pendiente de la superficie del fondo de cauce**

0.0890

**n: rugosidad del cauce del río.**

0.0450

$$Q_{max} = A * (A/P)^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$$

**Qmax. = 11.86 m<sup>3</sup>/s**

### B.-METODO DE LA VELOCIDAD Y AREA

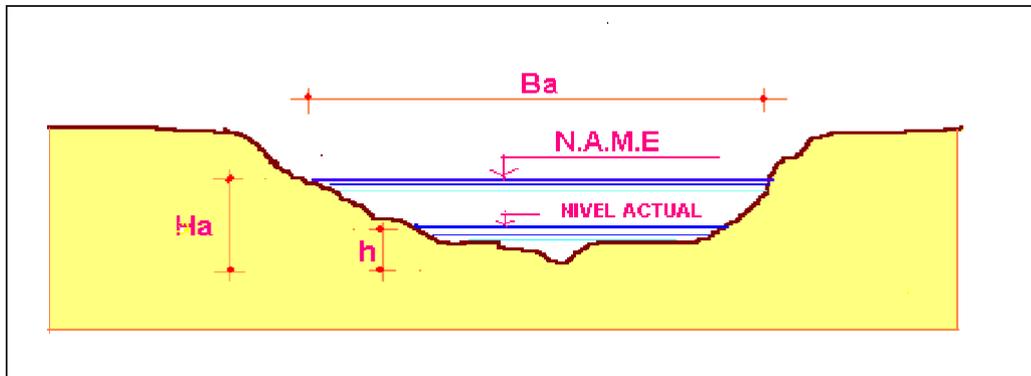
Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1-Selección de 2 tramos del río
- 2-Medir la profundidad actual en el centro del río (h)
- 3-Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas indicando marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas.
- 4-Medir la velocidad superficial del agua ( Vs ) que discurre tomando en cuenta el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección regularmente uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos.
- 5-Calcular el área de la sección transversal del río durante la avenida dejadas por las huellas (Aa). el área se puede calcular usando la regla de Simpson o dibujando la sección en papel milimetrado.
- 6-Aplicar cálculos en las siguientes formulas:

# CALCULO HIDROLOGICO DEL PROYECTO

TESIS DETERMINACION DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACION Y HUAYCOS EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RIO ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO – PASCO 2019

LUGAR : ACOPALCA  
 DISTRITO : PAUCARTAMBO



Ha: Altura máxima de agua en la avenida  
 Aa: Área de la sección del río en la avenida  
 Ba: Ancho máximo del espejo de agua en la avenida.  
 coef.: Coeficiente de amplificación adoptado

Ba = 5.1 m  
 coef. = 1  
 Aa = 4.335 m<sup>2</sup>

0.85
5.1
4.335

$H_a = (\text{coef.}) * A_a / B_a$

Ha = 0.850 m

$V_a = V_s * H_a / h$

Va: Velocidad de agua durante la avenida  
 Vs: Velocidad superficial del agua actual  
 Ha: Altura máxima de agua en la avenida  
 h: Profundidad actual en el centro del río

Vs = 2.7 m/s

h = 0.2 m

Ha = 0.850 m (debera ser mayor que h)

$V_a = V_s * H_a / h = 11.475 \text{ m/s}$

Caudal de avenida:  $Q_{\text{max}} = V_a * A_a = 49.74 \text{ m}^3/\text{s}$

### C.-METODO DE LA FORMULA RACIONAL

Para aplicar el siguiente método empírico debe realizarse el siguiente trabajo de gabinete:

- 1-Determinar el área de influencia de la cuenca en hectáreas.
- 2-Estimar una intensidad de lluvia máxima (mm/h)
- 3-Aplicar cálculos con la fórmula racional

$Q = C * i * A / 360$

Q: Caudal máximo de escorrentía que provocara una máxima avenida. (m<sup>3</sup>/s)  
 C: Coeficiente de escorrentía  
 A: Área de influencia de la cuenca. (ha)  
 i: intensidad máxima de lluvia (mm/h)

coeficiente escorrentía (C):

- A cultivos generales en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- B cultivos generales en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)
- C cultivos de pastos en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- D cultivos de pastos en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)
- E cultivos de bosques en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- F cultivos de bosques en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)
- G áreas desnudas en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- H áreas desnudas en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)

# CALCULO HIDROLOGICO DEL PROYECTO

TESIS DETERMINACION DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACION Y HUAYCO EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RIO ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO – PASCO 2019

LUGAR : ACOPALCA  
 DISTRITO : PAUCARTAMBO

indicar la letra correspondiente al coeficiente seleccionado  
**coeficiente de escorrentía adoptado (C):**

**D** = 0.42

Área de la cuenca adoptada (A) =  
 intensidad máxima de lluvia adoptada (i) =

**1116 has**  
**23.8 mm/h**

**Caudal máximo:  $Q_{max} = C \cdot i \cdot A / 360 = 30.99 \text{ m}^3/\text{s}$**

De los tres caudales máximos calculados se adoptaran lo siguiente:

- 1.- el máximo de los caudales
- 2.- el promedio de los caudales
- 3.- la media ponderada

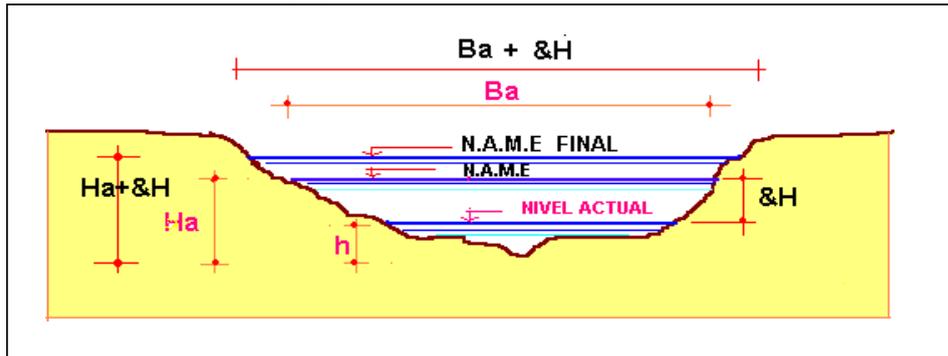
**1**

**CAUDAL MAXIMO SELECCIONADO  $Q_{max} = 49.74 \text{ m}^3/\text{s}$**

Luego con el caudal máximo adoptado se ingresara nuevamente en la formula de Manning y se hallara el nuevo valor de la altura de agua de máximas avenidas.

$$Q_{max} = A \cdot (A/P)^{2/3} \cdot S^{1/2} / n$$

$$Q_{max} = \frac{A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{P^{2/3} \cdot n}$$



$$Q_{max} = \frac{(A_a + \&A)^{5/3} \cdot S^{1/2}}{(1.1P)^{2/3} \cdot n}$$

$$\begin{aligned} \&A &= [Q_{max} \cdot n \cdot (1.1P)^{2/3} / S^{1/2}]^{3/5} - A_a \\ \&A &= 5.394 \text{ m}^2 \\ \&A = (B_a + \&H) \cdot \&H &= 5.394 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

**INCREMENTE EL N.A.M.E EN  $\&H = 0.90 \text{ m}$**

**NUEVA COTA DEL N.A.M.E. = 3503.75 m.s.n.m**

**CAUDAL MAXIMO  $Q_{max} = 49.7 \text{ m}^3/\text{s}$**

**ALTURA MAXIMA DE AGUA  $H_{max} = 1.75 \text{ m}$**

## DISEÑO DE MUROS POR GRAVEDAD

**PROYECTO** DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACIÓN Y HUAYCOS EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RIO ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO – PASCO 2019  
**LUGAR** : LA VICTORIA  
**DISTRITO** : PAUCARTAMBO

### MURO DE ENCAUZAMIENTO

#### CONSIDERACIONES DE DISEÑO

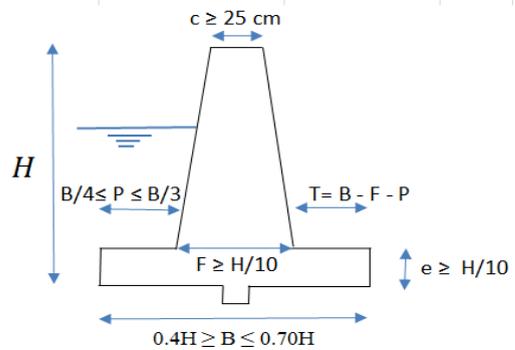
El muro de encauzamiento por gravedad, constará de un cuerpo formado de CONCRETO CICLOPEO  $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PG}$ . Las estructuras estarán unidas formando una protección monolítica y continua.

#### DISEÑO DEL MURO DE ENCAUZAMIENTO

El muro no necesitará empotrarse debido a la plataforma antisocavante. El cuerpo del mismo tendrá una altura de 2.00 m., y la sección transversal estará construida sobre un colchón de 0.20 m. de altura y que se prolonga formando la plataforma antisocavante, un primer y segundo nivel de 1.00 m., y un cuarto nivel de 1.00 m. de ancho y 1.00 m. de altura. El muro será calculado para soportar un relleno en la parte posterior.

#### PREDIMENSIONAMIENTO

			Redondeo mult de 5
H=	ALTURA DE DEFENSA RIBEREÑA	2.50	m
c=	ESPESOR DE LA CORONA DEL MURO	0.30	m
B=	BASE DEL MURO	1.50	1.50 m
F=	ESPESOR DE FUSTE OPANTALLA EN LA	0.83	0.80 m
P=	PUNTERA DE LABASE	0.38	0.40 m
T=	TALON DE LABASE	0.30	0.30 m
e=	ALTURA DE ZAPATA	0.50	0.50 m



#### 1.- DATOS :

gp=	2.40 tn/m <sup>3</sup>	: Peso específico del CONCRETO.
gm=	1.60 tn/m <sup>3</sup>	: Peso específico del relleno.
fm=	45 Grados	: Angulo de fricción de Relleno.
δ=	45 Grados	: Angulo (empuje/normal), sin geotextil
j=	0 Grados	: Angulo de fricción de Relleno.
Cm=	0	: Cohesión.
S/C=	0.2 tn/m <sup>2</sup>	: Sobre carga
n=	0 %	: Porcentaje de vacíos en el muro
st=	2.42 kg/cm <sup>2</sup>	: Capacidad Portante
δs=	27.44 Grados	: Angulo de fricción del suelo.
H=	2.00 m.	: Altura total.
B=	1.50 m.	: Ancho del fondo del muro.
b=	0.80 m.	: Ancho de la superficie del muro.
L=	78.50 m.	: Longitud del Muro.
Yn=	0.85 m.	: Altura del tirante.

#### 2.- VERIFICACION POR DESLIZAMIENTO ( Sección 1-1 ) :

Se sabe que :

$$\beta = \arctan \left( \frac{h}{B-a} + \alpha \right)$$

$$\beta = \arctan \left( \frac{H}{B-F} \right)$$

$$\beta = 70.710 \text{ Grados}$$

Con  $\beta$ ,  $f_y$  y  $j$  se tiene el Coeficiente de empuje activo es:

$$K_a = 0.392$$

$$h_s = \frac{q}{\gamma_s}$$

Además por altura equivalente de S/C:

$$h_s = 0.125 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \left( 1 + \frac{2h_s}{H} \right) - 2cH \sqrt{K_a}$$

por lo tanto el Empuje activo es de:

$$E_a = 1.412 \text{ tn/m}$$

$$d = \frac{H}{3} \left( \frac{+3h_s}{H+2h_s} \right) - B \sin \alpha$$

Calculo de la distancia vertical del Empuje activo:

$$d = 0.704 \text{ m}$$

## DISEÑO DE MUROS POR GRAVEDAD

PROYECTO      DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACIÓN Y HUAYCOS EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RIO  
 ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO – PASCO 2019  
 LUGAR            : LA VICTORIA  
 DISTRITO        : PAUCARTAMBO

Calculo del peso especifico del muro x gravedad: gp = 2.4      tn/m<sup>3</sup>

$$W = \gamma_s \gamma (1_p - n)$$

Peso del muro por metro lineal W = 4.536      tn/ml.

Calculo de las fuerzas horizontales y Verticales : Ev = 1.272      tn/ml.

Eh = 0.613      tn/ml.

Verificando el deslizamiento h', tal que este sea mayor de 1,50 :

$$\eta' = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \operatorname{tg} \phi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha}{E_h \cos \alpha}$$

h' = 4.923 / 1,50 Ok

### 3.- VERIFICACION POR VOLTEO ( Sección 1-1) :

Calculo del momento de Volteo: Mv = 0.431      tn-m.

También el Momento resistente esta dado por :

$$M_r = W s' + E_v s$$

$$M_r = W S' + E_v S$$

Donde :

$$S = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left( \frac{H + 3h_v}{H + 2h_v} \right) \operatorname{tg} \beta$$

S = 0.93      m.

$$s' = X_g \operatorname{sen} \alpha + Y_g \operatorname{sen} \alpha$$

S' = 1.16      m.

Reemplazando los datos conocidos se que el Momento Resistente es :

Mr = 6.428      tn-m.

Verificando el coeficiente de volteo h'', tal que este sea mayor de 1,50 :

$$\eta'' = \frac{M_r}{M_v}$$

h'' = 14.911 / 1,50 Ok

### 4.- VERIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE ( Sección 1-1) :

Suponiendo que la distribución es lineal determinamos la excentricidad :

$$e = B/2 - (M_r - M_v)/N < B/6$$

$$N = (W + E) \cos \alpha + E \operatorname{sen} \alpha$$

Calculo de la resultante de las fuerzas Normales: N = 5.808 tn/m.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_r - M_v}{N}$$

Donde la excentricidad será:

e = -0.282 < B/6 = 0.25

## DISEÑO DE MUROS POR GRAVEDAD

PROYECTO      DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACIÓN Y HUAYCOS EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RIO  
 ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO – PASCO 2019  
 LUGAR            : LA VICTORIA  
 DISTRITO        : PAUCARTAMBO

Por lo tanto la Resultante cae dentro del núcleo central.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

Calculo de los esfuerzos:

**s1 = 0.050 kg/cm<sup>2</sup> < 2.42**

**s2 = 0.825 kg/cm<sup>2</sup> < 2.42**

### 5.- VERIFICACION DE LAS SECCIONES INTERMEDIAS :

<p>           H= 2.50      m.            B= 1.50      m.            b= 0.80      m.            β= 74.358    Grados            Ka= 0.392            hs= 0.125    m.            Ea= 2.157    tn/m            d= 0.871     m.            gp= 2.4      tn/m<sup>3</sup>            W= 4.800    tn/ml.         </p> <p style="font-size: small;">* Valor determinado del Abaco</p>	<p>Con estos datos se determina :</p> <p>           Ev=1.880      tn/ml.            Eh=1.058      tn/ml.            Esfuerzo Normal.      N=6.680      tn/m.            Tensión de Corte      T=1.058      tn/m.               S=1.256      m.               S'=0.6875    m.            Mv=0.921      tn-m.            Mr=5.662      tn-m.         </p> <p>           Verificación del Volteo :      <b>h''=6.144      /1.50      Ok</b>               e = -0.040               X= 1.976      m.         </p> <p>           Esfuerzo a la Compresión :      <b>smax =4.226      tn/m<sup>2</sup></b>               sadm. = 90      tn/m<sup>2</sup>      &gt; smax         </p> <p>           Esfuerzo a la tensión Tangencial :      <b>tmax =0.705      tn/m<sup>2</sup></b>               tadm. = 7.388      tn/m<sup>2</sup>      &gt; tmax         </p>
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">SECCIÓN TÍPICA</div>	

# SOCAVACION

**PROYECTO** DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACIÓN Y HUAYCOS EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RIO ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO – PASCO 2019  
**LUGAR** : ACOPALCA  
**DISTRITO** : PAUCARTAMBO

**SOCAVACION :**

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

- El caudal
- Tamaño y conformación del material del cauce
- Cantidad de transporte de sólidos

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

**SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE:**

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión. Para la determinación de la socavación general se empleara el criterio de Lischtvan - Levediev :

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo esta dado por las siguientes expresiones:

$$Ve = 0.60 g_d^{1.18} b H_s^x \quad ; \text{ m/seg} \quad \text{suelos cohesivos}$$

$$Vc = 0.68 b d_m^{0.28} H^x \quad ; \text{ m/seg} \quad \text{suelos no cohesivos}$$

En donde:

Ve = velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/seg.

g<sub>d</sub> = peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H<sub>s</sub>, medida desde la superficie del agua (Ton/m<sup>3</sup>)

b = coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver tabla N° 3

x = es un exponente variable que esta en función del peso volumétrico g<sub>s</sub> del material seco (Ton/m<sup>3</sup>) y levantar al material ( m )

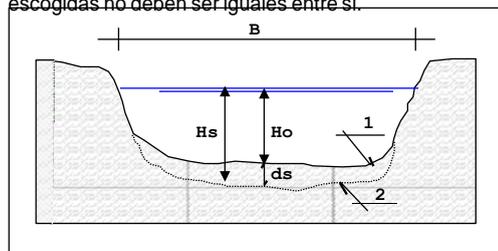
d<sub>m</sub> = es el diámetro medio ( en mm ) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

$$d_m = 0.01 S \text{ di } \pi$$

en el cual

di = diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza

pi = peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser iguales entre si.



- ( 1 ) - Perfil antes de la erosión.
- ( 2 ) - Perfil después de la erosión

**Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos:**

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left( \frac{a H_o^{5/3}}{0.60 b g_d^{1.18}} \right)^{1 / (1 + x)}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left( \frac{a H_o^{5/3}}{0.68 b d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$

Donde:

$$a = Q_d / (H_m^{5/3} B_e m)$$

$Q_d$  = caudal de diseño (m<sup>3</sup>/seg)

$B_e$  = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

$m$  = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1

$H_m$  = profundidad media de la sección = Area /  $B_e$

$x$  = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla N° 2

$d_m$  = diámetro medio (mm)

**TABLA N° 1**  
COEFICIENTE DE CONTRACCION, m

Velocidad media en la sección, en m / seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

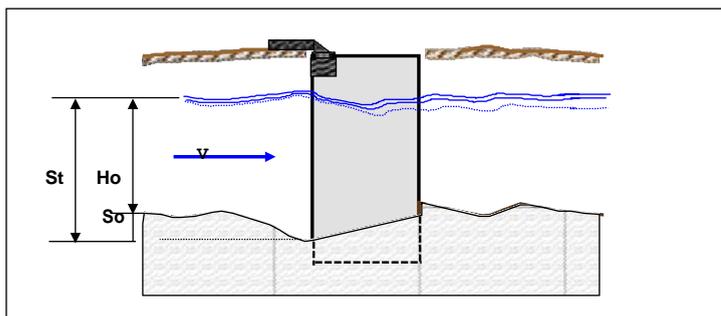
**TABLA N° 2**  
VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. ESPECIFICO gd (Tn/m <sup>3</sup> )	x	dm (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

**TABLA N° 3**  
VALORES DEL COEFICIENTE b

Periodo de retorno del gasto de diseño ( años )	Coefficiente b
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

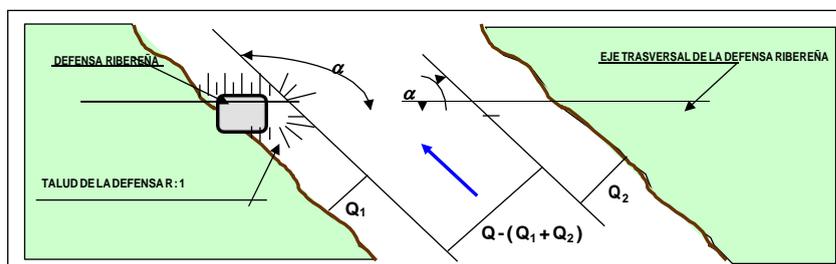
**SOCAVACION AL PIE DE LA DEFENSA RIBEREÑA:**



El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de la defensa ribereña, sino además al pie de espigón si en caso existiera, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tiene el lado de la defensa y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de la defensa medido desde la superficie libre de la corriente, esta dada por:

,mc 
$$St = P_a P_q P_R H_o$$

- $P_a$  = coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  que forma el eje transversal con la corriente, como se indica en la figura siguiente; su valor se puede encontrar en la tabla N° 4
- $P_q$  = coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ , en que  $Q_1$  es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y  $Q$ , es el gasto total que escurre por el río. El valor de  $P_q$  puede encontrarse en la tabla N° 5
- $P_R$  = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla N° 6
- $H_o$  = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión



**TABLA N° 4**  
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_a$  EN FUNCION DE  $\alpha$

$\alpha$	30°	60°	90°	120°	150°
$P_a$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

**TABLA N° 5**  
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_q$  EN FUNCION DE  $Q_1/Q$

$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

**TABLA N° 6**  
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_R$  EN FUNCION DE R

<b>TALUD</b>	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
<b>P<sub>R</sub></b>	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

### DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

TIPO DE CAUCE **2** (ver cuadro adjunto)

CAUCE	TIPO
SUELO COHESIVO	1
SUELO NO COHESIVO	2

#### A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:

H<sub>s</sub> = profundidad de socavación (m)

Q<sub>d</sub> = caudal de diseño

Be = ancho efectivo de la superficie de agua

Ho = tirante antes de la erosión

V<sub>m</sub> = velocidad media en la sección

m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1

g<sub>d</sub> = peso específico del suelo del cauce

dm = diámetro medio

x = exponente variable. Ver tabla N° 2

Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño

b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla N° 3

A = área de la sección hidráulica

H<sub>m</sub> = profundidad media de la sección

a =

49.70	m <sup>3</sup> /seg
5.10	m
0.20	m
2.70	m/seg
0.90	
2.50	Tn/m <sup>3</sup>
0.85	mm
0.38	
50.00	años
0.97	
3.71	m <sup>2</sup>
0.85	m
14.196	

PROM. DE ALTURAS RESPECTO A  
AREAS  
INUNDADAS Y SIN INUNDIR

Entonces,

$$H_s = 1.37 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$ds = 1.17 \text{ m}$$

Asumimos

$$ds = 1.20 \text{ m}$$

#### B.- Cálculo de la socavación al pie de la defensa ribereña:

##### 1.- Defensa Ribereña aguas abajo

St = tirante incrementado al pie de la defensa debido a la socavación en mts.

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana a la ribera antes de la erosión

Q = caudal de diseño

Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por la defensa

Q1/Q =

Pq = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. Ver tabla N° 5

a = ángulo que forma el eje de la defensa con la corriente

Pa = coeficiente que depende del ángulo a. Ver tabla N° 4

R = talud que tiene la defensa

P<sub>R</sub> = coeficiente que depende del talud que tiene la defensa. Ver tabla N° 6

0.20	m
49.70	m <sup>3</sup> /seg
4.97	m <sup>3</sup> /seg
0.10	
2.00	
90.00	°
1.00	
0.50	
0.91	

Entonces,

$$St = 0.36 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 0.16 \text{ m}$$

Asumimos

$$So = 0.20 \text{ m}$$



## **PANEL FOTOGRAFICO**



***FOTOGRAFIA Nº 01:*** Vista del Rio los Andes de Acopalca



***FOTOGRAFIA Nº 02:*** Vista del estado situacional de proteccion



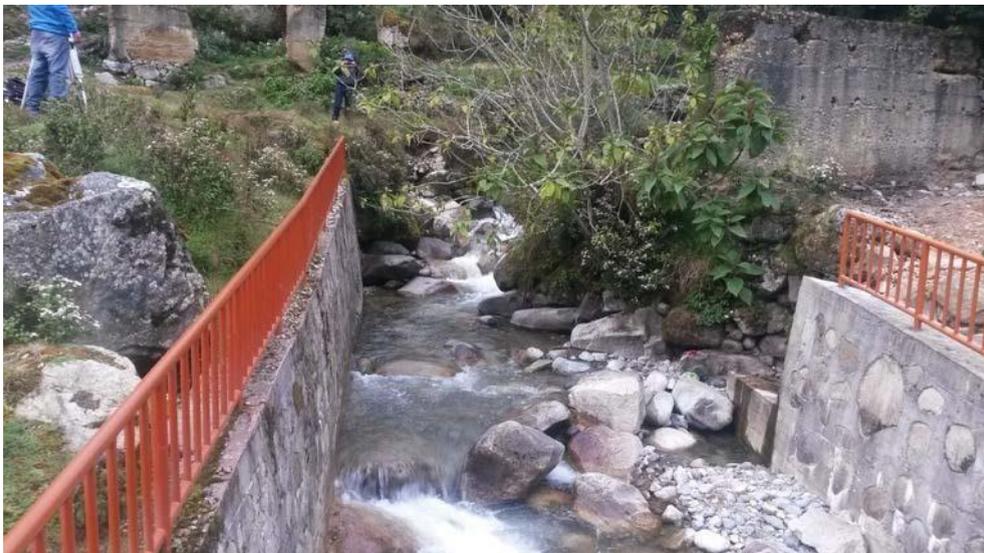
**FOTOGRAFIA Nº 03:** Vista de viviendas en riesgo



**FOTOGRAFIA Nº 04:** Vista del cauce existente del rio los andes



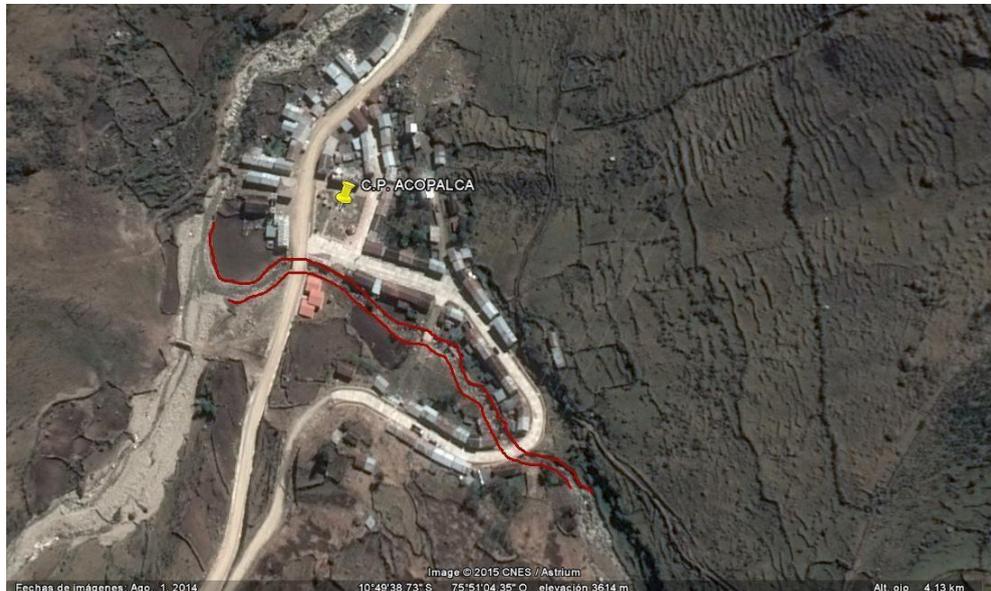
**FOTOGRAFIA N° 05:** Vista de los puentes existentes



**FOTOGRAFIA N° 06:** vista de muros construidos en tramos reducidos

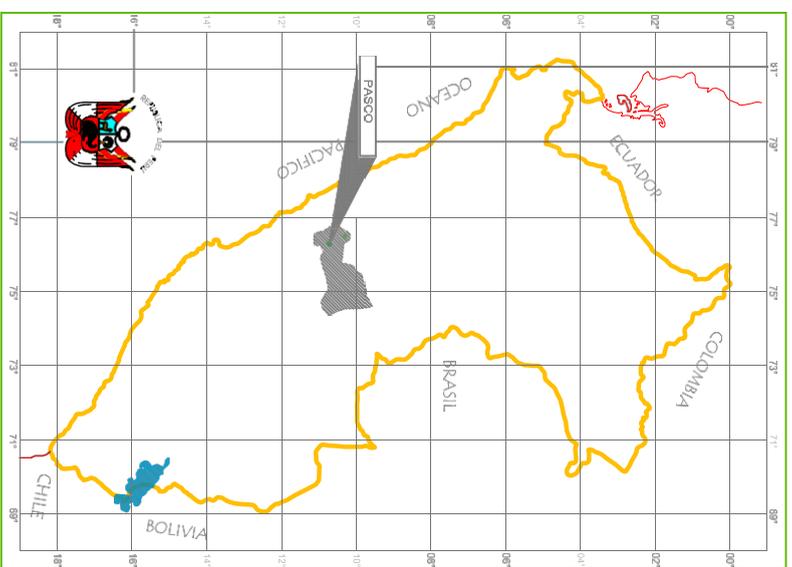


**FOTOGRAFIA Nº 07:** Vista de inicio de tramo con riesgo

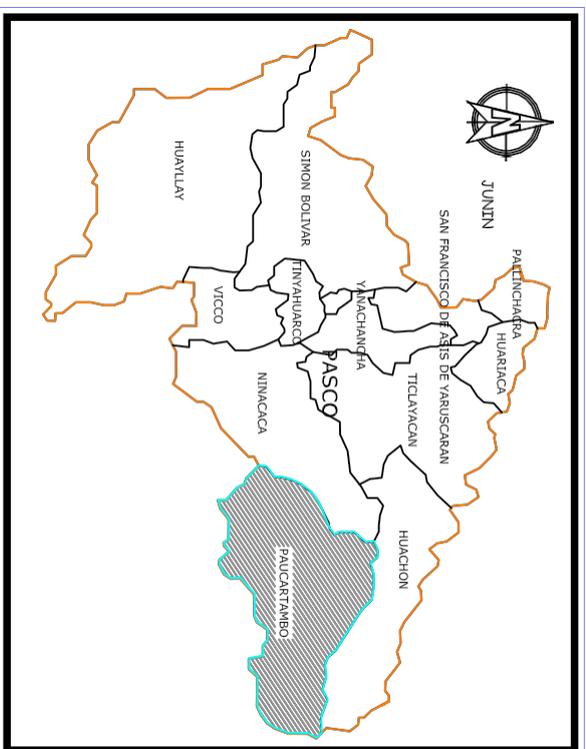
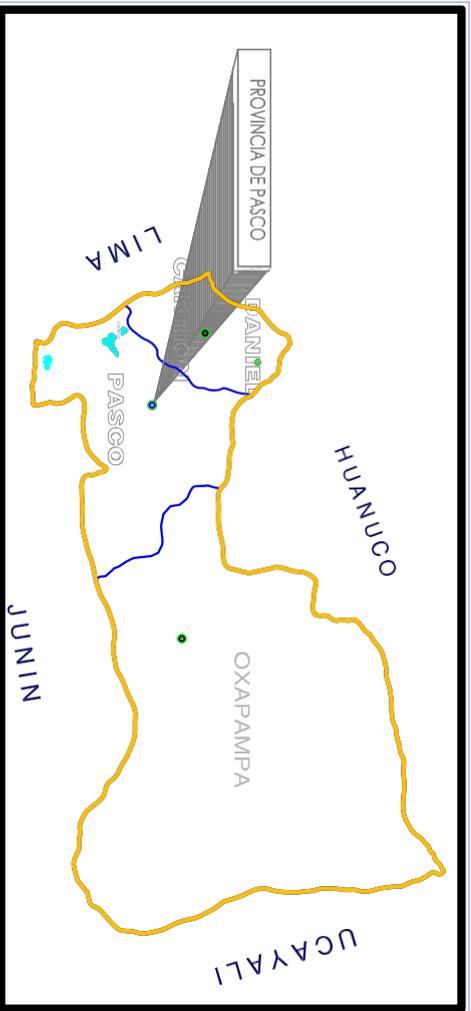


**FOTOGRAFIA Nº 08:** Vista área del tramo

# REPUBLICA DEL PERÚ

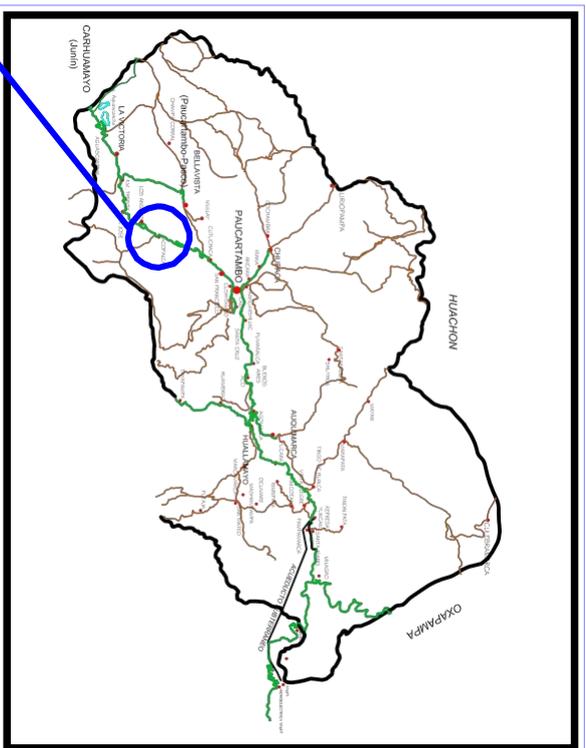


## UBICACIÓN NACIONAL



## UBICACIÓN PROVINCIAL

ESCALA : GRÁFICA



## UBICACIÓN DISTRITAL

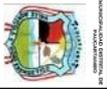
ESCALA : GRÁFICA

## LOCALIZACIÓN DEL C.P. ACOPALCA

ESCALA : GRÁFICA

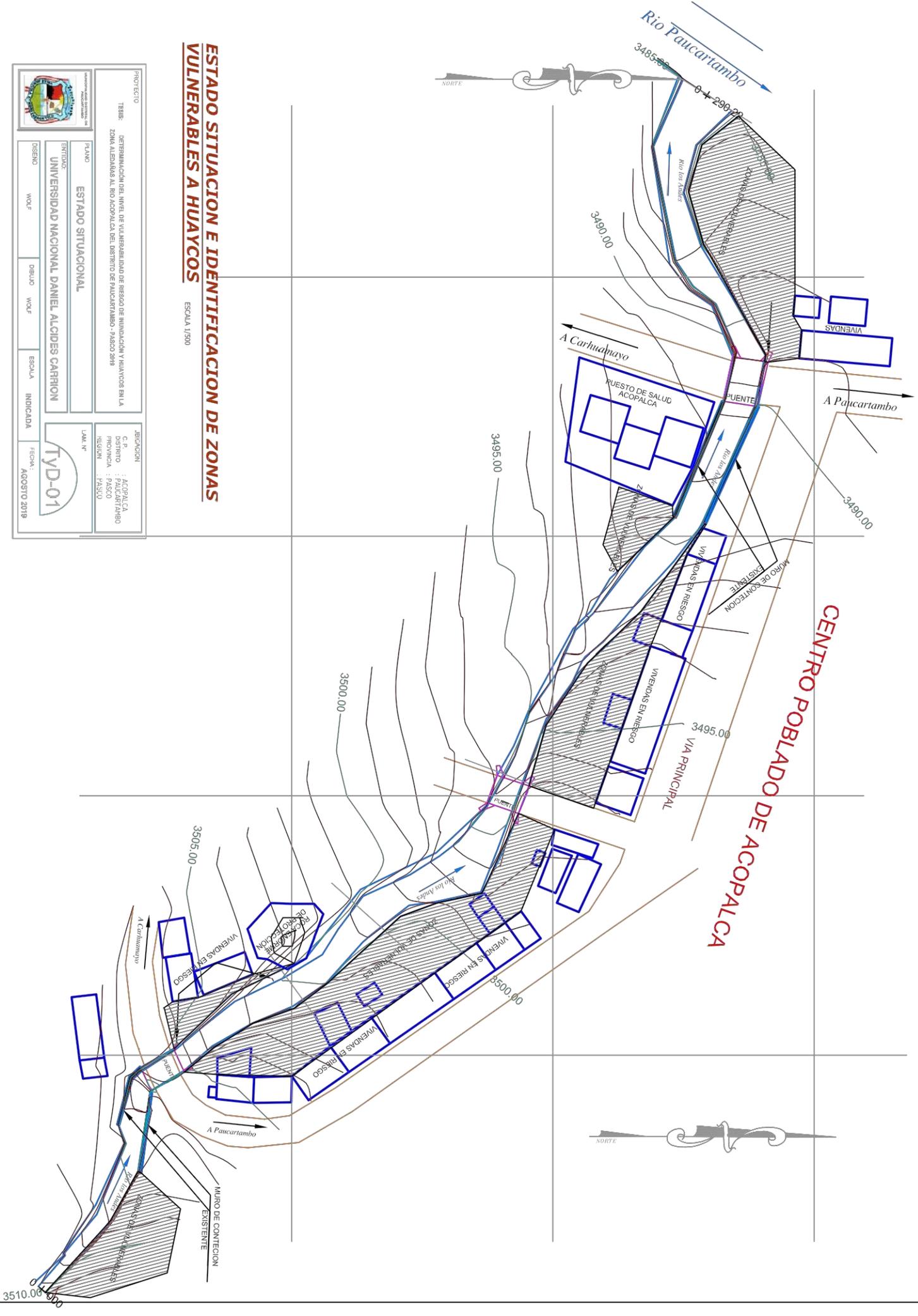
## UBICACIÓN REGIONAL

ESCALA : GRÁFICA

		<b>PROYECTO</b> TESIS : DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD DE RESERVO DE INUNDACIÓN Y HUAYCOS EN LA ZONA ALEDAÑAS AL RÍO ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO - PASCO 2019	
PLANO ENTITADO <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION</b>	UBICACION - LOCALIZACION	JERARQUIA DISTRITO : ACOPALCA PROVINCIA : PASCO REGION : PASCO	LAM. N° <b>TYD-01</b>
DISEÑO : WOLF	DIBUJO : WOLF	ESCALA INDICADA	FECHA : AGOSTO 2019

		<b>PROYECTO:</b> DETERMINACION DEL AREA DE VULNERABILIDAD DE RIESGO DE INUNDACION Y HUAYCOS EN LA ZONA ALDEHANA AL RIO ACOPALCA DEL DISTRITO DE PAUCARTAMBO - PASCO 2019	
<b>PLANO:</b> ESTADO SITUACIONAL		<b>UBICACION:</b> C. P. : ACOPALCA DISTRITO : PAUCARTAMBO PROVINCIA : PASCO REGION : PASCO	
<b>ENTRADA:</b> UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION		<b>LAJAL. N°:</b> TYD-01	
<b>DISEÑO:</b> WOLF		<b>FECHA:</b> AGOSTO 2019	
<b>DESARROLLO:</b> WOLF		<b>ESCALA:</b> INDICADA	

**ESTADO SITUACION E IDENTIFICACION DE ZONAS VULNERABLES A HUAYCOS**  
 ESCALA 1/500



**CENTRO POBLADO DE ACOPALCA**



