

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



***“PROPUESTA Y ANALISIS DE DISEÑO DE DEFENSAS
RIBEREÑAS EN EL RIO ILAVE ZONA RURAL
C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA-ILAVE”***

TESIS

PRESENTADO POR:

Bach. FLORES APAZA ORESTES OMAR

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2015



Universidad Nacional del Altiplano
Escuela Profesional de Ingeniería Civil y Arquitectura



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**"PROPUESTA Y ANALISIS DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS
EN EL RIO ILAVE ZONA RURAL
C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA-ILAVE"**

TESIS PRESENTADA POR:

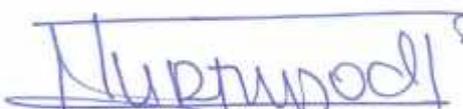
Bach. FLORES APAZA ORESTES OMAR

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

APROBADO POR:

PRESIDENTE


Ing. Edgar Vidal, HURTADO CHAVEZ

PRIMER MIEMBRO


Ing. Nancy, ZEVALLOS QUISPE

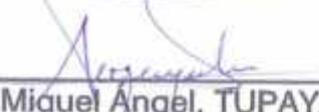
SEGUNDO MIEMBRO


Ing. Pedro Francisco, RODRIGUEZ HUANCA

DIRECTOR DE TESIS


Ing. Zenón, MELLADO VARGAS

ASESOR DE TESIS


Ing. Miguel Ángel, TUPAYACHI PINEDO

AREA: Hidráulica.

TEMA: Estructura Hidráulica

LINEA DE INVESTIGACION: Reparación y construcción de Infraestructura Hidráulica

DEDICATORIA

Agradeciendo a Dios, nuestro Señor Jesucristo; por el gran amor y que siempre está velando por nosotros

A mí queridos padres, Orestes y Dionicia, quienes son y serán un gran ejemplo de honestidad, perseverancia y superación, en el logro de las metas a alcanzar; a su vez inculcaron en mi persona la importancia de la perseverancia y el deseo de vivir para servir a los demás alcanzando los deseos a base de esfuerzo y dedicación permanente.

A mis hermanos Yesenia Yenni, Jhonnell Ivan, Jorge Luis, también a mi esposa Addi Iracema y a mis queridas hijas Rosa, Diana y Medalhi, quienes me brindaron su apoyo y aliento moral.

ORESTES OMAR FLORES APAZA



AGRADECIMIENTOS

A toda mi familia y amigos en especial a (William Luque, Paul Macedo), quienes me brindaron su apoyo y colaboración incondicional.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por la formación profesional y experiencias que me brindaron durante mi formación profesional.

A todos aquellos que en alguna manera contribuyeron en la elaboración de la presente tesis.

ORESTES OMAR FLORES APAZA

ÍNDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE

LISTA DE TABLAS

LISTA DE FIGURAS

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCION

CAPÍTULO I.....	20
1. GENERALIDADES.....	20
1.1. Introducción.....	20
1.2. Planteamiento del Problema.....	21
1.3. Justificación.....	24
1.4. Objetivos.....	24
1.4.1. Objetivo General.....	24
1.4.2. Objetivos Específicos.....	24
1.5. Descripción general del proyecto.....	25
1.5.1. Antecedentes.....	25
1.5.1.1. Climatología.....	27
1.5.1.2. Daños en Población.....	27
1.5.1.3. Daños en áreas de cultivo.....	28
1.5.1.4. Daños pecuario.....	29
1.5.1.5. Daños en la infraestructura educativa, transporte y salud.....	30
1.5.2. Ubicación del proyecto.....	31
1.5.3. Objeto del proyecto.....	33
1.5.4. Metas del proyecto.....	34
1.5.5. Tiempo de ejecución del proyecto.....	34
1.6. Aspecto Agrícola.....	34
1.6.1. Uso Actual de la Tierra.....	34
1.6.2. Producción Agrícola.....	35
1.6.3. Daños Ocasionados en Áreas de Cultivo.....	35

.....	36
1.6.4. Daños Ocasionados Actividad Pecuaria	36
1.7. Aspecto Demográfico	36
1.8. Aspecto Social	37
1.8.1. Salud	37
1.8.2. Educación.....	38
1.8.3. Vivienda.....	38
1.8.4. Servicios básicos.....	39
1.8.5. Características Económicas.....	39
1.9. Accesibilidad y Medio de Transporte	39
1.10. Marco Teórico.....	41
CAPÍTULO II.....	53
2. ESTUDIOS BASICOS DE INGENIERIA	53
2.1. Topografía	53
2.1.1. Introducción	53
2.1.2. Alcances	54
2.1.3. Ubicación.....	54
2.1.4. Levantamiento topográfico	54
2.1.5. Metodología de trabajo	54
2.1.5.1. recopilación de información existente.....	54
2.1.5.2. Trabajos en campo.....	55
2.1.5.2.1. Metodologías Y Equipos Utilizados En La Etapa De Campo 56	
2.1.5.2.2. Trazo de eje de defensa y levantamiento de campo	57
2.1.5.3. Trabajos en gabinete.....	57
2.1.5.3.1. Metodología Y Equipos De Utilizados En La Etapa De Gabinete 58	
2.1.6. Control básico	58
2.1.6.1. Secciones Transversales.....	58
2.1.6.2. Perfil Longitudinal.....	58
2.1.6.3. Resultados.....	59
2.2. Geología – Geotecnia.....	59
2.2.1. Introducción	59
2.2.2. Geología	59
2.2.2.1. Descripción del margen de la defensa.....	60
2.2.2.2. Geomorfología.....	61
2.2.2.3. Esquema Estratigráfico	65
2.2.2.4. Geología estructural.....	67

3.2.5.3.	Registros de Precipitaciones	121
3.2.5.4.	Análisis de la Serie Histórica de datos Pluviométricos	125
3.2.5.5.	Estimación de Datos Faltantes y Extensión de Registros.....	125
3.2.5.6.	Análisis de Consistencia	134
3.2.5.7.	Corrección de Datos	142
3.2.5.8.	Precipitación media en la Cuenca.....	144
3.2.5.8.1.	Promedio aritmético.....	144
3.2.5.8.2.	Polígonos Thiessen.....	146
3.2.5.8.3.	Curvas Isoyetas	149
3.2.5.9.	Análisis de datos del Proyecto.....	152
3.2.5.9.1.	Determinación de la precipitación representativa máxima anual en 24 hr.	152
3.2.6.	Caudales.....	154
3.2.6.1.	Definición.....	154
3.2.6.2.	El Caudal de la escorrentía directa (QD):	154
3.2.6.3.	Caudal Base.....	155
3.2.6.4.	Aforo de Caudales.....	155
3.2.6.4.1.	La curva de descarga.....	155
3.2.6.4.2.	Medición de Caudales	156
3.2.7.	Máximas Avenidas	158
3.2.7.1.	Definición.....	158
3.2.7.2.	Análisis de máxima avenida hidrología estadística.....	158
3.2.7.3.	Cálculo de la Intensidad Máxima de Precipitación	159
3.2.8.	Determinación De La Avenida Máxima De Diseño.....	159
3.2.8.1.	método Directo (histórico).....	159
3.2.8.2.	Métodos Empíricos	161
3.2.8.2.1.	Método Racional.....	161
3.2.8.2.2.	Método de Mac Math	162
3.2.8.2.3.	Método Racional Modificado	163
3.2.8.2.4.	Método de Creager	164
3.2.8.3.	Método Estadístico.....	166
3.3.	Hidráulica Fluvial y Sedimentología	169
3.3.1.	Hidráulica Fluvial	169
3.3.1.1.	Introducción.....	169
3.3.2.	Geometría del Cauce del Río.....	171
3.3.3.	Rugosidad del cauce del río.....	171
3.3.3.1.	Estimación del coeficiente de rugosidad en el canal natural.....	173
3.3.3.2.	Flujo variado en régimen permanente.	175

3.3.3.3.	Ecuación de energía.....	176
3.3.4.	Acondicionamiento del cauce estable - eje y ancho estable del rio	178
3.3.4.1.	Trazo del eje del rio	178
3.3.5.	Calculo del ancho estable del rio.....	180
3.3.5.1.	Calculo del ancho estable del rio	180
3.3.6.	Calculo del Tirante Hidráulico del rio	183
3.3.7.	Sedimentología	184
3.3.7.1.	Granulometría del lecho de rio	184
3.3.7.2.	Clasificación Sedimentológica.....	185
3.3.7.3.	Morfología de los Granos.	187
3.3.7.4.	Transporte De Sólidos De Fondo	187
3.3.7.5.	Metodologías De Cálculo De Gasto Sólido De Fondo	189
3.3.7.5.1.	Formula de schoklitsch, Fórmula de meyer – peter y müller. ...	190
3.3.7.5.2.	Formula de schoklitsch.....	190
3.3.7.5.3.	Fórmula de meyer – peter y müller.....	190
3.3.7.6.	Gasto sólido de fondo.....	192
3.4.	Análisis Hidráulico	197
3.5.	Análisis de Máximas avenidas en el rio llave.....	197
3.6.	Simulación hidráulica en el rio llave	198
3.6.1.	Simulación hidráulica con el modelo HEC-RAS.	198
3.6.2.	Secciones transversales.	200
3.7.	Diseño hidráulico de los diques para el rio.....	206
3.8.	Características hidráulicas de la defensa	207
3.9.	Conclusiones sobre dimensionamiento hidráulico del rio llave.....	208
CAPÍTULO IV	209
4.	TIPOS DE DEFENSAS RIBEREÑAS	209
4.1.	Enrocado	210
4.2.	Gaviones.....	212
4.2.1.	Tipos de Gaviones	213
4.2.1.1.	Gaviones tipo caja.....	213
4.2.1.2.	Gaviones tipo colchón	214
4.2.1.3.	Gaviones tipo saco.....	215
4.2.2.	Dimensionamiento de los Gaviones	216
4.3.	Muros de Concreto.....	218
4.3.1.	Clasificación.....	219
4.3.1.1.	Muros de concreto ciclópeo	219
4.3.1.2.	Muros de concreto armado.....	222
4.4.	Defensa con sacos.....	223

4.5. Resumen.....	223
CAPÍTULO V.....	225
5. INGENIERIA DEL PROYECTO	225
5.1. Selección De Alternativas De Diques De Sección Homogénea Y Heterogénea.....	225
5.2. Evaluación De Alternativas	227
5.3. Características Del Dique	228
5.4. Profundidad De Socavación.....	230
5.4.1. Erosión, Socavación.....	230
5.4.2. Causas de Erosión en cauces de Ríos	230
5.4.3. Estudio del Fenómeno de la Socavación	231
5.5. Análisis de Estabilidad	236
5.5.1. Método De Bishop.....	236
CAPÍTULO VI.....	241
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	241
6.1. Conclusiones.....	241
6.2. Recomendaciones	243
CAPÍTULO VII.....	244
7. Bibliografía.....	244
CAPÍTULO VIII.....	246
8. Anexo y planos.....	246
ANEXO I	
) DATOS HIDROLOGICOS Y METEOROLOGICOS	
ANEXO II	
) IMPACTO AMBIENTAL POR MATRIZ DE LEOPOLD	
) CALCULO DE REGRESION LINEAL SIMPLE (DATOS COMPLETADOS ESTACION ILAVE)	
) PRECIPITACION CUENCA ILAVE DETERMINACION DE LA INTENSIDAD, DURACION, FRECUENCIA CURVA IDF	

ANEXO III

-) CALCULO DISEÑO DE CAUDAL MAXIMO CON UN TIEMPO DE RETORNO DE 50 AÑOS

ANEXO IV

-) CALCULO DE TIEMPO DE CONCENTRACION
-) CALCULO DE LA RUGOSIDAD
-) CALCULO DEL ANCHO DEL RIO
-) CALCULO DE SEDIMENTACION (HELLEY SMITH)

ANEXO V

-) CALCULO HIDRAULICO DEL RIO
-) CALCULO DE LA SOCAVACION
-) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE UÑA
-) ESTABILIDAD DEL DIQUE
-) CALCULO DEL DIAMETRO DE LA ROCA

ANEXO VI

-) DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA CON EL PROGRAMARIVER

ANEXO VII

-) ENSAYO DE SUELOS Y OTROS

ANEXO VIII

-) INGENIERIA DEL PROYECTO (EXPEDIENTE)

ANEXO IX

-) PLANOS
-

CONTENIDO DE FIGURAS

- FIGURA 1-1: AREA VULNERABLE DE LA ZONA RURAL, SAQUILLOS DE ARENA REALIZADO POR DEFENSA CIVIL (ELABORACION PROPIA)
- FIGURA 1-2: ÁREAS VULNERABLES EN LA ZONA SANTA ROSA DE HUAYLLATA [ELABORACIÓN PROPIA]
- FIGURA 1-3: GOBIERNO REGIONAL DE PUNO (POBLACION AFECTADA AL DESBORDE DEL RIO ILAVE C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA, AÑO 2001)
- FIGURA 1-4: DEFENSA CIVIL PUNO (DESBORDE DEL RIO LLAVE FEBRERO 2012, 2000 HECTÁREAS AFECTADAS)
- FIGURA 1-5: MAPA UBICACIÓN POLÍTICA DE LA ZONA DE ESTUDIO (GOOGLE EARTH 2014)
- FIGURA 1-6 UBICACIÓN DEL C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA (GOOGLE EARTH)
- FIGURA 1-7 UBICACIÓN DEL C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA AREA PROYECTADA PARA LA CONSTRUCCION DE LA DEFENSA (GOOGLE EARTH)
- FIGURA 1-8: RUTA DE ACCESIBILIDAD (GOOGLE MAPS, ELABORADO)
- FIGURA 1-9 CLASIFICACION DE CUENCA SEGÚN EL AREA (ABSALON VASQUEZ)
- FIGURA 2-1 CURVAS DE NIVEL DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ZONA EN ESTUDIO (ELABORACIÓN PROPIA)
- FIGURA 2-2 LEVANTAMIENTO CON LA STCION TOTAL EN EL MARGEN IZQUIERDO DEL RIO (ELABORACIÓN PROPIA)
- FIGURA 2-3 EL PRISMA EN PARTE DEL DIQUE EXISTENTE PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO (ELABORACIÓN PROPIA)
- FIGURA 2-4 IMAGEN DONDE SE OBSERVA CURVA INTERNA DEL RIO ILAVE DONDE SE ORIGINA SOCAVACION (ELABORACIÓN PROPIA)
- FIGURA 2-5 IMAGEN DONDE SE OBSERVA CURVA EXTERIOR DEL RIO ILAVE DONDE SE ORIGINA SEDIMENTACION (ELABORACIÓN PROPIA)
- FIGURA 2-6 SE PUEDE APRECIAR SOCAVACION ESPERADA Y SECCION RANSVERSAL EN LA CURVA (AMERICAN JOURNAL OF MARINE SCIENCE. 2014)
- FIGURA 2-7 SE MUESTRA UN RIO MEANDRO Y SUS EFECTOS QUE TIENE EL CAUDAL (FUENTE [HTTP://AYUDAHISPANO-3000.BLOGSPOT.PE/2014/11/GEOMORFOLOGIA_0.HTML](http://AYUDAHISPANO-3000.BLOGSPOT.PE/2014/11/GEOMORFOLOGIA_0.HTML))
- FIGURA 2-8 SE MUESTRA LA EXCAVACION Y MUESTREODE SUELO PARA SU POSTERIOR ANALISIS (ELABORACIÓN PROPIA)
- FIGURA 2-9 (MUESTRA DE LOS ENSAYO DE SUELOS PARA EL TRIAXIAL)
- FIGURA 2-10 SE MUESTRA LA CANTERA DE ROCAS CHUTANCOLLO QUE TIENE UN POTENCIAL DE 50,000 M3 APROXIMADAMENTE, TOMANDO MUESTRAS PARA SUS RESPECTIVO ENSAYO)
- FIGURA 3-1 ESQUEMA DEL CICLO HIDROLÓGICO [HIDROLOGÍA SUPERF. M. EN C. GUILLERMO BENJAMÍN PÉREZ MORALES]
- FIGURA 3-2 CUENCA HIDROGRÁFICA [CARTOGRÁFICA DE LÍMITES DE CUENCAS LEVANTADA A PARTIR DE LAS HOJAS 1: 100 000 DEL IGN]

FIGURA 3-3 CUENCA HIDROGRÁFICA [CARTOGRÁFICA DE LÍMITES DE CUENCAS LEVANTADA A PARTIR DE LAS HOJAS 1: 100 000 DEL IGN]

FIGURA 3-4 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA CUENCA DEL RÍO ILAVE

FIGURA 3-5 UBICACIÓN HIDROGRÁFICA DE LA CUENCA DEL RÍO ILAVE EN EL SISTEMA TDPS

FIGURA 3-6 VISITA A LA ESTACION METEOROLOGIA DE PUNO PARA OBTENER DATOS DEL SENAMHI A UTILIZAR

FIGURA 3-7 LADO IZQUIERDO ESTACION METEOROLOGIA AUTOMATICA Y EN EL LADO DERECHO PLUVIOGRAFO PUNO

FIGURA 3-8 DIAGRAMA DE DISPERSIÓN

FIGURA 3-9 REPRESENTACIÓN DE TIPOS DE CORRELACIÓN

FIGURA 3-10 GRAFICO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS 24 HORAS ESTACION ILAVE

FIGURA 3-11 GRAFICO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS 24 HORAS ESTACION PUNO

FIGURA 3-12 GRAFICO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS 24 HORAS ESTACION LARAQUERI

FIGURA 3-13 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA ESTACIÓN PATRÓN VS OTRA ESTACIÓN.

FIGURA 3-14 TRIANGULACIÓN DE ESTACIONES Y FORMACIÓN DE POLÍGONOS [HIDROLOGÍA WENDOR CHEREQUE MORÁN]

FIGURA 3-15 TRIANGULACIÓN DE ESTACIONES Y FORMACIÓN DE POLÍGONOS DE LA CUENCA

FIGURA 3-16 LÍNEAS CON IGUAL PRECIPITACIÓN (ISOYETAS)[HIDROLOGÍA WENDOR CHEREQUE MORÁN]

FIGURA 3-17 LÍNEAS CON IGUAL PRECIPITACIÓN CUENCA ILAVE

FIGURA 3-18 CURVA DE DESCARGA

FIGURA 3-19 DIVISIÓN DE LA SECCIÓN EN FRANJAS

FIGURA 3-20 DIAGRAMA DE VELOCIDADES

FIGURA 3-21 DIAGRAMAS DE VELOCIDADES

FIGURA 3-22 CURVA INTENSIDAD DURACION FRECUENCIA (IDF) PARA DISTINTOS AÑOS

FIGURA 3-23 MAPA DE REGIONALIZACIÓN DE AVENIDAS EN CUENCAS DEL PERÚ

FIGURA 3-24 VISTA DEL CAUCE DEL RIO

FIGURA 3-25 REPRESENTACIÓN DE LOS TÉRMINOS DEL BALANCE DE ENERGÍA

FIGURA 3-26 TRAZO PARA REDUCIR CURVAS. [ANA]

FIGURA 3-27 ALINEACIONES CIRCULARES ALTERNAS [ANA]

FIGURA 3-28 ANCHO ESTABLE DEL RIO

FIGURA 3-29 RESULTADOS DE LA SECCION DEL RIO CON EL PROGRAMA H-CANALES

FIGURA 3-30 EROSION TRANSPORTE SEDIMENTOS (VELOCIDAD DEL FLUJO)

FIGURA 3-31 SEDIMENTACIÓN Y ARRASTRE DE PARTÍCULAS SEGÚN SU TAMAÑO Y SU UBICACIÓN EN EL PERFIL DE UNA CUENCA

FIGURA 3-32 SECCIONTRANSVERSAL DEL RIO ILAVE

FIGURA 3-33 SIMULACION DE DESBORDE DEL RIO PARA 10 AÑOS HEC RAS

FIGURA 3-34 ESTADO DEL RIO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS

FIGURA 3-35 SIMULACION DE DESBORDE DEL RIO PARA 50 AÑOS HEC RAS

FIGURA 3-36 ESTADO DEL RIO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS

FIGURA 3-37 SIMULACION DE DESBORDE DEL RIO PARA 100 AÑOS HEC RAS

FIGURA 3-38 ESTADO DEL RIO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS

FIGURA 3-39 SIMULACION DEL RIO EN 10 AÑOS CON DEFENSA RIBEREÑA

FIGURA 3-40 SIMULACION DEL RIO EN 50 AÑOS CON DEFENSA RIBEREÑA

FIGURA 3-41 SIMULACION DEL RIO ILAVE EN PARTE CURVA SIN DEFENSA Y SE OBSERVA EL DESBORDE DEL RIO

FIGURA 3-42 SIMUALCION DEL RIO ILAVE PARTE DE LA CURVA CON DEFENSA RIBEREÑ SE OBSERVA LA PROTECCION DEL DESBORDE DEL RIO

FIGURA 3-43 SIMULACION DEL RIO EN 100 AÑOS CON DEFENSA RIBEREÑA

FIGURA 4-1 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DEFENSA RIBEREÑA CON ENROCADO DE PROTECCIÓN

FIGURA 4-2 MURO DE GAVIONES EMPLEADO COMO DEFENSA RIBEREÑA

FIGURA 4-3 GAVIONES TIPO CAJA [MANUAL TÉCNICO DE OBRAS DE CONTENCIÓN. MACCAFERRI]

FIGURA 4-4 GAVIONES TIPO COLCHÓN [MANUAL TÉCNICO DE OBRAS DE CONTENCIÓN. MACCAFERRI]

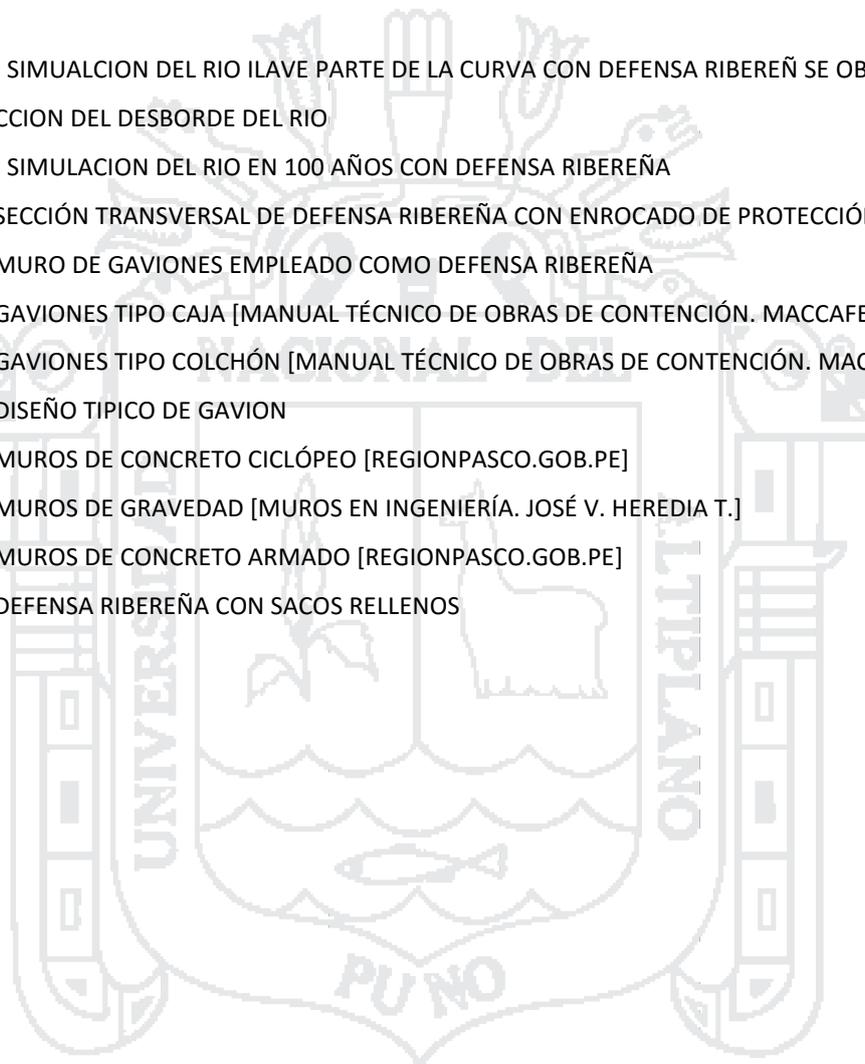
FIGURA 4-5 DISEÑO TÍPICO DE GAVION

FIGURA 4-6 MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO [REGIONPASCO.GOB.PE]

FIGURA 4-7 MUROS DE GRAVEDAD [MUROS EN INGENIERÍA. JOSÉ V. HEREDIA T.]

FIGURA 4-8 MUROS DE CONCRETO ARMADO [REGIONPASCO.GOB.PE]

FIGURA 4-9 DEFENSA RIBEREÑA CON SACOS RELLENOS



CONTENIDO DE TABLAS

TABLA 1-1 *EVALUACIÓN DEL DAÑO GENERAL EN EL C.P.SANTA ROSA DEHUAYLLATA [MINUCIPALIDAD
DISTRICTAL DE ILAVE]*

TABLA 1-2 COORDENAS DEL PUNTO DE INICIO Y FINAL DE LA DEFENSA

TABLA 1-3: CULTIVOS DE PRIMERA NECESIDAD POR AÑOS (FUENTE: MUNICIPIO DE ILAVE)

TABLA 1-4 DAÑOS OCASIONADOS EN AREAS DE CULTIVOS AFECTADAS POR DESBORDE DEL RIO ILAVE
(MUNICIPIO DE ILAVE, 2001)

TABLA 1-5 TASA DE ANALFABETISMO (MUNICIPIO DE ILAVE)

TABLA 1-6 RUTAS DE ACCESIBILIDAD (ELABORACION PROPIA)

TABLA 1-7 CLASIFICACION DE CUENCA SEGÚN EL AREA (ABSALON VASQUEZ)

TABLA 2-1 *CRITERIOS UTILIZADOS EN LA EVALUACIÓN DE IAP*

TABLA 2-2 *SIGNIFICANCIA AMBIENTAL DE LOS IMPACTOS*

TABLA 2-3 *MITIGABILIDAD DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES*

TABLA 2-4 IMPACTOS NEGATIVOS (ADAPTADO DE CEMAPRIMES)

TABLA 2-5 IMPACTOS POSITIVOS (ADAPTADO DE CEMAPRIMES)

TABLA 2-6 CARACTERISTICAS AMBIENTALES

TABLA 3-1 ESTACION HIDROMETRICA EN LA CUENCA DEL RIO ILAVE

TABLA 3-2 LONGITUD DE REGISTRO HISTÓRICO DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA DISPONIBLE

TABLA 3-3 RESULTADOS DE PARAMETROS DE LA CUENCA

TABLA 3-4 GRAFICO CURVA HIPSOMETRICA (GRAFICA LA ELEVACION DEL TERRENO)

TABLA 3-5 GRAFICO POLIGONO DE FRECUENCIA REPRESENTA EL PORCENTAJE DE AREA EN CADA COTA

TABLA 3-6 RESUMEN VALORES DEL TIEMPO DE CONCENTRACION POR DIFERENTES METODOS

TABLA 3-7 RED DE ESTACIONES METEOROLOGICAS

TABLA 3-8 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION ILAVE CON DATOS FALTANTES (S/R SIN REGISTRO)

TABLA 3-9 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION PUNO CON DATOS FALTANTES (S/R SIN REGISTRO)

TABLA 3-10 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION LARAQUERI CON DATOS FALTANTES (S/R SIN
REGISTRO)

TABLA 3-11 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION ILAVE CON DATOS COMPLETADOS POR REGRESION
LINEAL

TABLA 3-12 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION PUNO CON DATOS COMPLETADOS POR REGRESION
LINEAL

TABLA 3-13 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION LARAQUERI CON DATOS COMPLETADOS POR
REGRESION LINEAL

TABLA 3-14 DE PRECIPITACIONES DE PROMEDIO Y ACUMULADO DE LAS TRES ESTACIONES EN ESTUDIO
PARA HALLAR DOBLE MASA

- TABLA 3-15 GRAFICO DE ANALISIS DE DOBLE MASA NOS INDICA QUE LOS DATOS NO NECESITAN CORRECCION (POR SUS LINEAS SIMILARES)
- TABLA 3-16 ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION ILAVE NO REALIZAR CORRECCION
- TABLA 3-17 ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION PUNO NO REALIZAR CORRECCION
- TABLA 3-18 ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION PUNO NO REALIZAR CORRECCION
- TABLA 3-19 PRECIPITACION PROMEDIO METODO ARITMETICO
- TABLA 3-20 AREAS DELIMITADAS PARA LOS PLUVIOGRAFOS Y SU RESPECTIVA PRECIPITACION
- TABLA 3-21 PRECIPITACION METODO DE ISOYETA
- TABLA 3-22 PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS REPRESENTATIVAS
- TABLA 3-23 FACTOR DE ESCORRENTIA DE MAC MATH
- TABLA 3-24 VALORES DE CONSTANTES C_1 , C_2 , M , N .
- TABLA 3-25 REGISTRO DE DESCARGA MAXIMA RIO ILAVE 1970-2014
- TABLA 3-26 CAUDALES MAXIMOS METODO ESTADISTICO
- TABLA 3-27 FACTORES QUE AFECTAN EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD [ECUACIÓN COWAN]
- TABLA 3-28 RESULTADO DE COEFICIENTE DE RUGOSIDAD POR TRAMOS (VEA ANEXO)
- TABLA 3-29 FACTOR DE ORILLA Y FONDO BLENCH
- TABLA 3-30 PARAMETROS DEL CAUCE DEL RIO ALTUNIN
- TABLA 3-31 CONDICION GEOTECNIA (SIMONS)
- TABLA 3-32 RESUMEN ANCHO ESTABLE PARA DIFERENTES METODOLOGÍAS
- TABLA 3-33 CLASIFICACIÓN DE PARTÍCULAS DE ACUERDO A LA AMERICAN GEOPHYSICAL UNION (A.G.U.) (EN BASE AL DIÁMETRO)
- TABLA 3-34 RESULTADO DEL CALCULO DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO
- TABLA 3-35 COMPARACION DE CAUDALES EN LOS DIFERENTES AÑOS (SE TOMO PARA UN TIEMPO DE DISEÑO DE 50 AÑOS $Q: 1203.153$)
- TABLA 4-1 DE DIMENSIONES ESTANDARN DE GAVIONES CAJA Y COLCHON
- TABLA 4-2 DIMENSIONES DEL DIAMETRO DE ALAMBRE CON QUE SE FABRICA LOS GAVIONES
- TABLA 4-3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS TIPOS DE DEFENSAS RIBEREÑAS LONGITUDINALES [ANÁLISIS VARIOS LIBROS]
- TABLA 5-1 VALORES DEL COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN DEL CAUCE ^{II} (MAZA, 1967)
- TABLA 5-2 VALORES DE X Y Z (MAZA, 1967)

RESUMEN

El presente proyecto de tesis tiene por objeto elaborar el diseño de la infraestructura de defensas ribereñas, como una solución ante la constante crecida del río llave. Este tipo de fenómeno natural llamado también inundación, pasa a convertirse en un desastre natural debido a la ausencia de obras de protección, como en el caso de las defensas ribereñas.

El proyecto de tesis titulado "Propuesta y análisis de diseño de defensas ribereñas en el río llave zona rural C.P. Santa Rosa de Huayllata - llave", en su contenido presenta estudios básicos de ingeniería tales como: estudio topográfico, geotécnicos, hidrológicos, evaluación de impacto ambiental, así como también los diseños de enrocado; los cuales se diseñan en base a los estudios básicos de ingeniería mencionados, para posteriormente elegir un buen diseño óptimo y adecuado para la zona de estudio.

Considerando los estudios desarrollados, se definió una estructura de defensas ribereña con relleno de material de préstamo (Dique), con una pendiente de talud de $H=2.0$ $V=1.00$ cara húmeda y $H=3.0$ $V=4.0$ cara seca y un recubrimiento con enrocado de 0.70m a 1.00m, con tiempo de retorno (Tr) no menor de 20 años ni mayor de 50 años tiempo de retorno adoptado $Tr = 50$ años y un caudal de diseño $Q = 1203$ m³/seg.

El expediente técnico, forma parte de esta tesis, el cual se detallan; la memoria descriptiva, especificaciones técnicas, metrados, análisis de costos unitarios, lista de insumos/materiales, presupuestos, análisis de costos indirectos, calendarizaciones para su ejecución, costo hora hombre y precios de insumos. El presupuesto alcanzado por el presente proyecto es de S/. 4, 039,060.09, y con un plazo de ejecución de 165 días calendarios (5.5 meses), la modalidad de ejecución será administración directa (ejecución presupuestaria directa), la entidad encargada de ejecutar el proyecto es el Municipalidad Provincial del Collao – llave.

Palabras Claves: defensas ribereñas, río, diseño.

ABSTRACT

This thesis project aims to develop the infrastructure design of coastal defenses, as a solution to the constant flood of Ilave River. This type of natural phenomenon also called flood, then turns into a disaster due to the absence of protection works, as in the case of coastal defenses.

The thesis project entitled "Proposal design and analysis of coastal defenses in the Ilave river rural C.P. Santa Rosa de Huayllata - Ilave" in its content presents basic engineering studies such as topographic survey, geotechnical, hydrological, environmental impact assessment, as well as designs castled; which they are designed based on the basic engineering studies mentioned, later to choose a good optimal design and suitable for the study area.

Considering the developed studies, a structure riverside defenses with filling material loan (Dike) was defined, with a slope rating of $H = 2.0$ $V = 1.00$ wet face and $H = 3.0$ $V = 4.0$ dry side and a coating castled of 0.70m a 1.00m, with flyback (Tr) of not less than 20 years nor more than 50 years of adopted tiepo return $Tr = 50$ years and a design flow $Q = 1203$ m³ / sec.

The technical file is part of this thesis, which are detailed; the specification, technical specifications, metrados, unit cost analysis, list of inputs / materials, budgets, analysis of indirect costs to schedules for implementation, cost and man-hour input prices. The budget reached by this project is S / . 4 039,060.09, and with a deadline of 165 calendar days (5.5 months), the mode of execution will direct administration (direct budget execution), the entity responsible for executing the project is the Provincial Municipality of Collao - Ilave.

Keywords: coastal defenses, river design.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo conformado por 8 capítulos siguientes:

CAPÍTULO 1: Se describen los aspectos generales del proyecto, el planteamiento del problema, así como los objetivos.

CAPÍTULO 2: Se presenta estudios básicos de ingeniería como son Topografía, Geología – Geotecnia, Impacto ambientales.

CAPÍTULO 3: En este capítulo se presenta los estudios Hidrológico e hidráulica fluvial, incluyen: estudios de la cuenca, parámetros Hidrológicos, precipitaciones, caudales, máxima avenida, Hidráulica fluvial y sedimentología, análisis hidráulico, simulación hidráulica en el río, características hidráulica de la defensa y conclusiones sobre dimensionamiento hidráulico del río llave.

CAPÍTULO 4: Se hace una descripción de los tipos de defensas ribereñas como son: enrocado, gaviones, muro de concreto y defensa consacos.

CAPÍTULO 5: La descripción de Ingeniería del Proyecto donde se evalúa selección de alternativa de la defensa, evaluación de alternativas, características del dique, profundidad de socavación y análisis de estabilidad del dique.

CAPÍTULO 6: se desarrolló las conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 7: bibliografía

CAPÍTULO 8: anexos y planos se describe los datos meteorológicos e hidrológicos, ensayo de suelos diseño de la defensa e ingeniería del proyecto.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: Se presenta las conclusiones y recomendaciones.

Finalizando con los anexos, los cuales son los resultados de ensayos realizados de suelos y cálculo del diseño de ingeniería del proyecto (Expediente Técnico) correspondiente donde se realizó (especificaciones técnicas, metrados, presupuestos, costos unitarios, costos indirectos, planos).

CAPÍTULO I

1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

Ya que el recurso hídrico siempre ha sido fundamental en la fundación y configuración de asentamientos rurales, no es de extrañar que éstos se encuentren próximos a los cauces fluviales por sus variadas funciones: irrigación de campos agrícolas, abastecimiento de agua, transporte de recursos y productos, recreación, etc.

Debido al crecimiento rural y vertiginoso de las últimas décadas en la mayoría de los centros poblados del país con actividad minera y comercial, se han extendido las áreas rurales incluso hacia áreas inundables, fajas marginales y riberas erosionables, lo que conlleva un peligro latente. Esto hace que cada vez sea más necesario controlar los procesos erosivos en estas riberas, que se llevan a cabo sobre todo en épocas de crecidas.

La vulnerabilidad es el estado de elevada exposición frente a una amenaza, la cual puede tener efectos destructivos, agravándose si se tiene una capacidad reducida para protegerse o defenderse de estas amenazas. En el Centro Poblado Santa Rosa de Huayllata, por la presencia del río llave la cual está en eminente proceso de inundación, resulta evidente que se constituye en un lugar vulnerable frente a dichos fenómenos, los mismos que pueden tener origen endógeno o exógeno. Con respecto a la vulnerabilidad de origen endógeno, se evaluará la geología y sismicidad de la zona según los aspectos de geología regional, geología local,

geomorfología, estudio de canteras y evaluación sobre peligro sísmico. En cuanto a la vulnerabilidad de origen exógeno, se priorizará el estudio de los fenómenos hidrológicos según la caracterización hidrológica en la zona del proyecto, cálculo de máximas avenidas y elaboración de mapas de peligro hidrológico.

La construcción de defensas ribereñas suele considerarse como infraestructura preventiva ante el riesgo de desastres naturales que son las inundaciones por avenidas extraordinarias o prolongadas en los ríos y quebradas de nuestra accidentada topografía regional, causando daños humanos y materiales irreparables. La planificación de estas defensas ayudará a prevenir las acciones destructivas y erosivas de los ríos dentro del área rural, como es el caso de C.P. Santa Rosa de Huyallata, zona en la que se basa este estudio.

En este caso, la gestión del riesgo de desastres es una política de estado que “priorizará y orientará las políticas de estimación y reducción del riesgo de desastres en concordancia con los objetivos del desarrollo nacional contemplados en los planes, políticas y proyectos de desarrollo de todos los niveles de gobierno”. INDECI plantea que existen tres fases para la gestión del riesgo de desastres: prevención, respuesta y reconstrucción. Para este estudio se considerará la gestión del riesgo en la prevención que comprende la estimación y la reducción del riesgo.

Finalmente, entre los objetivos del Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres, según la Ley N° 29664, se puede destacar: *“la prevención y reducción del riesgo, evitando gradualmente la generación de nuevos peligros y limitando el impacto adverso de los mismos, a fin de contribuir al desarrollo sostenible del país.”*

1.2. Planteamiento del Problema

El río llave en épocas de lluvia aumenta su caudal en forma abrupta hasta 300% con respecto al caudal promedio 343.05 anual debido a las precipitaciones que pueden causar desbordamientos del río, provocando daños a las poblaciones que habitan cerca de los alrededores del río, ésta situación trae consecuencias socio económicas en la medida que afectan centros de producción agrícola y a las estructuras como vías, viviendas por esta razón, para preservarlas, se hace necesario la construcción de defensas para el control creciente del río, que brinden

protección y reduzcan los riesgos de inundación, especialmente en el C.P. Santa Rosa de Huayllata.

Es importante destacar que antes de realizar el diseño de dichas protecciones se deben hacer una serie de estudios preliminares como el hidrológico, para determinar los caudales de diseño y poder estimar hasta donde podría subir el nivel del agua y el alcance de esta, así se podrá definir a que distancia se tienen que colocar las defensas.



FIGURA 1-1: AREA VULNERABLE DE LA ZONA RURAL, SAQUILLOS DE ARENA REALIZADO POR DEFENSA CIVIL (ELABORACION PROPIA)

Estas defensas tienen por objeto la protección de las orillas contra los procesos de erosión de sus márgenes, originada por la excesiva velocidad del agua, y mantener el curso de los ríos. Deben ser construidas de tal manera que puedan soportar las condiciones ambientales, las avenidas excepcionales y la corrosión, tomando en cuenta la buena utilización de materiales que cumplan con las propiedades de impermeabilidad y durabilidad a la intemperie, aislamiento térmico y que presente resistencia al fuego. Además estos materiales se deben integrar al resto de los componentes para proporcionar estética a la construcción.

Dada la importancia que representa la cuenca del Río llave y su riesgo de inundación a las poblaciones adyacentes, se considera importante la realización de análisis para los diferentes tipos de defensas, con el fin de indicar los materiales adecuados a utilizar, así como las especificaciones para su construcción.

Finalmente, se concluye en las siguientes preguntas:

PREGUNTA GENERAL

¿Es posible controlar con defensas ribereñas los riesgos de inundación por crecidas del río llave sector C.P. Santa Rosa de Huayllata?

PREGUNTAS ESPECÍFICAS

¿Cuáles son los factores intervinientes en la crecida del río llave sector Santa Rosa de Huayllata?

¿Cómo reducimos el riesgo de inundaciones en el río llave sector Santa Rosa de Huayllata?

¿Se puede diseñar y proponer un expediente técnico para reducir el riesgo de inundaciones?

El sector rural de C.P: Santa Rosa de Huayllata es vulnerable en periodos de grandes precipitaciones, lo que genera la erosión de las riberas contiguas. También es frecuente la colmatación del cauce del río por material erosionado y arrastrado de las laderas de las partes altas de la cuenca, haciendo que las riberas sean vulnerables ante el incremento del caudal del río.

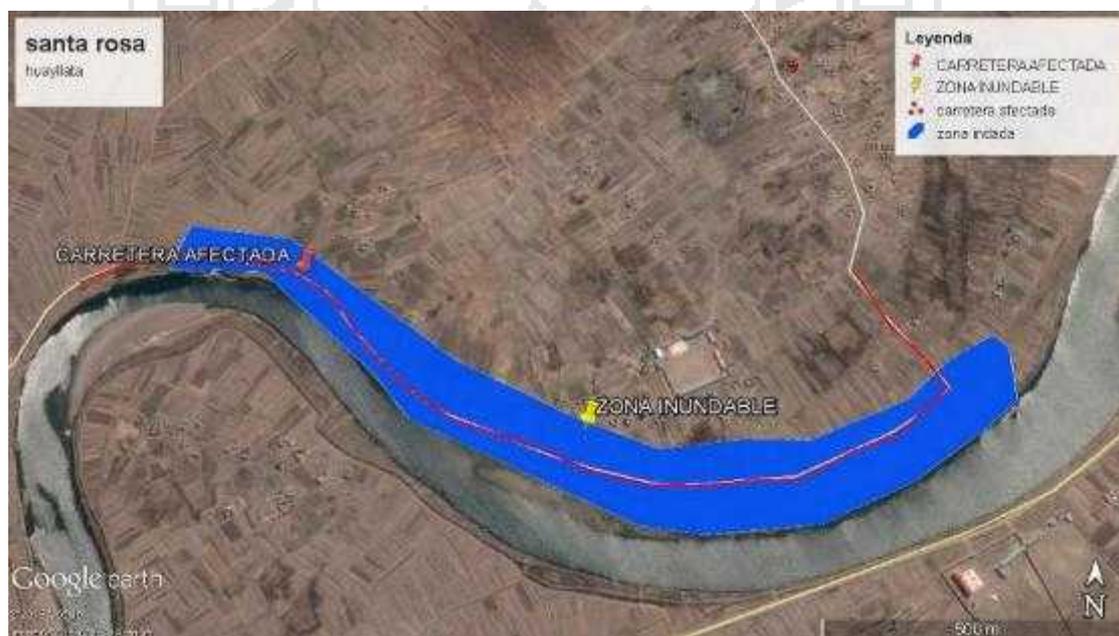


FIGURA 1-2: ÁREAS VULNERABLES EN LA ZONA SANTA ROSA DE HUAYLLATA
[elaboración propia]

1.3. Justificación

El presente estudio se justifica por dado que existen viviendas, población rural, propiedades de cultivo y carreteras afirmadas, en riesgo en el área de estudio por su situación cercana a la ribera. Se requiere de una protección eficiente frente a inundaciones y el control de la erosión fluvial dentro del área rural y urbana, dado que la reubicación de los predios no es una opción económicamente manejable.

Esta tesis, denominada “PROPUESTA Y ANALISIS DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN EL RIO ILAVE ZONA RURAL C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA-ILAVE” tiene como propósito el estudio de los fenómenos fluviales relacionados con la erosión de riberas y los tipos de control de erosión en defensas paralelas al eje del río. Se aplicará el diseño de defensa ribereña en tramos del río llave en el área de estudio, con fines de brindar seguridad y estabilidad en el futuro cercano del C.P. Santa Rosa de Huayllata a su vez del distrito de llave

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

-) Proponer el análisis y diseño de defensas ribereñas en el rio llave - sector C.P. Santa Rosa de Huayllata, para reducir riesgo de inundaciones

1.4.2. Objetivos Específicos

-) Determinar los parámetros hidrológicos, geológicos-geotécnico y de hidráulica fluvial que inciden en la crecida del rio llave, para evitar inundaciones en el sector C.P. Santa Rosa de Huayllata.
-) Analizar las alternativas de defensa ribereñas para reducir el riesgo de inundación en el rio llave sector C.P. Santa Rosa de Huayllata.
-) A partir de un diseño adecuado proponer en expediente técnico para la solución del problema expuesto.

1.5. Descripción general del proyecto

Proyecto: “PROPUESTA Y ANALISIS DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN EL RIO ILAVE ZONA RURAL C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA-ILAVE”

1.5.1. Antecedentes

A través de los tiempos, los seres humanos se han ubicado en las cercanías de los ríos, por lo que se hace necesario la construcción de defensas ribereñas, las cuales son estructuras creadas para prevenir inundaciones, causadas por los desbordamientos de caudales en épocas de lluvia, y así poder proteger tanto a los habitantes como a las zonas de cultivos y ganaderas que se encuentran en el riesgo hídrico.

Después de haber realizado una breve revisión bibliográfica, se ha encontrado que la cuenca del Río Ilave ha sido intervenido por varias instituciones, destacando entre ellos El PELT que a través del Sub Programa Defensas Ribereñas, Componente hasta 1994 del Sub-Programa Recuperación de Tierras, ejecuto el proyecto “Mejoramiento de Diques de Defensas Ribereñas en las áreas ribereñas a los ríos Ramis e Ilave”, lográndose una meta desde 1992 hasta 1996 19.90 km. y 8.80 km., respectivamente. Los trabajos han sido ejecutados tomando en cuenta los estudios realizados por el P.R.T. (1988-1991), a raíz de las inundaciones ocurridas entre los años 1985-1986, a fin de evitar el deterioro de las áreas agrícolas y pecuarias de las zonas aledañas al cauce de estos ríos, mediante el mejoramiento de Defensas Ribereñas que eviten el desborde de estos ríos, en épocas de grandes crecidas, debido a las máximas avenidas.

En el año de 1997, a raíz de las inundaciones producidas en el río Ilave y a la decisión del Gobierno Regional de apoyar esta zonas en el Mejoramiento de Defensas Ribereñas, sumados algunos factores en la zona del río Ilave tales como: la no disponibilidad de material (champas y tierra), ejecución de defensas con piedra y cemento, etc., es que la Dirección Ejecutiva del PELT tomó la decisión de no atender estas zonas hasta que se den mejores condiciones, razón por la cual es que el año de 1997 se ha ejecutado 1235 ml. de Defensas Ribereñas de Enrocado en el río Conduriri de acuerdo a los estudios realizados por la Dirección de Estudios del PELT (1996), a fin de proteger áreas urbanas en el Poblado de Conduriri, en la margen que colinda con el río del mismo nombre.

El Ministerio de Agricultura Dirección Regional Agraria- Puno a través del sub. Programa de encauzamiento de ríos y protección de estructuras, de captación - PERPEC VI ejecuto el proyecto “Mejoramiento de diques de defensas ribereñas en las áreas ribereñas a los ríos llave y Huancané”, así como también se realizaron en el río Ticani de la provincia de Putina.

En el año 2001, El PELT a través de la Dirección de Estudios, desarrollo acciones orientadas a sopesar los daños ocasionados por las inundaciones producidas por los principales ríos de la cuenca del Lago Titicaca, específicamente por las inundaciones ocasionadas por el río llave, y la decisión del gobierno central de apoyar a estas zonas en la rehabilitación y reconstrucción de las defensas ribereñas, la Dirección Ejecutiva del Proyecto Especial Binacional Lago Titicaca asumió la decisión de atender a las zonas afectadas por los desbordes del río llave, previendo para ello la reconstrucción y rehabilitación de defensas ribereñas en ambas márgenes. Debido a la problemática que presentan las inundaciones, se deben colocar protecciones en las márgenes de los ríos. Para poder diseñar estas protecciones, primero se deben realizar ciertos estudios preliminares como son: análisis hidrológico, morfológico, topográfico y estudio de la situación actual, para que estas puedan cumplir con eficiencia su objetivo y a su vez su vida útil, y poder así estimar su altura y la distancia a la que se deben colocar.

Es importante determinar qué tipo de defensa se va a utilizar, de acuerdo a las condiciones hidráulicas y a la naturaleza del terreno, disponibilidad de los materiales y el tipo de uso que se da a las áreas aledañas, ya que en áreas rurales se usan diques de tierra, mientras que en las áreas urbanas se utilizan diques de hormigón.

Vilca, (2013) se solicitó a la municipalidad provincial del Collao, la ficha técnica con código SNIP 243286 a nivel de perfil como PIP menor en el distrito de llave, obteniendo los principales indicadores de la situación como antecedentes de las problemáticas ocasionadas por los desbordes y falla de las defensas ribereñas existentes se pueden mencionar en los aspectos siguientes:

1.5.1.1. Climatología

El río llave en el mes de Febrero se tuvo un caudal normal de 134.42 m³/seg; posteriormente por las precipitaciones pluviales el caudal llegó a 1,107.19 m³/seg (febrero), incrementándose en 972.77 m³/seg (872.47%) respectivamente; adjuntándose la información y control pluviométrico que sustenta los caudales.

1.5.1.2. Daños en Población

Según datos proporcionados por la Municipalidad Distrital de llave, En las riberas del río llave, una de sus comunidades campesinas del distrito de llave es el Centro Poblado Santa Rosa de Huayllata, quien es afectada, con un total de 196 familias, con un total de 980 habitantes afectados directamente, también afecta indirectamente a las demás comunidades campesinas aledañas por la obstrucción de la carretera respectivamente.

De un total de 212 viviendas afectadas por el desborde del río llave 140 viviendas han sufrido el mayor daño que representa el 63.95% del total y de cuyas viviendas pertenecen al C.P. Santa Rosa de Huayllata, el mismo que fue afectado en un 100%. Las viviendas afectadas por desborde del río llave, según datos proporcionados por la Municipalidad de llave cuyo se estima en S/. 1'677,760.00 (US\$ 4'194,400.00).

Con respecto a los servicios básicos como son agua (no tratados provenientes de pozos), luz eléctrica y letrinas, podemos indicar los siguientes:

Con respecto a pozos de concreto (con bomba), sufriendo daño 52 pozos, mientras que pozos artesianos llegó a 24, que hacen un total de 76 pozos dañados; mientras que a nivel de luz eléctrica y letrinas la afectación fue de un 10% a 15% respectivamente.



FIGURA 1-3: GOBIERNO REGIONAL DE PUNO (POBLACION AFECTADA AL DESBORDE DEL RIO ILAVE C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA, año 2001)

1.5.1.3. Daños en áreas de cultivo

Según datos proporcionados por la Municipalidad Distrital de Ilave se indica que de un total de 6,707.20 has. Sembradas, el 84.33% fueron afectadas, lo que representa 5,655.98 has., y cuyo cultivo más afectado es la Avena Forrajera con 2,187.17 has (85.51%) respectivamente.

A nivel del C.P. Santa Rosa de Huayllata, este fue afectada directamente por el desborde del río Ilave; se puede indicar que la afectación fue de 1,461.04 has. (48.22%). Con respecto a la perdida en toneladas métricas de producción agraria, con un total de 617,400.06 TM.



FIGURA 1-4: DEFENSA CIVIL PUNO (Desborde Del Rio Llave Febrero 2012, 2000 Hectáreas Afectadas)

(andes, 2012) Informaron: que los C. Alquipa, Ocoña, Quecañamaya, Inchupalla, Ccallata Pacuncani, Santa Rosa de Huayllata Pharata, Copani, Ccaccata de zona algo del distrito de Llave. Identificando los sectores críticos e inundados por las fuertes lluvias y por empozamiento de aguas y fueron afectados los siguientes productos nativos como papa, habas, quinua, cebada. Avena y alfalfa que haciende aproximadamente a unas 2000 hectáreas afectadas

1.5.1.4. Daños pecuario

Según datos proporcionados por la Municipalidad Distrital de Llave A nivel distrital, se puede indicar el siguiente: El número de vacunos es de 6,235 c/vac (cabeza de vacunos), en Ovinos llega a 12,518 c/ov (cabeza de ovinos), y de Animales Menores es de 16,710 c/am. Respectivamente. A nivel del área del proyecto para el Centro Poblado Santa Rosa de Huayllata, la perdida de Vacunos llega a 1372 c/vac., en Ovinos fue de 5,096 c/ov., y de Animales Menores fue de 6,327 c/am; lo que representa en porcentaje a nivel de Unidades Ovinos del 3.12% respectivamente.

1.5.1.5. Daños en la infraestructura educativa, transporte y salud

Con respecto al sector Educación los daños ocasionados por el desborde del río llave, margen izquierdo, en el C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA, se tiene:

01 Institución Educativa a nivel inicial, que representa el 60.00%, cuya reconstrucción y/o rehabilitación asciende a S/. 5,500.00 Nuevos Soles.

A nivel primario 01 Institución Educación Primaria con un total de 06 aula de las cuales 04 han sido afectadas totalmente y que representa el 96.97 %, la suma de su reconstrucción asciende a la suma S/. 4,363.64 Nuevos Soles.

A nivel del distrito en el sector Transporte, en un 94% podemos indicar que fueron afectados por desborde del río llave, margen izquierdo. (Fuente Municipalidad de llave, 2013)

EVALUACION DE DAÑO GENERAL			
DESCRIPCION	DAÑO	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA
VIDA Y SALUD (PERSONAS)	AFECTADOS	980	PERSONAS
VIVIENDAS	VIVIENDAS AFECTADAS	140	UNIDAD
TRANSPORTE	CARRETERAS AFECTADAS	3.00	KILOMETROS
AREAS DE CULTIVO	AFECTADOS	1,461	HECTARIAS
DAÑOS PECUARIOS	ANIMALES	6,327	ANIMALES

TABLA 1-1 EVALUACIÓN DEL DAÑO GENERAL EN EL C.P.SANTA ROSA DEHUAYLLATA [MINUCIPALIDAD DISTRITAL DE ILAVE]

1.5.2. Ubicación del proyecto

Políticamente, Geográficamente y sus colindancias del C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA, se encuentra Ubicado de acuerdo al siguiente detalle:

Políticamente:

Región	:	Puno
Departamento	:	Puno
Provincia	:	El Collao
Distrito	:	Ilave
Localidad	:	C.P. Santa Rosa de Huayllata

Geográficamente:

Región	:	Puno - Sierra
Latitud Sur	:	16°01'59.01"
Longitud Oeste	:	69°28'42.02"
Elevación	:	3,834 m.s.n.m.

Colindancias:

NORTE	:	Lago Titicaca
SUR	:	Dist. Pilcuyo, Juli
ESTE	:	Dist. Pilcuyo, Lago Titicaca
OESTE	:	Dist. Acora

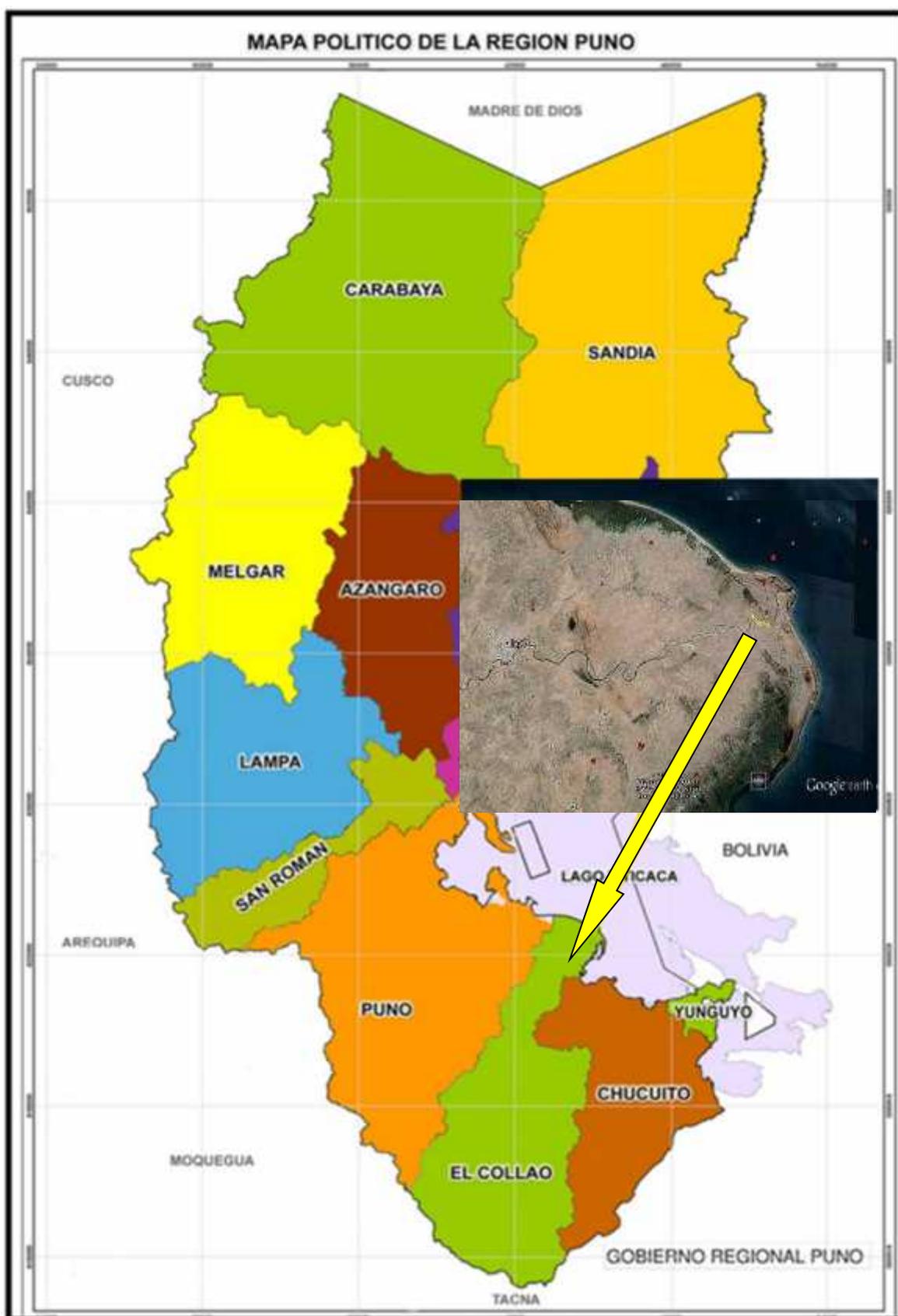


FIGURA 1-5: MAPA UBICACIÓN POLÍTICA DE LA ZONA DE ESTUDIO (Google Earth 2014)



FIGURA 1-6 UBICACIÓN DEL C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA (GOOGLE EARTH)



FIGURA 1-7 UBICACIÓN DEL C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA AREA PROYECTADA PARA LA CONSTRUCCION DE LA DEFENSA (GOOGLE EARTH)

1.5.3. Objeto del proyecto

Disminución de la vulnerabilidad de inundación y erosión de la ribera de la zona rural del márgenes izquierdo del rio llave, ante la presencia de intensas precipitaciones pluviales por ende máximas avenidas en el C.P. Santa Rosa de Huayllata.

1.5.4. Metas del proyecto

Las metas del proyecto son:

Tramo:

Margen Izquierdo:

Punto de Inicio		Punto Final		Longitud
44940E	8228200N	451200E	8310889N	2+133

TABLA 1-2 COORDENAS DEL PUNTO DE INICIO Y FINAL DE LA DEFENSA

En conclusión para lograr los objetivos propuestos se proyecta dotar de la siguiente infraestructura hidráulica:

- ❖ Construcción de 2+133 km. de enrocado de protección

1.5.5. Tiempo de ejecución del proyecto

El plazo de la construcción del Proyecto es de ciento cincuenta (165) días calendarios. Ver (ANEXO VIII PROGRAMACION GANTT)

1.6. Aspecto Agrícola

1.6.1. Uso Actual de la Tierra

En la agricultura en general la variabilidad de los fenómenos meteorológicos es bastante común, pero las condiciones particulares del Altiplano hacen que las consecuencias de dicha variabilidad se presenten más severas que en otras zonas.

200 has de área. Aproximadamente más del 80% de la superficie de la cuenca está cubierta por pastizales, dentro de los cuáles se encuentran las zonas de bofedales que son la base de la alimentación de las alpacas; principal rubro económico de la cuenca. La densidad poblacional esta entre los 8 a 20 hab./km² y, en ciertas áreas se observa sobre pastoreo.

Las áreas cercanas al lago son usadas en agricultura intensiva para cultivos de papa, habas, quinua y cebada, principalmente. En esta zona la densidad de

poblacional supera los 135 hab/km² y el minifundio se presenta como una restricción muy fuerte.

El cultivo predominante en esta zona es la papa, que ocupa el 30.00 % del total sembrado, este sector revela su condición preponderantemente agrícola notándose la presencia de algunas viviendas que se encuentran diseminadas en el área, ocupadas por los pobladores que sólo se dedican a las actividades agropecuarias, crían los ganados vacunos, ovinos, porcinos y animales menores los cuales sirven del sustento económico cada familia, las cuales tienen la facilidad de comercializarlos en las diferentes ferias que se realizan por el lugar (Santa Rosa de Huayllata, Ilave y comunidades aledañas).

1.6.2. Producción Agrícola

En el área del proyecto, los volúmenes totales de producción promedio de los cultivos en general son bajos y además presentan significativas variaciones de año a año, como consecuencia de los fenómenos climáticos (inundaciones, sequías, heladas y granizadas) así como en los limitados factores tecnológicos aplicados a los sistemas de producción.

Para nuestro caso los volúmenes de producción de los principales cultivos y su variación a lo largo de los años se muestra en el cuadro N° .1-3

PRODUCTIVIDAD POR CULTIVO TM/ha				
DESCRIPCIÓN	1981	1989	1995	2001
Papa	3.53	4.24	9.01	9.32
Forraje	3.56	4.82	6.58	10
Quinua	0.49	0.75	0.91	1.05
Habas	0.87	0.92	1.1	1.28
Otros	0.15	0.1	0.17	0.2

TABLA 1-3: CULTIVOS DE PRIMERA NECESIDAD POR AÑOS (FUENTE: MUNICIPIO DE ILAVE)

1.6.3. Daños Ocasionados en Áreas de Cultivo

Según datos proporcionados por la Municipalidad Distrital de Ilave se indica que de un total de 6,707.20 has. Sembradas, el 84.33% fueron afectadas, lo que representa 5,655.98 has., y cuyo cultivo más afectado es la Avena Forrajera con 2,187.17 has (85.51%) respectivamente. A nivel del C.P. SANTA ROSA de HUAYLLATA, afectada directamente por el desborde del río Ilave, se puede indicar

que la afectación fue de 1,461.04 has. (48.22%). Con respecto a la pérdida en toneladas métricas podemos indicar que la afectación fue de 617,400.06 TM

Nº	C.C./PARC./CPM	Super. Sembrada	AREA AFECTADA O PERDIDA			
			Has.	%	S/.	T.M
1	Papa	1.051,37	973,05	92,55	4900606,81	9801,21
2	Forraje	1.390,82	1.367,14	98,30	2015701,63	13986,95
3	Quinoa	392,61	386,38	98,41	329459,36	411,83
4	Habas	486,32	463,49	95,31	509288,21	620,79
5	Otros	195,98	177,99	90,82	101927,03	0
TOTAL		3.517,10	3.368,05	95,76	7.856.983,04	24.820,78

TABLA 1-4 DAÑOS OCASIONADOS EN AREAS DE CULTIVOS AFECTADAS POR DESBORDE DEL RIO ILAVE (MUNICIPIO DE ILAVE, 2001)

1.6.4. Daños Ocasionados Actividad Pecuaria

Según datos proporcionados por la Municipalidad Distrital de Ilave se indica que de un total de 6,707.20 has. Sembradas, el 84.33% fueron afectadas, lo que representa 5,655.98 has., y cuyo cultivo más afectado es la Avena Forrajera con 2,187.17 has (85.51%) respectivamente.

A nivel del C.P. Santa Rosa de Huayllata, este fue afectada directamente por el desborde del río Ilave; se puede indicar que la afectación fue de 1,461.04 has.

1.7. Aspecto Demográfico

La población Beneficiaria que reside a quienes está dirigido el proyecto, está constituido por el C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA y otros más aléjanos por donde pasa la vía, con una población total de 196 familias, con un promedio de 5 habitantes por familia tenemos 980 habitantes y otras poblaciones más alejadas a donde pasa la carretera con una población de 540 distribuidos en forma geométrica.

La población se ha visto amenazado en periodos de precipitaciones pluviales por el incremento del cauce del río y esto datos también nos sirven para poder hacer la defensa ribereña y así preservar la infraestructura de la vía ya que han ocasionado problemas de derrumbes, deslizamientos de la margen izquierdo del río.

También se ha visto amenazado con el desborde de este río que cargan en gran volumen en épocas de temporales de lluvia, donde se han perdido terrenos de

cultivo, viviendas, animales, etc. por el colapso de las estructuras existentes de defensa ribereña a causa del aumento de caudal y desborde de las riberas del río.

Los pobladores del CENTRO POBLADO SANTE ROSA DE HUAYLLATA, han mencionado que estos desbordes ocasionados en épocas de lluvia han sido generados por la inexistencia de infraestructura de protección en el margen izquierdo principalmente del río, poco se ha hecho por contra restar este tipo de desastres tanto del gobierno local y otros entidades del estado,

Anteriormente ha habido intentos de mejorar tal situación a través de la coordinación y trabajo colectivo con los pobladores involucrados, se ha hecho proyectos para construir solo defensas ribereñas en las áreas críticas o deslizamiento de otras zonas que también han sido afectadas, pero en el área de estudio hay presencia de una defensa ribereña de tierra y sacos de arena la cual no es adecuado para proteger a la población que convive en esta situación de peligro constante.

Es por ello ante tal necesidad de proteger, la vía y no tener comunicado a la población con el desborde del río y así dañar e inhabilitar la carretera prevenir un desastre de desborde o inundación que los pobladores CENTRO POBLADO DE SANTAROSA DE HUAYLLATA, han insistido y solicitado ante los diferentes gobiernos locales, la construcción y mejoramiento de las defensas ribereñas en las

1.8. Aspecto Social

Según datos brindados por la municipalidad distrital de Llave se tiene:

1.8.1. Salud

Actualmente el C.P. SANTA ROSA DE HUAYLLATA, cuenta con un centro de Salud,

Las principales enfermedades que afrontan los pobladores son: respiratorias, parasitarias, estomacales, y en los niños las diarreas.

Como único factor al servicio de salud en caso de emergencias acuden al centro de salud aunque con personal técnico durante todo el año, con limitado y escaso equipamiento de medicamentos básicos.

Las familias debido al fácil acceso y a la existencia de la vía de comunicación que por salvaguarda a los problemas que condicionan bajos niveles de atención en

servicios de salud y nutrición, pero debido a la carencia de medios económicos los habitantes generalmente son ellos mismos los que efectúan las curaciones leves o pasajeras utilizando la medicina natural.

1.8.2. Educación

En lo que se refiere a los servicios de educación, la población del ámbito del proyecto cuenta en el nivel inicial con Pronoei, Centro Educativo Primario y se ubican en la comunidad, Los niveles de educación de la población son bastantes bajos.

Aun los índices de analfabetismo es uno de los problemas que se mantienen a pesar de las significativas reducciones obtenidas en los últimos.

La prestación de servicios educativos se considera deficiente e inadecuada. Sus principales limitaciones se presentan en el escaso equipamiento (mobiliario) e inadecuada infraestructura educativa, diferencias en su localización y también en la insuficiencia dotación de recursos humanos, lo que se refleja en:

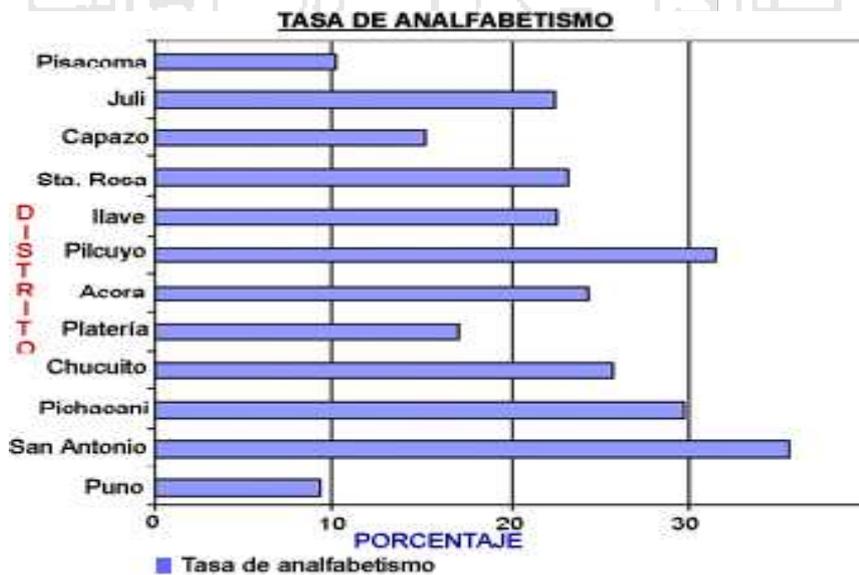


TABLA 1-5 TASA DE ANALFABETISMO (MUNICIPIO DE ILAVE)

1.8.3. Vivienda

Las viviendas en la zona del proyecto, son precarias en el proceso constructivo predomina los muros de adobe y techo de calamina y/o paja.

Cada vivienda generalmente está constituido por dos habitaciones, uno destinado al dormitorio sala y uso múltiple, y la otra a cocina.

La comunidad cuenta con servicios básicos como: agua potable por medio de pozos por bombeo con una operatividad del 75%, energía eléctrica al 85%, comunicación por FM y línea celular Claro, Servicios de Desagüe por medio de letrinas.

1.8.4. Servicios básicos

Ambas comunidades cuentan con servicios básicos como el servicio de energía eléctrica al 93%, no cuentan con el sistema de agua potable, el abastecimiento del agua se realiza por medio de la utilización de pozos artesanales accionados por bombas manuales, en lo que respecta a los servicios higiénicos el 47% tienen letrinas y el 53% realizan sus necesidades a campo libre.

1.8.5. Características Económicas

La principal actividad económica que desarrollan las familias del ámbito del proyecto es el pecuario y la agropecuaria, la gran mayoría de hogares se encuentra en el estrato socioeconómico bajo y menor proporción en el estrato socio - económico medio bajo, la migración constituye el flujo de población joven particularmente en busca de mejores oportunidades de vida y/o mejorar los ingresos económicos hacia los polos de atracción de ciudades en vías de desarrollo como: Lima, Arequipa, Moquegua, Tacna y otros.

1.9. Accesibilidad y Medio de Transporte

Actualmente, al área rural C.P. Santa Rosa de Huallaga se puede llegar desde puno, que es la capital de la región, por vía terrestre a través de la parte norte:

Las vías de acceso al tramo en estudio es la siguiente:

ITEM	DE	A	TIEMPO	DISTANCIA	SUP-RODADURA
Acceso					
1	Puno	Ilave	55 minutos	55+000 Km	Asfalto
2	Ilave	Laquinoyo	15 minutos	07+500 Km	Asfalto
3	Laquinoyo	Canicaya	7.5 minutos	01+500 Km	Afirmado
4	Canicaya	Callata	15 minutos	08+700 Km	Afirmado
5	Callata	Pharata	7.5 minutos	02+500 Km	Afirmado
6	Pharata	Ccaccata	05 minutos	01+200 Km	Afirmado
7	Ccaccata	Rosa de Hu	8.5 minutos	03+200 Km	Afirmado

TABLA 1-6 RUTAS DE ACCESIBILIDAD (ELABORACION PROPIA)



FIGURA 1-8: RUTA DE ACCESIBILIDAD (GOOGLE MAPS, ELABORADO)

1.10. Marco Teórico

1. Levantamiento topográfico.

Según Casanova L. (2002), Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

Las herramientas necesarias para la representación gráfica o elaboración de los mapas topográficos se estudiaron en los capítulos precedentes, en el presente capítulo estudiaremos los métodos y procedimientos utilizados en la representación de superficies.

2. Las curvas de nivel.

Según Casanova L. (2002), Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación del cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

Una curva de nivel es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la intersecta, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

3. Hidrología.

Según Villón B. (2002), la hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución de la superficie terrestre, sus propiedades químicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

4. Ciclo Hidrológico

Linsley et. al. (1986). Indica que el ciclo hidrológico se visualiza iniciándose con la evaporación del agua de los océanos, el vapor de agua resultante es transportado por las masas móviles del aire, bajo condiciones adecuadas, el vapor se condensa a formar las nubes, las cuales, a su vez, pueden transformarse en precipitación.

El agua se presenta en la naturaleza en los tres estados de la materia (sólido, líquido y gaseoso). Las moléculas de agua pueden pasar de un estado a otro por evaporación/condensación, fusión/congelación y sublimación. De hecho las moléculas de agua están en constante movimiento, su velocidad depende de su energía que está relacionada con la temperatura.

Para pasar de estado líquido a gaseoso las moléculas de agua deben incrementar su energía cinética (energía de movimiento), concretamente 600 cal/g (calor latente de vaporización), que normalmente absorbe a partir de la energía solar. Por tanto van a ser las moléculas que posean más energía (las más rápidas) las que antes se evaporen, de este modo la energía media del agua restante disminuye y por tanto también desciende su temperatura.

Cuando el agua se condensa esta energía se libera a la atmósfera. Los procesos de fusión/condensación suponen un intercambio energético de 80 cal/g (calor latente de fusión).

El tiempo de residencia del agua en los distintos componentes del sistema climático varía desde cientos o miles de años para los océanos o los hielos polares a unos diez días para la atmósfera.

Chereque (1980), se denomina ciclo hidrológico al conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso) como en su forma (agua superficial, agua subterránea, etc.).

5. Cuenca hidrográfica.

Según Villón B. (2002), la cuenca de drenaje de una corriente, es el área del terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.

Según Reyes Carrasco, Luis V. (1992), La cuenca hidrográfica o de drenaje de un cauce esta delimitada por el contorno en cuyo interior el agua es recogida y concentrada en la entrega del dren mayor.

Según Vásquez Villanueva, Absalón. (1997), Es el área natural o unidad de territorio, delimitada por una divisoria topográfica (*Divortium Acuarium*), que capta

la precipitación y drena el agua de escorrentía hasta un colector común, denominado río principal.

En la Ilustración 1 desde el punto de vista hidrológico, una cuenca es una superficie de tierra donde todas las aguas de precipitación se unen para formar un solo curso de agua. El área o superficie de la cuenca esta limitada por la divisoria de las aguas que es una línea que separa la superficie de terreno cuyo drenaje fluye hacia el curso del agua.



FIGURA 1-9: RUTA DE ACCESIBILIDAD (GOOGLE MAPS, ELABORADO)

Absalon Vasquez V. (1997), Es el área o unidad de territorio, delimitada por una divisoria topográfica (*divortium aquarum*), que capta la precipitación y drena el agua de escorrentía hasta un colector común, denominado río principal.

Esta definición encierra claramente una concepción hidrológica del termino cuenca hidrográfica.

Cuenca hidrográfica es la superficie cuyas aguas fluyen aun mismo río lago o mar.

Con el trascurrir de los años esta definición se vio restringida, teniéndose a la fecha dos más integrales sobre cuenca hidrográfica:

Cuenca hidrográfica. Es el sistema que interrelaciona factores naturales, sociales, económicos, políticos e instituciones y que son variables en el tiempo.

Cuenca hidrográfica. Es el área o ámbito geográfico, delimitado por el *divortium aquarum*, donde ocurre el ciclo hidrológico e interactúan los factores naturales, sociales, económicos, políticos e institucionales y que son variables en el tiempo.

“la cuenca hidrográfica es un ámbito geográfico natural donde ocurre el ciclo hidrológico; es el área drenada hacia un río, identificado por su peculiar topografía y delimitada por sus divisorias de aguas... en un sentido amplio incluye el aire, la luz solar, la flora y la fauna que se sitúan alrededor de una fuente de agua principales que funcionan como colectora”.

Un tema de permanente discusión es el referente a los conceptos de la cuenca, subcuenca y microcuenca. Por consideraciones prácticas se puede dar una definición para trabajos de manejo de cuencas, rangos de área para cada unidad hidrográfica. Los rangos de área se determinaran en función del grado de ramificación de los cursos de agua. Corresponden a microcuenca los cursos de agua de 1º, 2º y 3º orden; a subcuencas los cursos de agua 4º y 5º orden, y a cuencas los recursos de agua de 6º o mas orden. El numero de orden de un curso de agua o río se inicia a partir del cause mas pequeño y teniendo como punto de referencia los limites definidos por el *divortium aquarum*.

Los rangos de área referenciales para las diferentes unidades hidrográficas, se pueden observar en el siguiente cuadro.

Unidad Hidrografica	Area (ha)
Cuenca	50000 - 800000
Sub-cuenca	5000 - 50000
Micro cuenca	< 5000

TABLA 1-7 CLASIFICACION DE CUENCA SEGÚN EL AREA (ABSALON VASQUEZ)

6. SubCuenca

Según Vásquez Villanueva, Absalón. (1997), Es el área determinada en función del grado de ramificación de los cursos de agua, correspondiendo a la subcuenca los cursos de agua de 4° y 5° orden. En tanto al área referencial para las diferentes unidades hidrográficas, a la subcuenca se le da un área que oscila entre los 5000 a 50000 has.

7. Microcuenca

Según Vásquez Villanueva, Absalón. (1997), Área determinada en función del grado de ramificación de los cursos de agua, correspondiendo a la microcuenca los cursos de agua de 1°, 2° y 3° orden. En tanto al área referencial para las diferentes unidades hidrográficas, a la subcuenca se le da un área que oscila entre los < 5000 has.

8. Máximas avenidas.

Linsley (1968), dice que se entiende como máxima avenida “un caudal muy grande de escorrentía superficial que sobrepasan la capacidad de transporte del canal generando la inundación de tierras aledañas”.

Según Molina (1970), indica que se entiende por máxima avenida de un río, “el caudal que haya superado a todas las demás observadas durante un periodo de tiempo dado”.

Villón B. (2002), indica que los caudales máximos nos permiten diseñar: las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas, vertedores de demasías, luz de puentes. Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

9. Precipitación

Según Mejía (2001), “es una variable hidrológica que manifiesta más claramente su carácter aleatorio, variando más drásticamente en el tiempo (variación temporal) y en el espacio (variación espacial). Es común que, en un determinado periodo de tiempo, mientras que en una zona ocurre una lluvia, en otra zona próxima no hay precipitación ninguna. La forma más común y la que mayor interés tienen en la ingeniería, es la lluvia que viene a ser la causa de los más importantes fenómenos hidrológicos, su cuantificación correcta es uno de los desafíos que el hidrólogo o el ingeniero enfrentan”.

Según Vásquez (1997), “es toda forma de agua cuyo origen está en las nubes, y cae a la superficie terrestre en forma de lluvia, granizo, garúa o nieve. En hidrología el tipo de precipitación de mayor importancia es la lluvia, por lo cual es la variable de entrada más significativa en el sistema hidrológico”.

Para Villón (2002) la precipitación, “es toda forma de humedad que originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo; de acuerdo a esta definición la precipitación puede ser en forma de: lluvias, granizadas, garúas y nevadas. Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua.

Para Molina (1975), la precipitación es toda forma de humedad que originándose en las nubes llega hasta la superficie del suelo. De acuerdo a esta definición, la lluvia, las granizadas, las garúas, las nevadas constituyen, variantes de un mismo fenómeno, a saber la precipitación.

La precipitación es el principal vector de entrada del ciclo hidrológico y se refiere a la cantidad total de agua que cae sobre la superficie terrestre. Se presenta en forma líquida (lluvia, niebla y rocío o escarcha), o sólida (nieve y granizo). Se deriva del vapor de agua atmosférica; sus características están sometidas a la influencia de otros factores climáticos, tales como viento, temperatura y presión atmosférica. La humedad atmosférica es una condición necesaria pero no suficiente para la

formación de la precipitación. Primeramente se requiere del proceso de la condensación y luego otro proceso que cree las gotas de agua que deben precipitar.

Formación de la Precipitación

La producción de precipitación requiere de cuatro condiciones:

-) Un mecanismo que produzca el enfriamiento del aire,
-) Un mecanismo que produzca la condensación,
-) Un mecanismo que favorezca el crecimiento de las gotas de nube,
-) Un mecanismo que produzca una acumulación de humedad de intensidad suficiente para dar lugar a las tasas de lluvias observables.

10. Análisis de Información hidrométrica.

Según Villón B. (2002), una vez obtenido las informaciones para una cuenca en estudio, el hidrólogo o el analista debe preguntarse si esta información disponible es confiable y suficiente o no.

La respuesta a esta pregunta, solamente se obtiene realizando tres procesos siguientes:

- Análisis de consistencia de la información.
- Completación de datos faltantes.
- Extensión de registros.

Por lo general se encuentran periodos no uniformes e incompletos de informaciones hidrometeorológicas, por lo tanto es necesario la información del periodo base, utilizándose el procedimiento de correlación cruzada con grupos de comportamiento hidrológico homogéneo, permitiendo seleccionar estaciones de mejor comportamiento y efectuar la clasificación de las estaciones adecuadas y convenientes.

11. Análisis de consistencia y la no homogeneidad.

Según Villón B. (2002), dice que la inconsistencia y la no homogeneidad se hacen notar con la presencia de saltos y/o tendencias en las series hidrológicas, afectando las características estadísticas de dichas series así como la media, desviación estándar y correlación serial, por lo que la inconsistencia y la no homogeneidad se deben corregir.

Se realizan tres importantes procedimientos para realizar el análisis de consistencia de una información hidrológica.

- Análisis visual gráfico.
- Análisis de doble masa.
- Análisis estadístico.

12. Análisis de doble masa.

Según Villón B. (2005), este análisis se utiliza para tener una cierta confiabilidad en la información, así como también, para analizar la consistencia en lo relacionado a errores, que pueden producirse durante la obtención de los mismos y no para una corrección a partir de la recta doble masa.

13. Análisis estadístico.

Según Villón B. (2005), una vez los gráficos visuales, de doble masa, los periodos posibles de corrección y los periodos de datos que se mantendrán con sus valores originales, se proceden al análisis estadístico de saltos y tendencias, tanto en la media y en la desviación estándar.

14. Río.

Según Rocha A. (1998), en “Introducción a la Hidráulica Fluvial”, nos recuerda que “un río puede definirse como un sistema de canales naturales (cursos de agua) por medio de los cuales se descarga el agua de la cuenca”.

Sviatoslav (2002), nos indica que “los ríos representan el resultado de la concentración de los escurrimientos superficiales en cauces generalmente formados por la misma acción del agua, se forman de aguas superficiales provenientes de las lluvias y de la fusión del hielo de las montañas y de la afluencia de las aguas subterráneas”.

Terán (1998), dice que “es la concentración de las aguas de esorrentía en un cauce definido y sobre el cual discurren, a través de las secciones de su curso superior, medio e inferior”.

15. Clasificación de los ríos.

Según **Rocha (1998)**, dice que hay muchos modos de clasificar a los ríos. La más conocida es hacerlo por su edad, los ríos pueden ser jóvenes, maduros y viejos.

Ríos Jóvenes:

- Corresponden al estado inicial de un río.
- Generalmente tienen forma de V.
- Son muy irregulares.
- El ejemplo típico es un torrente de montaña, de gran poder erosivo, con caídas y rápidos.
- El delta no está bien formado.

Ríos Maduros:

- El valle se ha anchado.
- Las pendientes son menores.
- El río se encuentra en estado de equilibrio.
- Se forman meandros y pequeñas áreas de inundación.
- El valle es lo suficientemente ancho como para que se desarrollen actividades agroeconómicas.
- Se ha hecho obras de encauzamiento para evitar el desplazamiento lateral del río.

Ríos Viejos:

- El valle se ancha más y adquiere menor pendiente.
- Los meandros cubren menos que el área de todo el valle.

- Se forman diques naturales a lo largo del río.
- El río es más regular, desaparecen las caídas y rápidas.
- Se forman las deltas en las desembocaduras.
- El río puede formar meandros, con islas o divagar con muy baja pendiente y gran cantidad de islas.

Según **Rocha (1998)**, desde el punto de vista morfológico hay tres grandes grupos de ríos. Ellos son: rectos, entrelazados y meándricos.

Ríos Rectos: Como hemos visto, prácticamente no existen ríos rectos en la Naturaleza. A veces sucede que existe un sistema de encauzamiento recto, constituido por diques paralelos, pero dentro de él, para caudales menores que el de diseño, el río desarrolla su propia sinuosidad.

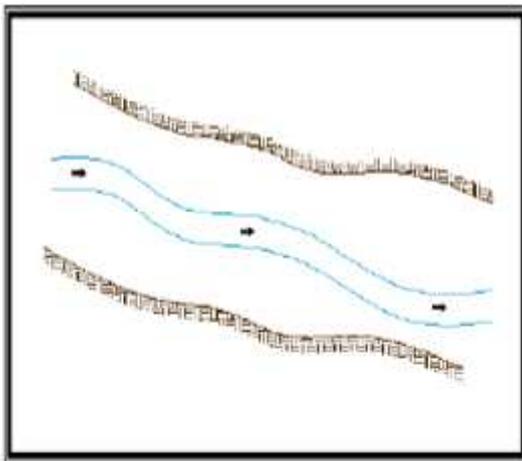


Figura 2 Cauce recto.



Foto 3 Río Bueno-Chile.

Ríos Entrelazados: A veces se les llama ríos trenzados. Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes (calado) y el río corre en forma de varios canales o brazos alrededor de pequeñas islas.

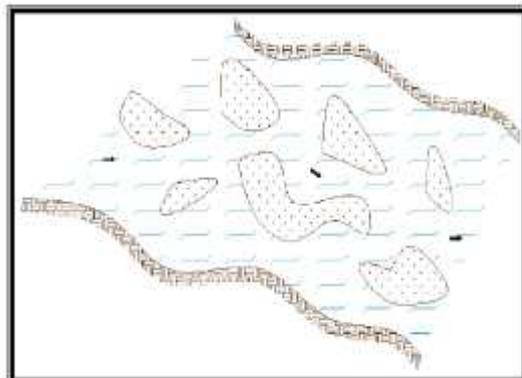


Figura 4.- Cauce entrelazado.



Foto 5.- Río Guayuriba-El Cairo.

Ríos Meándricos: Están formados por una sucesión de curvas, la característica de estas curvas, que son muy dinámicas, es que no se deben esencialmente a las propiedades del terreno, sino a la naturaleza del comportamiento fluvial. Generalmente se presentan en zonas de muy baja pendiente.

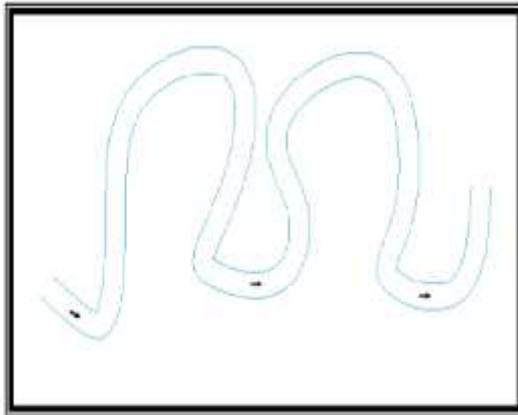
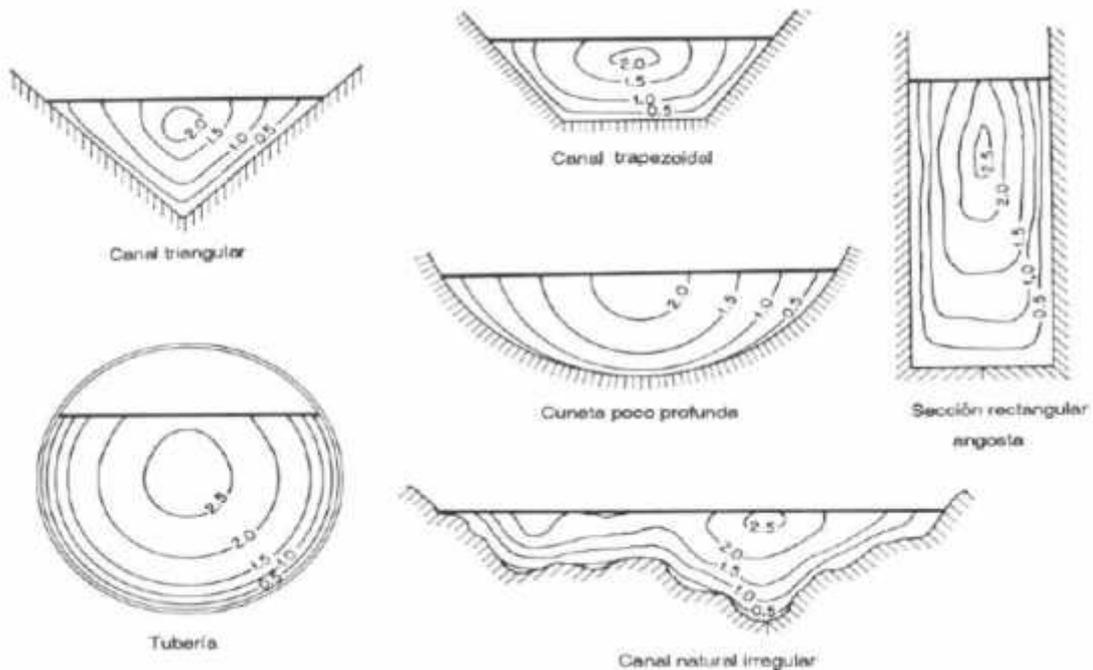


Figura 6.- Cauce meándrico.

Foto 7.- Río Amazonas.

16. Distribución de velocidades.

Según **Chow Ven Te (1968)**, las formas de las secciones transversales y los modelos de distribución de velocidad se muestran en la *Figura 2.15*. Esta distribución depende también de otros factores como, la rugosidad del canal, la presencia de curvas, y generalmente para secciones irregulares, cambia con las



variaciones del tirante en la sección.

17. Rugosidad.

Según **Chow Ven Te (1998)**, aplicando la fórmula de Manning o la fórmula de Ganguillet y Kutter, la más grande dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad n pues no hay un método exacto de seleccionar un valor n . En el estado actual de conocimiento, el seleccionar un valor de n actualmente significa estimar la resistencia al escurrimiento en un canal dado, lo cual es realmente un asunto intangible.

Para una determinación apropiada del coeficiente de rugosidad n hay que tener en cuenta cuatro caminos generales.

- Comprender los factores que afectan a n .
- Consultar un cuadro de valores típicos de n para varios tipos de canales.
- Examinar y familiarizarse de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos.
- Determinar el valor de n a través de un procedimiento analítico basado sobre la distribución de velocidades o de rugosidad.

18. HEC-RAS.

Según **E. Bladé, M. Sánchez–Juny, H.P. Sánchez, D. Niñerola, M. Gómez (2)**, el HEC-RAS es una herramienta desarrollada por *Hydrologic Engineering Center* (HEC) del *United States Army Corps of Engineers*. Está diseñado para ayudar en la determinación de los perfiles de la superficie de agua asociados, basados en datos de entrada que describen la forma del canal, parámetros hidráulicos y el flujo, análisis de una cuenca hidrográfica, ofrece la facilidad importar datos de terreno desde el formato GIS, asimismo ofrece la facilidad de exportar datos de los

CAPÍTULO II

2. ESTUDIOS BASICOS DE INGENIERIA

2.1. Topografía

2.1.1. Introducción

El estudio topográfico tiene como objetivo principal determinar las características topográficas del área de estudio del río llave a los largo de 2+133 km, en el sitio de emplazamiento del C.P. Santa Rosa de Huayllata para realizar los trabajos de campo los cuales nos permitirán elaborar los planos topográficos y demás planos de la obra hidráulica, también nos proporcionará información necesaria para los estudios de hidrología e hidráulica, geología y geotecnia, impacto ambiental, etc.; además nos permitirá definir la ubicación y dimensiones precisas de los elementos hidráulicos estructurales del proyecto. Asimismo establece los puntos de referencia para el replanteo durante la construcción del proyecto.

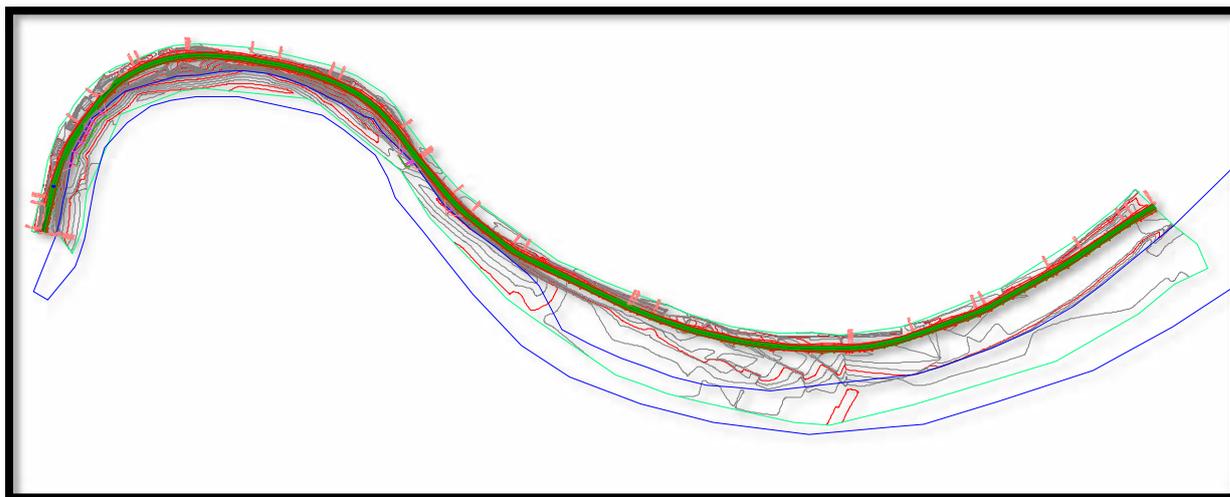


FIGURA 2-1 CURVAS DE NIVEL DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ZONA EN ESTUDIO (ELABORACIÓN PROPIA)

2.1.2. Alcances

El estudio considera el levantamiento topográfico que permite obtener los planos de planta, perfil longitudinal y secciones transversales de toda la zona de estudio zonas o sectores que son identificados como Puntos Críticos y también los Puntos Vulnerables.

2.1.3. Ubicación

La zona de estudio se ha seleccionado en el tramo más crítico en cuanto a daños existentes y a daños futuros, se ha hecho el levantamiento topográfico de la zona donde se efectuará la aplicación de los métodos de defensas ribereñas, amarrado a la red de coordenadas UTM.

2.1.4. Levantamiento topográfico

Se utilizó el equipo convencional para el levantamiento topográfico.

2.1.5. Metodología de trabajo

El presente estudio será realizado en etapas, las cuales detallamos a continuación:

2.1.5.1. recopilación de información existente

En este caso tenemos la información de (cartas nacionales) así como las inspecciones realizadas de manera visual a lo largo de la vía.

2.1.5.2. Trabajos en campo

Para el presente trabajo se ha efectuado el levantamiento topográfico del cauce en una longitud de 2+133 km. (ver en ANEXO IX PLANOS puntos de la estación total)

En este caso realizaremos reconocimientos a detalle mediante análisis visual y levantamientos topográficos correspondientes a fin de contar con la mejor alternativa en cuanto al paso del eje de la defensa por el terreno.

En esta etapa también viene a contarse con las recomendaciones vertidas por la parte geotécnica mediante una tipificación del suelo de fundación a fin de tener el trazo definitivo del eje de la defensa en campo.



FIGURA 2-2 LEVANTAMIENTO CON LA STCION TOTAL EN EL MARGEN IZQUIERDO DEL RIO
(ELABORACIÓN PROPIA)



FIGURA 2-3 EL PRISMA EN PARTE DEL DIQUE EXISTENTE PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO (ELABORACIÓN PROPIA)

2.1.5.2.1. Metodologías Y Equipos Utilizados En La Etapa De Campo

Luego del reconocimiento de campo respectivo, se procedió con los trabajos de levantamiento topográfico de la quebrada por la cual discurre el río llave, así como el trazo del eje de la defensa planteada de acuerdo a lo indicado en los términos de referencia, realizándose los trabajos en coordenadas geodésicas y datum del sistema WGS 84.

El método empleado viene a ser el levantamiento por radiación a partir de un punto de referencia estática debidamente alineada y de coordenadas conocidas.

El método consiste en el disparo y lectura simultánea de distancias y ángulos para el posterior almacenamiento y procesamiento en la memoria del equipo (estación total)

Para el presente estudio, el área a levantar fue netamente la margen izquierda del río para lo cual se utilizó dos prismas.

a. Equipo Técnico Y Personal Empleado

Para este caso tenemos la conformación de los grupos de trabajo comandados cada uno por un técnico en topografía y personal de ayudantía (prismas, winchas, estacas y pintura) de los caseríos cercanos Punta moreno

Equipo técnico (Levantamiento del margen izquierdo del rio llave)

| Técnico:

- Omar flores

| Ayudantes:

- William Luque

- Jorge Flores

- Paul Mamani

b. Equipos Utilizados

Se emplearon para la realización de los trabajos los siguientes equipos:

) 01 Automóvil Toyota para movilización

) 01 Estación Total marca Top Com

) 01 GPS navegador marca Garmin

) 02 Bastones porta prisma

) 01 Trípodes de aluminio

) Accesorios Complementarios

2.1.5.2.2. Trazo de eje de defensa y levantamiento de campo

El levantamiento de campo fue realizado partiendo a unos 15 metros del margen izquierdo del rio a fin de ver el tramo en compresión. Adicionalmente se tiene puntos de referencia con el GPS.

El eje seguido fue el dique de tierra existente por el cual nos guiamos cada 20 metros con los prismas, tanto a la ribera como a la carretera de trocha existente.

2.1.5.3. Trabajos en gabinete

Después de los trabajos en campo se iniciaron los trabajos de procesamiento en Excel, luego en AutoCAD para definir la topografía (curvas de nivel a cada metro).

Las secciones transversales se efectuaron con la finalidad de obtener datos más precisos se seccionó el eje del río cada 20 metros, lo cual nos dio una configuración bien aproximada de la forma del lecho del río de estudio.

2.1.5.3.1. Metodología Y Equipos De Utilizados En La Etapa De Gabinete

Luego de obtenida la información de campo con la Estación Total se procede al procesamiento y dibujo respectivos.

Los datos obtenidos en el campo son bajados al computador haciendo uso del colector de datos Top Com Link V8.2, siendo comprobados con hojas de cálculo en EXCEL, para su posterior procesamiento y diseño de la vía en el programa AutoCAD Civil 3D 2013 en el cual se trabajaran las curvas de nivel, los perfiles longitudinales y las secciones transversales.

Para la elaboración del plano se generó una malla de puntos, que marca las posiciones reales del terreno, con sus respectivas descripciones si es que las hubiera, para su posterior confección en gabinete, a partir del archivo de texto obtenido en el procesamiento de coordenadas.

Los planos se realizaron a la escala 1:1, para la observación precisa y sin distorsión de los detalles levantados. La información se guarda en medio magnético, lista para ser impresa y con las dimensiones adecuadas. El resultado, planos pre definitivos, los cuales pasan a un control interno para su verificación. Una vez hecho el control de calidad se generó un plano definitivo para la presentación final de la información.

2.1.6. Control básico

2.1.6.1. Secciones Transversales

Las secciones transversales se han hecho a partir de la Data bajada de la Estación Total, procesada en AutoCAD civil 3D 2013 , ajustada con datos tomados en el campo en forma directa con wincha, jalones, GPS etc.

2.1.6.2. Perfil Longitudinal

El perfil Longitudinal se ha realizado por el eje del río en promedio a partir del Punto A que está localizado cerca de la carretera afirmada y es paralela al río, la cual se dio con una progresivas iniciándose la 0+000 km al 2+133 km, después

de esto se han establecido progresivas adecuadas, tal como se puede ver en los planos adjuntos. En el plano se muestra el perfil longitudinal de la zona de estudio.

2.1.6.3. Resultados

) Se ha recopilado la información necesaria para realizar el proyecto (vea Anexo IX planos)

) Se obtuvo las curvas de nivel a cada metro y las secciones transversales a cada 20 metros y en curvas a 10 metros con lo cual se definió el tramo de estudio para realizar el proyecto (ANEXO IX planos).

) Se determinó que la longitud del cauce del río para el proyecto será de 2+133 km (ANEXO IX Plano DR_PL-1).

2.2. Geología – Geotecnia

2.2.1. Introducción

El estudio geotécnico de la rehabilitación y/o construcción de estructuras de encauzamiento y defensas ribereñas (Diques) que contempla el proyecto consiste esencialmente en el análisis de los materiales que la constituirán y los correspondientes al diseño.

Las investigaciones Geotécnicas han sido desarrolladas con el suficiente criterio técnico lo cual ha permitido establecer las condiciones actuales de la clasificación del suelo a lo largo de la defensa ribereña en el río llave, determinar los parámetros geotécnico del dique y las características físico mecánicas de los materiales de préstamos y cantera de roca (CHUTANCOLLO); parámetros y características que deben ser tomados en cuenta en los diseños de la defensa ribereña y que se sustentan con los resultados del laboratorio de suelos (SILEX), excavaciones exploratorias, ensayos In Situ, ensayos de laboratorio.(ANEXO VII ensayo de suelos).

2.2.2. Geología

El área de estudio y zonas cercanas al proyecto fue estudiado por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico “INGEMMET”, el tramo en estudio se encuentra en el Mapa Geológico del Cuadrángulo (33x) Los afloramientos de las rocas pertenecen al Paleozoico, Mesozoicos Cenozoicos Medio del Sistema Silúrico – Devónico, Cretácico Paleógeno, Cuaternario, de la Formación Ayabacas Grupo Puno, y formación Azángaro, formación Tacaza. Están constituidas por calizas

micríticas, conglomerados arcósicos, Lutitas de color rojo, volcánicas, esquistos arcillosos con cuarcitas son característicamente laminares en capas delgadas, con pequeños niveles de areniscas de grano fino, en capas delgadas de composición del grupo Puno.

Desde el punto de vista geológico el área de estudio se emplaza en una llanura fluvio lagunar, con suelos sin consolidar, pertenecientes a la formación azángaro y al cuaternario Aluvial, compuestos por materiales de granulometría variada entre arenas, limos y arcillas.

De conformidad con las características de evaluación geomorfológico observadas, los Diques de Encauzamiento se proyectarán en el márgenes izquierdo del Río llave de los Santa Rosa de Huayllata, sector que se caracteriza por presentar terrazas de baja altura y desnivel (suelos inconsolidados), por lo que se producen inundaciones y erosiones laterales respectivamente, como consecuencia de las crecidas del Río llave, con lo que se pretende proteger zonas pobladas, infraestructuras existentes (vial, agrícola, etc.) y terrenos agrícolas.

2.2.2.1. Descripción del margen de la defensa

- **Del km 0 + 000 al km 0 + 800 Sector Santa Rosa de Huayllata .-** Zona de curva interna donde se indica el inicio de un Albardón semilunar, ensanchándose a la altura del km 0 + 600, originando en él un socavamiento a la altura del espejo de agua

La geodinámica presente en el tramo es de agradación fundamentalmente, el tramo forma la parte central de un meandro.



FIGURA 2-4 IMAGEN DONDE SE OBSERVA CURVA INTERNA DEL RIO ILAVE DONDE SE ORIGINA SOCAVACION (ELABORACIÓN PROPIA)

- **Del km 0 + 800 al km 2 + 133 Sector Santa Rosa de Huayllata .-** En ésta parte del tramo, existe una curva exterior, por la existencia de un Albardón semilunar en la margen izquierdo, ello ha originado que el río discorra pegado al margen derecho produciendo sedimentación en el margen izquierdo

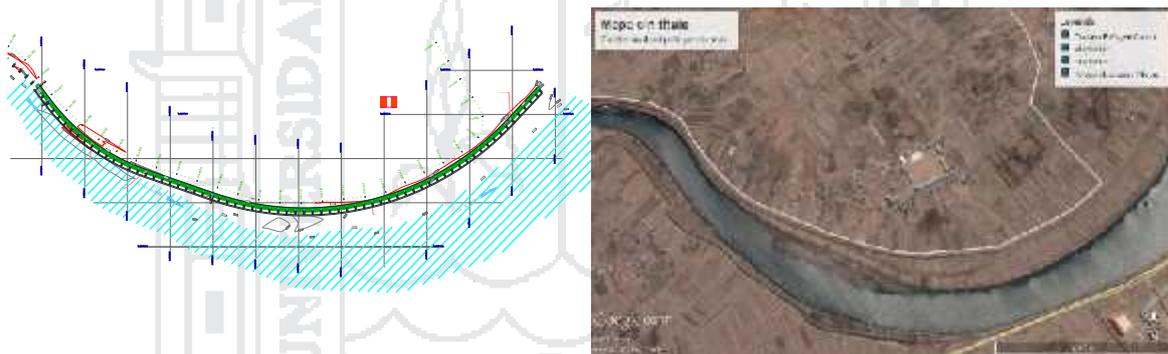


FIGURA 2-5 IMAGEN DONDE SE OBSERVA CURVA EXTERIOR DEL RIO ILAVE DONDE SE ORIGINA SEDIMENTACION (ELABORACIÓN PROPIA)

2.2.2.2. Geomorfología

Políticamente el Área del proyecto se localiza en el extremo sur del Departamento de Puno, Provincia de El Collao y Distritos de Ilave dentro del contexto Integral Ilave - Huenque, destacándose en ella una unidad geomorfológico bien definida, causante de la Topografía variada, reconociéndose sectores de suaves pendientes y superficies onduladas que contrasta con otras agreste, caracterizados por ofrecer cerros escarpados de perfiles angulosos.

Dentro del contexto geomorfológico a nivel regional, el área de estudio se localiza en tres grandes unidades morfotectónicas identificados como “Sinclorium de

putina (Arco del Barroso)", "Cordillera Central (Estribaciones de los Andes Occidentales)" y "Altiplano"; geomorfológicamente el área del Proyecto se localiza en la unidad denominada Altiplano, Sub-Unidad "depresión central del Lago Titicaca" el cual constituye un fondo de valle aluvial modelado por el curso del Río llave.

El Altiplano es una planicie que se localiza desde los 3 810 m.s.n.m. hasta los 4 800 m.s.n.m. y el límite con la cordillera occidental lo constituye una escarpa (Pucará – Zepita). En esta unidad los ríos son más largos y con meandros.

El Altiplano se caracteriza por su topografía llana, entre cadenas de cerros o circundando a conos volcánicos. Se presenta a manera de pequeñas planicies mayormente integrada por materiales fluvio-glaciares y a las que localmente se les denomina "Pampas".

Las altitudes de estas "pampas" fluctúan entre 3 900 a 4 800 m.s.n.m. En cuanto al origen de estas planicies parecen pertenecer a antiguas cuencas cerradas que han sido total o parcialmente por material Piro clástico o Fluvio glacial o ambos a la vez; encontrándose actualmente afectadas por procesos erosivos fluviales. En las depresiones de dichas pampas encontramos regiones pantanosas conocidas como "bofedales". Fisiográficamente destacan las cadenas de cerros, a manera de colinas bajas (lomadas). Litológicamente se ha formado sobre rocas Sedimentarias, volcánicas e intrusivas cubiertos por materiales de tráficos.

Las planicies de Altiplano se caracterizan por conformar pampas sub horizontales con ligera pendiente hacia el SE o NE, se ubican sobre los 3 900 m.s.n.m., las cuales albergan la laguna de: Loriscota, Caño, Vilacota, Parcocota, Morocota, Botinaje y Vizcachas.

Estas planicies se han formado sobre sedimentos aluviales o lacustres del Cuaternario, que rellenaron cuencas relativamente amplias, no pudiéndose observar las superficies antiguas cubiertas por este material debido a que la erosión fluvial es muy débil.

El área del proyecto corresponde al cauce inferior del Río llave, que se caracteriza por presentar una baja pendiente de 0.001, el cauce muestra un desarrollo del tipo meándrico, lo que se manifiesta en una intercalación de meandros con radios de curvatura que oscilan entre 3 a 5 Km. y ancho promedio de 220.0 m.

En épocas de máximas avenidas el río llave desarrolla amplias llanuras de inundación y erosión lateral, los tramos críticos en esta zona se localizan en el Sector de C.P. Santa Rosa de Huayllata, en donde las terrazas en algunos casos no ofrecen un marcado desnivel con relación al cauce del río y en otros son erosionados fácilmente debido a estar constituidos por materiales inconsolidados (arenas, limos y arcillas)

Vertiente de montaña.- Los talud y los coluviones son depósitos de ladera; el talud es clastosoportado y el coluvión es matriz soportado. Ambos están en la ladera de acumulación. La infiltración se da en la ladera convexa donde se da la reptación. La ladera rectilínea es denudativa y exhibe los horizontes I y II.

Componentes del suelo.-El aire y el agua son elementos constitutivos, además de los sólidos y gases. Los guijarros son fragmentos de roca con diámetros > 2 cm. Las gravas tienen dimensiones de 2 cm. a 2 mm. La arena gruesa desde 0,2cm $<$ $< 0,2$ mm; la arena fina, entre 0,2 mm $<$ $< 0,005$ mm. Llamamos limo a las partículas con diámetro aparente entre 0,05 mm y 0,005 mm.

Con los análisis granulométricos, arcilla son los constituyentes de diámetro aparente inferior a 0,002 mm (o 2μ), pero el término arcilla tiene otro sentido, adicionalmente, no granulométrico.

La evolución geomorfológico local del área del proyecto, está relacionada con las siguientes sub-unidades geomorfológicas:

Llanura Lacustre.- Se caracterizan por presentar una superficie con bajo ángulo de inclinación (Entre 1° a 5°).

Cauces Fluviales.- Corresponde a la zona de esorrentía del río llave; en los periodos de incremento del caudal predominan los procesos de inundación que pueden comprometer las partes bajas del valle. Los cauces fluviales adoptan

formas de meandros como consecuencia de una avanzada etapa de evolución geomorfológica.

El ancho del Cauce fluvial varía de 70 m. a 300 m., con una sección transversal en forma de corteza, cuyos flancos están constituidos por terrazas aluviales. Se observan algunos depósitos fluviales tipo Islas, Barras, etc. constituidos por gravas, arenas, etc. que indican la fuerza de arrastre del río.

Terrazas Aluviales.- Se localizan en el márgenes del cauce del río llave. Se caracteriza por presentar un relieve moderado con leve inclinación y pendientes sub horizontales (inferior a 5°). Esta sub-unidad geomorfológica se halla limitada hacia sus márgenes laterales por la llanura lacustre y laderas de cerros.

Laderas de Montañas.- Corresponde a las zonas relacionadas con los afloramientos rocosos de areniscas, se observa un relieve variable con gradientes entre 30° a 45°. Sub-Unidad que se encuentra disectada por pequeñas quebradas, conos coluviales y que presenta un relieve anguloso como consecuencia del control lito-estructural de las areniscas.

En el área del proyecto los relieves del terreno están relacionados con las formaciones geológicas (Control Litológico); se observan los siguientes:

Afloramientos Rocosos.- Relieve abrupto con gradientes superiores a 30° por sectores es sub-vertical; los afloramientos corresponden a las rocas sedimentarias (Areniscas y Limolitas).

Depósitos Coluviales.- Relieve más moderado, con pendientes inferiores a 30°; se desarrolla en las cercanías de los afloramientos rocosos. Depósitos que no alcanzan mayor representatividad.

Depósitos Lagunares.- En general predominan los relieves horizontales a sub horizontales.

Depósitos Aluviales.- En general predominan los relieves sub horizontales con pequeñas ondulaciones como consecuencia de las acumulaciones aluviales.

2.2.2.3. Esquema Estratigráfico

En el área del Proyecto, se han reconocido unidades lito estratigráficas que abarcan desde el Cretáceo al Cuaternario Reciente y corresponden a secuencias de ambientes de sedimentación continental.

a. Formación Ayabacas (Edad: Mesozoico)

Corresponde a una secuencia sedimentaria conformada por calizas de color gris claro con variaciones a gris violáceo, intercalada por Lutitas Rojas.

Las rocas afloran en el flanco derecho (C° Tipunco, C° Furuncuta - Sector Ocoña) y C° Machamarca, e Izquierdo (C° Anicho).

En general las rocas se encuentran con moderada a alta meteorización, fracturamiento subvertical e irregular, en la base del afloramiento se observan acumulaciones coluviales de fragmento de calizas gris oscura con signo de Karst y limolitas, englobados en una matriz areno – limosas y/o arcillosas.

b. Grupo Puno (Edad: Cretácico Superior – Terciario medio inferior)

Consiste principalmente de areniscas arcósicas, que se encuentran intercaladas por conglomerados, Limolitas y Calizas. Se le considera de origen continental y su espesor se estima en 3,000 m.

Los principales componentes mineralógicos de las areniscas, lo constituyen los feldespatos potásicos y plagioclasas; rocas de granulometría media a fina, color rojizo a marrón rojizo y que se presentan masivas o bien estratificadas.

Los mayores afloramientos del Grupo Puno, se localizan en el flanco derecho (C° Huilacollo) y flanco izquierdo (C° Alquipa).

Corresponden a rocas sedimentarias del tipo areniscas que tienen un color rojizo y presentan granulometría fina. Las rocas se presentan diaclasadas y sus estratos presentan buzamientos promedios de 30.0 grados con inclinaciones hacia el nor-este. Las areniscas son de tipo arcósicas, color marrón rojizo, cuyos principales

componentes mineralógicos lo constituyen los feldspatos potásicos, plagioclasas y cuarzo; el tamaño de los granos está en el orden del fino a medio.

En superficie el grado de resistencia de las areniscas es débil a moderada y presenta un mayor grado de meteorización y fracturamiento; la tendencia es a mejorar sus propiedades físico-mecánico en razón directa a su profundidad. Se infiere que la zona con mayor grado de meteorización-fracturamiento y menor resistencia, alcanza los 5.00 m de profundidad.

La edad del Grupo Puno es incierta, pero las evidencias disponibles sugieren que es posterior a la Formación Ayavacas; por tal razón se estima que la sedimentación del Grupo Puno ocurrió durante el Terciario Inferior. Al Grupo Puno por correlación estratigráfica se le asigna una edad Terciario Inferior.

c. Formación Azángaro (Terciario Superior - Cuaternario)

Unidad lito estratigráfica que alcanza mayor desarrollo en el área de estudio y que corresponde a secuencias sedimentarias de origen lacustrino, constituida principalmente por arcillas, limos y arenas, con diferentes grados de consistencia y/o capacidad. Se encuentra conformado superficies subhorizontales altas con 20.0 a 80.0 m. por encima del nivel actual del Lago Titicaca; según algunos autores vendrían a ser relictos de la existencia de un lago antiguo más extenso que el Lago Titicaca, denominado como Ballivian.

Esta unidad estratigráfica consiste de sedimentos finos típicamente lacustre, constituido por arcillas, arenas y limos, de colores pardos a grises, con buena estratificación. Su espesor bordea los 100.00 m.

d. Depósitos Cuaternarios - Recientes

En el área de estudio, aflora en el valle de Río llave (Cauce Medio-Inferior), donde está constituido por capas de limo, intercaladas con gravas arenosas, donde se ha llegado a diferenciar hasta 2 niveles de terrazas; en el área del proyecto están representados principalmente por los depósitos aluviales y fluviales y en menor grado por depósitos coluviales y proluviales que no alcanzan gran distribución. A continuación se describe los principales depósitos:

Fluviales.- Corresponden a las acumulaciones del fondo del cauce y que están relacionados a la zona actual de escorrentía fluvial, forman acumulaciones en forma de barras en las zonas de deposición y/o sedimentación. Consisten en una mezcla heterométrica de arenas de diferente granulometría y presencia de finos (Limos y Arcillas).

Aluviales.- Se ubica en las terrazas aluviales que se distribuyen en el márgenes del Río Ilave.

Superficialmente predominan los suelos areno-limosos con potencia entre 0.60 a 1.50 m. que suprayacen al conglomerado aluvial de textura granular fina constituido por una mezcla de: arenas y gravillas, éstos últimos se encuentran parcialmente enterrados.

Coluviales.- Se distribuyen a lo largo del Valle de Ilave (Cauce Superior), constituyéndose detritos de talud que cubren las laderas medias y bajas. Los materiales depositados por la acción combinada de la gravedad y las lluvias, son de naturaleza arcillo – arenosa con fragmentos rocosos de diversa naturaleza y tamaño.

2.2.2.4. Geología estructural

Las principales estructuras sedimentarias incluyen estratificaciones y estructuras tipo pliegues (Anticlinales y Sinclinales) que disturban a las areniscas, se han medido ángulos de buzamientos entre 25° a 60°.

Las Areniscas están afectadas por diferentes sistemas de fractura miento, predomina el sub vertical que origina bloques tabulares y prismáticos, el espaciamiento entre las fracturas están entre los rangos de 10 a 200 cm., con aberturas en el orden de cm. Que en algunos casos se presentan con un relleno areno limoso y/o arcilloso.

Durante el reconocimiento de campo no se observaron evidencias, sobre la presencia de estructuras geológicas de importancia (fallas activas) que puedan afectar la seguridad de las obras proyectadas.

2.2.2.5. Geodinámica Externa

La superficie actual que muestra la zona de estudio, es el resultado de la acción agradacional y degradacional del río.

a. Agentes geodinámicos

Con relación a los procesos geodinámicos tenemos que la dinámica fluvial del río llave constituye el de principal incidencia en la zona de estudio; ocasionan procesos de inundación y erosión, en ambas márgenes. Para poder determinar el comportamiento geodinámico del área, es necesario identificar y describir todos los agentes, factores y fenómenos que interactúan en la cuenca, para en función a ello delimitar zonas de riesgo.

El Agua.- Presente en todas las fases de erosión y acumulación, efectúa erosión en la curva externa de los meandros, así como en farallones de la defensa primigenia transportando materiales en suspensión y como carga de fondo, para finalmente desarrollar trabajos de agradación.

La Gravedad.- Participa en todos los procesos y fenómenos que tienen lugar en la superficie terrestre. Su acción facilita el derrumbe en bloques de las paredes del cauce del río acrecentando su ensanchamiento.

El Viento.- Como agente erosivo transporta fácilmente sedimentos, con mayor incidencia en periodos de estiaje.

b. Factores geodinámicos

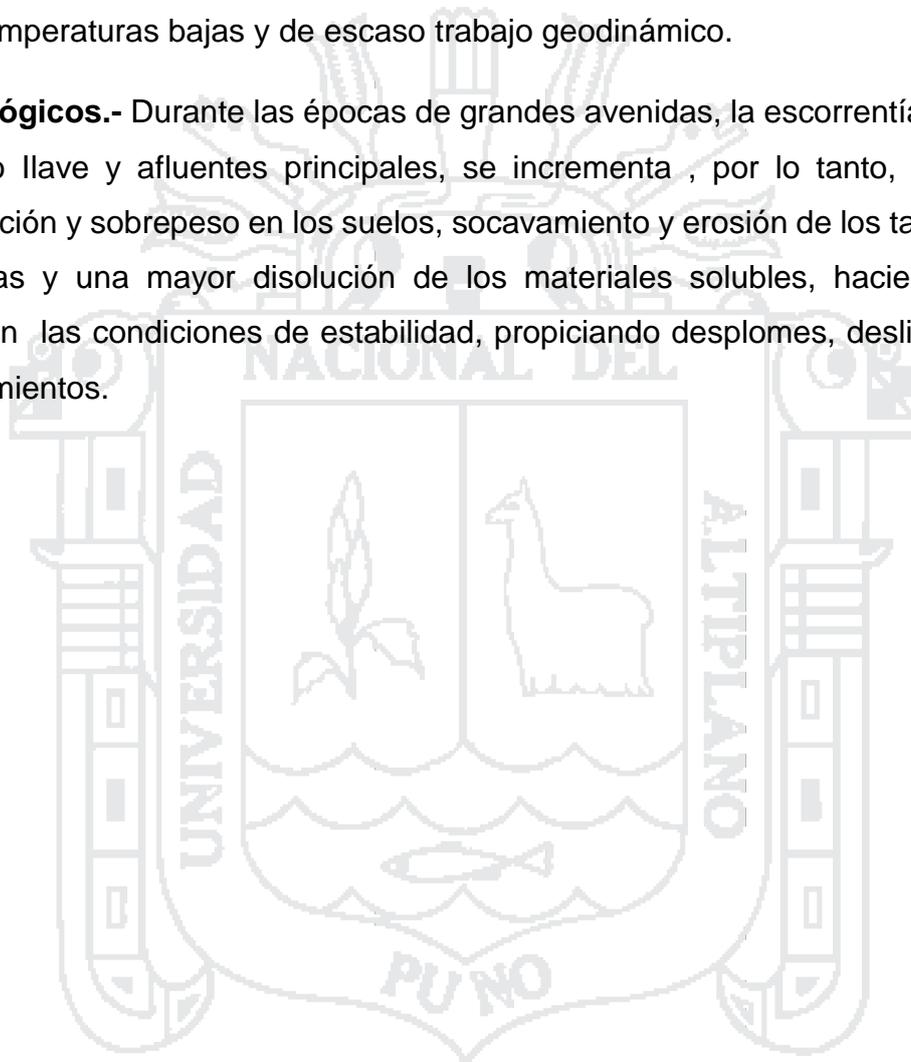
La formación y desarrollo de los fenómenos geodinámicos está condicionado a ciertos factores que determinan su intensidad, magnitud y frecuencia. Entre los principales observados para la zona tenemos:

Litológicos.- En el tramo estudiado, la litología está conformada por sedimentos inconsolidados, con granulometría de arenas medias con presencia de gravas, que gradan a limos y arcillas, razón por la cual es fácilmente erosionable.

Topográficos.- El área está emplazada, en una llanura fluvio lagunar de baja pendiente, lo que permite que el río en su trabajo erosivo haya alcanzado su nivel de base y discurra en forma sinusoidal, alcanzando una etapa de senectud.

Climáticos.- La región presenta dos periodos climáticos bien definidos, uno de precipitaciones intensas con trabajos geodinámicos acentuados y otra de estiaje con temperaturas bajas y de escaso trabajo geodinámico.

hidrológicos.- Durante las épocas de grandes avenidas, la escorrentía superficial del río llave y afluentes principales, se incrementa, por lo tanto, provocan la saturación y sobrepeso en los suelos, socavamiento y erosión de los taludes de las terrazas y una mayor disolución de los materiales solubles, haciendo que se rompan las condiciones de estabilidad, propiciando desplomes, deslizamientos y hundimientos.



c. procesos geodinámicos

Con relación de los procesos geodinámicos activos tenemos que la Dinámica Fluvial del Río Ilave es el principal y que en los períodos de grandes precipitaciones ocasionan cambios sustanciales en la capacidad de remoción y descarga fluvial, originando las siguientes procesos geodinámicos: Erosión de Riberas, derrumbes, migraciones de cauce y deposición fluvial, por lo que es necesario prever estructuras de protección y encauzamiento.

Entre los procesos de geodinámica externa más característicos de la zona de estudio se tienen los siguientes:

Erosión de las riberas.- Procesos que se presentan en mayor o menor grado en casi todo el trayecto del proyecto; las causas directas están relacionadas a las crecientes en las temporadas de lluvia y las variaciones de la dinámica fluvial. La erosión afecta las terrazas por los procesos de erosión lateral y socavamiento venciendo su fuerza de fijación, facilitado por los tipos de materiales lacustrinos y aluviales que conforman las terrazas (Arenas, limos y arcillas), de Depósitos Cuaternarios y Recientes inconsolidados. El mayor efecto erosivo se da en las curvas exteriores de los meandros en donde incide la mayor energía del río Ilave.

Inundaciones.- Estos procesos ocurren en los tramos donde las terrazas son de bajo nivel.

Deposición aluvial.- El incremento de la acumulación de los sedimentos aluviales así como de los materiales tecnógenos (Desmonte, basura, etc.) ocasiona la disminución de la sección hidráulica; lo que incrementa el riesgo de inundaciones en las grandes avenidas.

Migración de cauces.- La evolución del río Ilave indica una edad avanzada que se caracteriza por cauces meándrifformes y que por consiguiente en algunos casos ocasionan cambios o migraciones de los cauces. Por falta de homogeneidad en el aluvión del río Ilave, los meandros tienden a aumentar su amplitud por deposición en las márgenes internas y erosión en la margen externa moviéndose lentamente río abajo, ya que la erosión es mayor que el lado más alto. En algunos casos, los meandros alcanzan tamaños suficientemente grandes, que quedan cortados por su

cuello dejando abandonado una porción, que dan lugar a lagunas semilunares o típicas.

Los flujos en curva presentan características helicoidales; las velocidades en las curvas exteriores son significativamente mayores que las velocidades en las curvas interiores. Mientras que en la curva exterior se espera erosión (zona "pool"), en la curva interior se espera sedimentación (zona "point bar."). Las corrientes superficiales son dirigidas hacia los bancos externos mientras que las corrientes de fondo son dirigidas hacia los bancos internos. Como consecuencia de este proceso la sección de curva de un río presente una pendiente transversal típica como se muestra en la figura

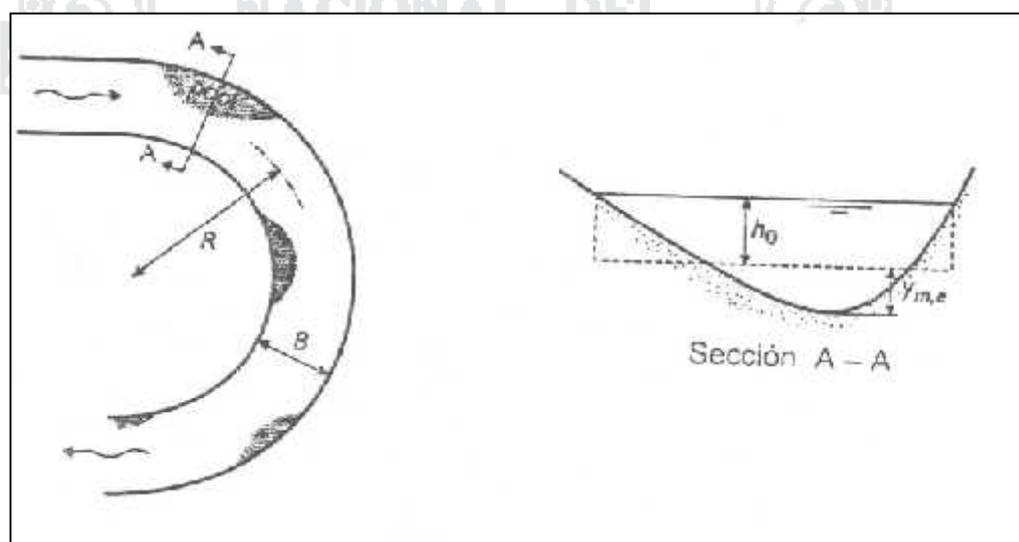


FIGURA 2-6 SE PUEDE APRECIAR SOCABACION ESPERADA Y SECCION TRANSVERSAL EN LA CURVA (AMERICAN JOURNAL OF MARINE SCIENCE. 2014)

Deposición fluvial.- Cuando la energía del río decrece, este produce un trabajo de agradación, ello sucede en la curva interna de los meandros con la formación de Albardones y en el cauce del río por acumulaciones tipo bardas de canal.

Albardones.- Se ubica preferentemente en las curvas internas de los meandros y tiene forma semilunar, compuestos de material arenoso re trabajando, ello es visible por los granos de los minerales que presentan formas sub redondeadas.

EN Bardas de canal.- Se forman en la parte media del cauce y en algunos casos llegan a formar pequeñas islas, de composición fundamentalmente arenosa y areno limosa.

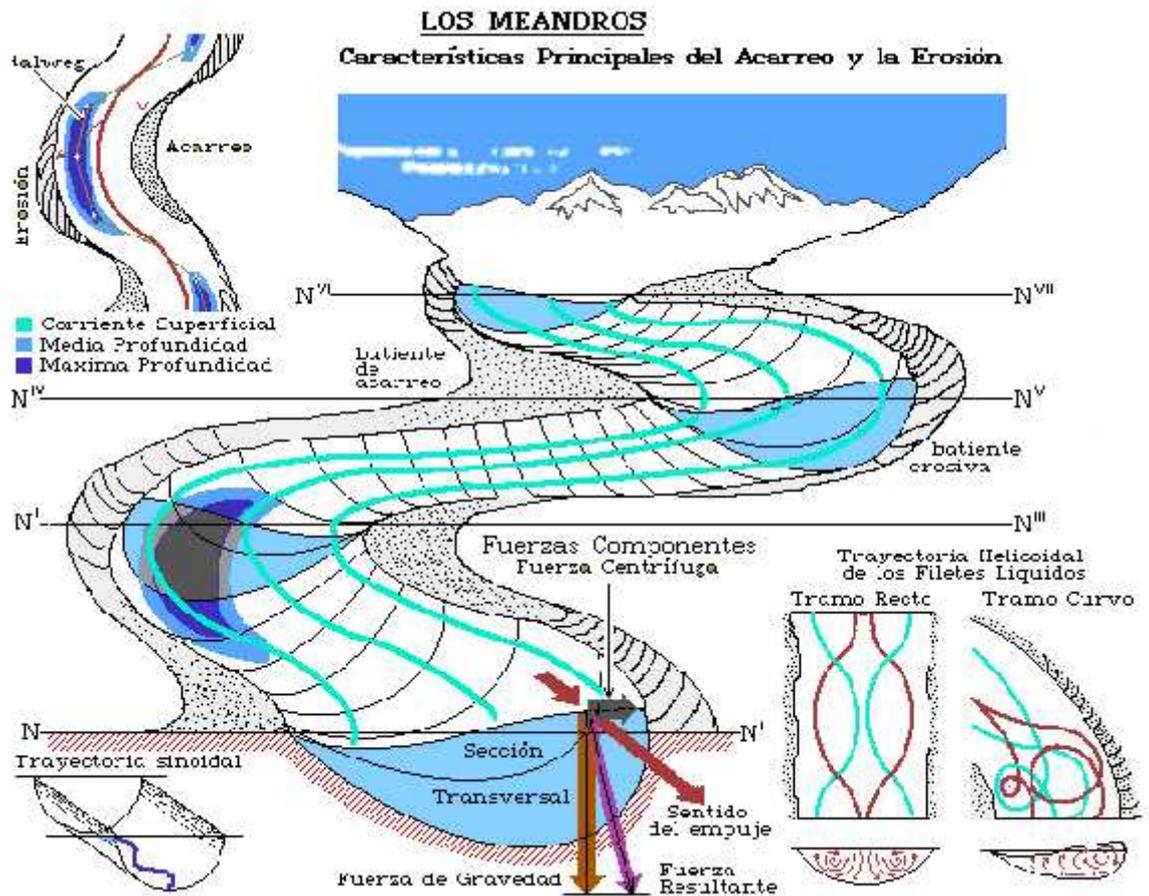


FIGURA 2-7 SE MUESTRA UN RIO MEANDRO Y SUS EFECTOS QUE TIENE EL CAUDAL (FUENTE [HTTP://AYUDAHISPANO-3000.BLOGSPOT.PE/2014/11/GEOMORFOLOGIA_0.HTML](http://AYUDAHISPANO-3000.BLOGSPOT.PE/2014/11/GEOMORFOLOGIA_0.HTML))

2.2.2.6. Evolución Geológica del Cuaternario

La historia del Cuaternario se correlaciona con la evolución hidrográfica del Altiplano y también se puede utilizar para explicar fenómenos morfológicos importantes de la cuenca. En base a los datos proporcionados por los arqueólogos y geólogos, del Cuaternario se sabe que, desde el Plioceno hasta el Pleistoceno, se nivelaba alrededor de 400 m. por encima del nivel actual, con un área de más de 50 000 km². Contra los 8 000 km². , actuales.

“Los terrenos del Paleozoico y del Mesozoico, e incluso gran parte de los elementos del Terciario, pueden ser considerados como poco o nada permeables,

a excepción de zonas muy fracturadas o porosas, donde pueden crearse acuíferos confinados o lentes, cuya importancia es normalmente escasa dentro del contexto general de los recursos, a pesar de que puede ser determinante para algunos problemas locales. Los elementos volcánicos, presentes en la parte occidental de la región (Cordillera Occidental), muestran una permeabilidad discontinua por porosidad, con diafragmas impermeables y constituyen acuíferos confinados en los niveles menos permeables, además de que representan la única fuente de aprovechamiento con obras de captación cuyos caudales van desde algunos litros hasta varias decenas de litros por segundo.

Sin embargo, en esta cita resulta difícil poder llegar a tener una idea clara de la magnitud de las captaciones habidas respecto a tales fuentes, y de la localización espacial en donde éstas se encuentran, desde el momento en que -siguiendo el mapa adjunto de “Geología de la cuenca vertiente del lago Titicaca y ubicación de los puntos de muestreos en los afluentes”- zonas geológicas correspondientes al Paleozoico Inferior, al Cretácico (propio del Mesozoico) y al Eoceno-Oligoceno-Mioceno (propios del Terciario) existen distribuidas a lo largo de las riveras del Titicaca, en tanto que las zonas volcánicas referidas son más reconocibles como propias del departamento de Puno, debiendo llamar además la atención, el hecho de que en la cita no se hace alusión a las áreas correspondientes al pliocuaternario sedimentario y al cuaternario en donde la probabilidad de poder encontrar fuentes de aguas no salobres subterráneas es muy alta. ¿Cuál es entonces la localización de estas captaciones y cuáles los caudales aportados por ellas en función de distintas finalidades? Para responder a esta pregunta recurrimos en primera instancia a un fragmento del trabajo crítico y de recomendaciones elaborado por los investigadores de la ORSTOM Bourges, Cortés y Salas (1991) a los planes de aprovechamiento de los recursos hídricos del Titicaca que ya para ese momento estaban siendo planteados por la SUBCOMILAGO. En ese texto aparece la siguiente observación en el acápite referido a “los recursos en aguas subterráneas”:

2.2.3. Geotecnia

El presente ítem describe y acompaña las investigaciones Geotécnicas ejecutadas; con el objeto de aportar las características físico – mecánicas de los

materiales que construirán el área de implantación de la estructura hidráulica, así como de los materiales a ser utilizados durante el proceso constructivo (canteras); parámetros geotécnicos fundamentados con los ensayos de mecánica de suelos (Estándar y especiales).

2.2.3.1. Estudio de Cimentaciones

Con la finalidad de investigar los subsuelos de cimentación de las estructuras de la defensa ribereña se ha ejecutado un programa de investigaciones Geotécnicas mediante excavaciones manuales.

Las investigaciones geotécnicas se fundamentan con excavaciones exploratorias (Calicatas, Muestreo), ensayos de mecánica de suelos In Situ y Laboratorio, orientadas a determinar los Parámetros Geotécnicos de los diferentes materiales de cimentación. Teniendo en cuenta las características geológicas, se procedió a ejecutar:

-) Excavaciones exploratorias
-) Ensayos In Situ
-) Muestreo para ejecutar los Ensayos de Laboratorio (Suelos, Rocas y Sedimentos).



FIGURA 2-8 SE MUESTRA LA EXCAVACION Y MUESTREO DE SUELO PARA SU POSTERIOR ANALISIS (ELABORACIÓN PROPIA)

2.2.3.1.1. Excavaciones Exploratorias

Se ejecutaron un total de ocho (8), excavaciones exploratorias (Trincheras/calicatas); cada 500.00 m y se alcanzaron profundidades promedio a 1.20 m; en algunos casos y cuando las condiciones del terreno lo permitían se complementaron con lecturas de los perfiles naturales y mediante la ejecución de

Las excavaciones se ubicaron en tramos geológicos característicos o de ubicación de las principales estructuras, información que se ha utilizado para definir en el subsuelo:

Características físico y mecánicas de los suelos

Suelos tipos con su correspondiente muestreo disturbado y/o inalterado.

Durante la ejecución de las excavaciones se realizaron las siguientes actividades: clasificación visual según el SUCS, ensayos In Situ, muestreo representativo para los ensayos de laboratorio (Mecánica de suelos, químicos, agregados).

La recolección de las muestras alteradas y/o inalteradas se obtuvo, en el caso de la cimentación en forma puntual a medida que se iban profundizando las trincheras/calicatas.

2.2.3.1.2. Ensayos de Mecánica de Suelos

En los suelos de cimentación se orientaron para definir sus principales propiedades físico, mecánicas e hidráulicas. Se ejecutaron los siguientes ensayos siguiendo las normas del U.S. Bureau of Reclamación (USBR) y del American Society for Testing Materiales (ASTM):

ENSAYOS REALIZADOS PARA EL PROYECTO

Ensayo realizado a la cantera de rocas

) Desgaste de Abrasión (ASTM C131 (GRADACION "A"))

La abrasión es de 27.36% nos muestra que es menor del 50% nos indica que la roca es resistente al desgaste

) Gravedad específica y absorción (ASTM C-128)

La absorción de la roca es un promedio de 0.55% nos indica adecuado para la defensa por lo que no es absorbente de agua

Ensayo realizado a los diques existentes

) Granulometría SUCS (ASTM-D-422)

) Límite líquido (ASTM-D-423)

) Límite plástico (ASTM-D-424)

) Proctor Modificado (ASTM D1557)

) Resistencia al (triaxial UU) (ASTM D2850)

Hemos hallado para poder clasificar el tipo de suelo que tiene el terraplén existente y hemos (ML) suelo limo inorgánico se determinó también el proctor para poder ver la compactación humedad optima 18.75%, se hizo también el ensayo de triaxial del cual hallamos el angulo de fricción y la cohesión del suelo para ver su capacidad portante con la ecuación de therzagui

Vea se cálculos en (ANEXO VII suelos cálculo de capacidad portante)

Ensayo realizado margen del rio

) Granulometría SUCS (ASTM-D-422)

Para determinar su granulometría sus partículas del sedimento varían de 0.047mm a 6.350mm con una clasificación de SUCS (SP) suelo arena mal graduadas.

Vea se (Anexo VII Laboratorio de Suelos)



FIGURA 2-9 (MUESTRA DE LOS ENSAYO DE SUELOS PARA EL TRIAXIAL)

2.2.3.1.3. Cálculo de la Capacidad Portante

Para la determinación de la capacidad de carga del suelo, debajo de la cimentación se calcula en base a las características del suelo, los cuales fueron determinados mediante trabajos de campo y laboratorio.

Para el cálculo evaluaremos la expresión de la teoría de Tersaghi, para un cimiento cuadrado para ver los cálculos ver (ANEXO VII)

2.2.3.2. Características Físicas Y Mecánicas

a. Sector Margen izquierdo rio (C.P. santa rosa huayllata)

Donde predominan los suelos granulares del tipo arenas limosas y arenas gravosas que carecen de plasticidad.

Perfil Estratigráfico

De 0.00 a 1.00m. .-Arenas limosas con mala gradación.

De 1.00 a 2.00m. .- Arenas gravosas de mala gradación, predominan las formas sub-angulosas a sub redondeadas; las arenas son de diferente granulometría.

Parámetros Geotécnicos

) Geología	: Depósitos aluviales
) Clasificación SUCS	: SM – ML (Arenas limosas)
) Porcentaje de gravas	: 0.00 a 30.00%
) Porcentaje de arenas	: 50.00 a 70.00%
) Porcentaje de finos	: 0.34 a 20 %
) Índice de Plasticidad	: Carecen de plasticidad.
) Ángulos de Fricción	: 3° a 4°
) Cohesión	: 0.02 a 0.05

b. Cantera roca (CHUTANCOLLO)

Esta cantera se encuentra ubicada en el km. 4+500 a un costado de la vía, hacia el lado izquierdo. El material de esta cantera está conformado de roca Caliza de composición suelta, presenta un 27.37% de desgaste de abrasión los ángeles, La potencia estimada de esta cantera es de 50,000 m³, con un rendimiento de 90

%. La explotación de esta cantera podrá realizarse en cualquier época del año y será mediante tractor, cargador frontal y volquetes. Esta cantera se utilizará en mejoramientos y conformación de pedraplenes.

Características Físicas Y Mecánicas cantera de roca

-) **Litología:** Calizas de grano fino, color gris oscuro al estado sano; los afloramientos muestran signos de karts.
-) **Alteración:** En superficie de la roca alta a moderada meteorización infra yaciendo se encuentran las rocas con moderada a ligera meteorización infra yaciendo se meteorización.
-) **Porcentaje de Absorción:** 0.55% (Bajo)
-) **Abrasión Los Ángeles:** Pérdidas inferiores al 30%.
-) **Clasificación geo mecánica:** Roca tipo III y II
-) **Calidad geo mecánica:** Media a Buena
-) **Distancias:** A 6 km. de la Ciudad de Ilave y 4 km a la defensa
-) **Volumen:** Superior a 50,000 m³



FIGURA 2-10 SE MUESTRA LA CANTERA DE ROCAS CHUTANCOLLO QUE TIENE UN POTENCIAL DE 50,000 M³ APROXIMADAMENTE, TOMANDO MUESTRAS PARA SUS RESPECTIVO ENSAYO)

2.3. Impacto Ambiental

2.3.1. Identificación y Evaluación de Impactos Ambientales Potenciales

2.3.1.1. Metodología

La identificación de impactos representa una actividad crítica en la EIA ya que es necesario detectar cuáles son las actividades asociadas al proyecto que producen alteraciones a las características de los factores/componentes y atributos ambientales.

Los métodos y técnicas usualmente aceptadas están destinados a medir tanto los impactos directos, que involucran pérdida parcial o total de un recurso o el deterioro de una variable ambiental, como la acumulación de impactos ambientales y la inducción de riesgos potenciales.

Se sabe que el análisis de los impactos incluye variables socioeconómicas, culturales, históricas, ecológicas, físicas, químicas y visuales, en la medida que ellas se generen en el territorio afectado por la acción y que representen las alteraciones ambientales prioritarias derivadas de una acción humana.

2.3.1.2. Matriz causa – efecto

El uso de matrices puede llevarse a cabo con una recolección moderada de datos técnicos y ecológicos, pero requiere en forma imprescindible de una cierta familiaridad con el área afectada por el proyecto y con la naturaleza del mismo. En el hecho, es fundamental un ejercicio de consulta a expertos, al personal involucrado, a las autoridades responsables de la protección ambiental - en sus dimensiones sanitaria, agrícola, recursos naturales, calidad ambiental - y al público involucrado. Todos pueden contribuir a una rápida identificación de los posibles impactos.

Las matrices de causa-efecto consisten en un listado de acciones humanas y otro de indicadores de impacto ambiental, que se relacionan en un diagrama matricial. Son muy útiles cuando se trata de identificar el origen de ciertos impactos, pero tienen limitaciones para establecer interacciones, definir impactos secundarios o terciarios y realizar consideraciones temporales o espaciales.

En la predicción y evaluación de impactos ambientales mediante el método matricial se confeccionan tres matrices: la primera matriz denominada “Matriz de identificación de impactos ambientales potenciales”, que permite identificar los impactos ambientales potenciales mediante las interacciones entre las actividades del proyecto y las variables ambientales, otra matriz denominada “Matriz de evaluación de impactos ambientales –Resumen”, donde se evalúan los impactos identificados en la matriz anterior.

Posteriormente en una tercera matriz, se representa la “Evaluación de los impactos ambientales potenciales”, destacando su significancia ambiental de acuerdo a los criterios para la evaluación de los impactos ambientales potenciales.

a. Criterios para la evaluación de impactos ambientales potenciales

Los impactos se evalúan considerando su condición de adversos y favorable, así como su significación y probabilidad de ocurrencia. Adicionalmente se ha considerado la mitigabilidad. La significación del impacto ha sido determinada sobre la base de la magnitud, duración y extensión del impacto.

) Calificación por naturaleza favorable o adversa

Se determina inicialmente la condición favorable o adversa de cada uno de los impactos; es decir, la característica relacionada con la mejora o reducción de la calidad ambiental. Es favorable si mejora la calidad de una variable del medioambiente. Es adverso si en cambio reduce la calidad de la variable. En la tabla de interacción se consigue esta calificación empleando un signo positivo o negativo (+ ó -) según sea el caso.

) Calificación por significancia

Incluye un análisis global del impacto y determina el grado de importancia de este sobre el ambiente receptor. Esta es la calificación más importante sobre el impacto y su calificación cualitativa se presenta como “poco significativa”, de “significación moderada” y de “alta significancia”. Se considera que la significancia del impacto es una característica asociada a la magnitud, extensión, duración y probabilidad de ocurrencia del impacto.

Para la calificación de la significación de los efectos se emplea un “índice de significación (S)”, este índice o valor numérico se obtienen en función de la magnitud del impacto (m), su extensión (e), duración (d) y probabilidad de ocurrencia (po). Las características de magnitud, extensión, duración y probabilidad de ocurrencia se asocian a una puntuación entre 1 y 3, según se aprecia en la tabla 2-1. El valor numérico de significación se obtiene mediante el promedio de la sumatoria de los valores asignados a las características señaladas.

Criterios de evaluación	Nivel de incidencia potencial	Valor de ponderación
Tipo de impacto (I)	Positivo (+)	
	Negativo (-)	
Magnitud (m)	Baja	1
	Moderada	2
	Alta	3
Extensión (e)	Puntual	1
	Local	2
	Zonal	3
Duración (d)	Corta	1
	Moderada	2
	Permanente	3
Probabilidad de ocurrencia (po)	Baja	1
	Moderada	2
	Alta	3
	Inevitable	4

TABLA 2-1 CRITERIOS UTILIZADOS EN LA EVALUACIÓN DE IAP

Los valores numéricos obtenidos permitieron agrupar los impactos de acuerdo al siguiente rango de significación favorable o adversa: poco significativos (1 – 1.5) significación moderada (1.75 – 2.5) y significación alta (2.75 – 3), según se aprecia en la tabla 2-3.

Criterios	Nivel de incidencia potencial	Rangos (**)
Significancia (S)*	Baja (B)	1 – 1.5
	Moderada (M)	1.75 – 2.5
	Alta (A)	2.75 – 3

Tabla 2-2 SIGNIFICANCIA AMBIENTAL DE LOS IMPACTOS

(*) Su valor resultante de la valoración asignada a los demás criterios que intervienen en la evaluación.

(**) Los rangos se establecen en función de valores promedios.

Calificación por su Mitigabilidad

Determina si los impactos ambientales negativos son mitigables en cuanto a uno o a varios de los criterios utilizados para su evaluación, y se les califica como “no mitigables” y “mitigables”, como se muestra en la tabla 2-3.

Criterios	Nivel de incidencia potencial	Rangos(**)
Mitigabilidad (Mi)*	No mitigable	NM
	Mitigable	M

TABLA 2-3 MITIGABILIDAD DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

(*) Criterio aplicable solo a los impactos negativos.

2.3.1.3. Matriz Leopold

Esta matriz fue desarrollada en los años 70 por el Dr. Luna Leopold, para ser aplicada en proyectos de construcción y es especialmente útil, por enfoque y contenido, para la evaluación preliminar de aquellos proyectos de los que se prevén grandes impactos ambientales. La matriz sirve sólo para identificar impactos y su origen, sin proporcionarles un valor. Permite, sin embargo, estimar la importancia y magnitud de los impactos con la ayuda de un grupo de expertos y de otros profesionales involucrados en el proyecto.

La Matriz de Leopold consiste en un listado de 100 acciones que pueden causar impactos ambientales y 88 características ambientales. Esta combinación produce una matriz con 8,800 casilleros. En cada casillero, a su vez, se distingue entre magnitud e importancia del impacto, en una escala que va de uno a diez.

La magnitud

La magnitud del impacto hace referencia a su cantidad física; si es grande o pequeño dependerá del patrón de comparación, y puede tener el carácter de positivo o negativo, si es que el tipo de modificación identificada es deseado o no, respectivamente.

La importancia

Que sólo puede recibir valores positivos, queda dada por la ponderación que se le asigne y puede ser muy diferente de la magnitud.

Si un contaminante, por ejemplo, degrada fuertemente un curso de agua en una región muy remota, sin fauna valiosa ni asentamientos humanos, la incidencia

puede ser reducida. En otras palabras, significa una alta magnitud pero baja importancia.

Impactos Negativos

MAGNITUD				IMPORTANCIA		
Intensidad	Irreversibilidad	Calificación		Duración	Extensión	Calificación
Baja	Baja	-1		Temporal	Puntual	+1
Baja	Media	-2		Media	Puntual	+2
Baja	Alta	-3		Permanente	Puntual	+3
Media	Baja	-4		Temporal	Local	+4
Media	Media	-5		Media	Local	+5
Media	Alta	-6		Permanente	Local	+6
Alta	Baja	-7		Temporal	Regional	+7
Alta	Media	-8		Media	Regional	+8
Alta	Alta	-9		Permanente	Regional	+9
Muy alta	Alta	-10		Permanente	Nacional	+10

Fuente: Adaptado de Cemaprimes (vii)

TABLA 2-4 IMPACTOS NEGATIVOS (ADAPTADO DE CEMAPRIMES)

Impactos Positivos

MAGNITUD				IMPORTANCIA		
Intensidad	Irreversibilidad	Calificación		Duración	Extensión	Calificación
Baja	Baja	+1		Temporal	Puntual	+1
Baja	Media	+2		Media	Puntual	+2
Baja	Alta	+3		Permanente	Puntual	+3
	Baja	+4		Temporal	Local	+4
Media	Media	+5		Media	Local	+5
Media	Alta	+6		Permanente	Local	+6
Alta	Baja	+7		Temporal	Regional	+7
Alta	Media	+8		Media	Regional	+8
Alta	Alta	+9		Permanente	Regional	+9
Muy alta	Alta	+10		Permanente	Nacional	+10

Fuente: Adaptado de Cemaprimes (vii)

TABLA 2-5 IMPACTOS POSITIVOS (ADAPTADO DE CEMAPRIMES)

La **Magnitud** tiene que ver con la **Intensidad** y la **Irreversibilidad**, mientras que la **Importancia** tiene que ver con la **Duración** y la **Extensión**.

Características ambientales						
		A	B	C	D	E
Acciones	a		7			
	b		9		9	
						5

TABLA 2-6 CARACTERISTICAS AMBIENTALES

A continuación se da una metodología para realizar La Matriz de Leopold:

- ❖ Delimitar el área de influencia.
- ❖ Determinar las acciones que ejercerá el proyecto sobre el área.
- ❖ Determinar para cada acción, qué elemento(s) se afecta(n). Esto se logra mediante el rayado correspondiente a la cuadrícula de interacción.
- ❖ Determinar la importancia de cada elemento en una escala de 1 a 10.
- ❖ Determinar la magnitud de cada acción sobre cada elemento, en una escala de 1 a 10.
- ❖ Determinar si la magnitud es positiva o negativa.
- ❖ Determinar cuántas acciones del proyecto afectan al ambiente, desglosándolas
 - ❖ en positivas y negativas.
 - ❖ Agregar los resultados para las acciones.
 - ❖ Determinar cuántos elementos del ambiente son afectados por el proyecto, desglosándolos en positivos y negativos.
 - ❖ Agregar los resultados para los elementos del ambiente.

La metodología original propuesta por Leopold considera para cada una de las celdillas un número fraccionario en donde la magnitud es el numerador y la importancia el denominador.

La agregación de resultados se resume en los denominados “promedios aritméticos”, que resultan de dividir el numerador con el denominador (y así obtener un número decimal) y adicionarlos algebraicamente a lo largo de la fila o columna analizada. El promedio aritmético final es el resultado de dividir el número obtenido

para el total de celdillas de interacción (marcadas con la diagonal) en la respectiva fila o columna.

2.3.2. Descripción de los Impactos Ambientales

2.3.2.1. Valoración de Impacto Ambiental (Causa- Efecto)

Las preguntas de este cuestionario están referidas al entorno en el cual se ubicará el proyecto, y serán llenadas por el agente técnico encargado de la viabilidad.

MEDIO FÍSICO

1. AIRE

¿Existe contaminación del aire?

CAUSA	SI	NO	FUENTE	INTENSIDAD		
				Alta	Media	Baja
Partículas (polvo)	X		Corrientes de Vientos en agosto			X
Mal olor		X				
Gases		X				
Ruidos	X		Transito de vehículos pesados			X
Otros (especificar)						

¿Existen fuertes vientos?

SI	NO	SIEMPRE (especifique)	A VECES (especifique)	INTENSIDAD		
				Alta	Media	Baja
X			Mes de Agosto			X

2. CLIMA

¿Llueve?

SI	NO	Durante los meses de:												INTENSIDAD				
		E	F	M	A	M	J	Jl	A	S	O	N	D	Alta	Media	Baja		
	En ciertas épocas	X	X	X													X	Alta
																	X	Media
													X	X				Baja

¿Se registran tormentas eléctricas?

SI	NO	Durante los meses de:												INTENSIDAD				
		E	F	M	A	M	J	Jl	A	S	O	N	D	Alta	Media	Baja		
X		X	X	X														X

¿El clima predominante durante el año es normalmente?

Muy Frío	Frío	Templado	Cálido	Muy cálido
	X			

Seco	Húmedo	Muy húmedo

X		
---	--	--

3. SUELO, GEOLOGÍA

	SI	NO	INTENSIDAD		
			Alta	Media	Baja
¿Existen procesos de erosión?	X				X
¿Existe salinidad?		X			
¿Existe mal drenaje de suelos?		X			
¿Se sospecha de la existencia de contaminación de suelos por agroquímicos, químicos, bacterias u otros? (especificar)		X			
¿Existen antecedentes de inestabilidad o fallas geológicas en las laderas?		X			
¿Existen antecedentes de asentamientos diferenciales (hundimientos)?		X			
¿Existen antecedentes de deslizamientos?		X			
¿Existen antecedentes de derrumbes?		X			
¿Existen antecedentes de huacos?		X			

4. AGUA

	SI	NO	INTENSIDAD		
			Alta	Media	Baja
¿El agua es salina?		X			
¿Existe sedimentación en el río o quebrada?	X				
¿Existen zonas con problemas de inundación?	X				
¿Frecuentemente cambia el flujo del río o acequia principal que estará involucrado con el proyecto?		X			

Contaminación del agua

	SI	NO	FUENTE	INTENSIDAD		
				Alta	Media	Baja
¿Existe evidencia de contaminación de aguas superficiales?		X				
¿Los cursos o cuerpos de agua presentan turbiedad?	X		Después de las precipitaciones pluviales			X
¿Existe evidencia de contaminación del agua subterránea?		X				

¿El agua tiene mal olor?

CAUSA	SI	NO	DETALLES U OBSERVACIONES	INTENSIDAD		
				Alta	Media	Baja
		X	No es perceptible			

¿El agua tiene mal sabor?

CAUSA	SI	NO	DETALLES U OBSERVACIONES	INTENSIDAD		
				Alta	Media	Baja
		X	Es inodoro			

5. PAISAJE, BOSQUES

	SI	NO	ESPECIFICAR	INTENSIDAD		
				Alta	Media	Baja
¿El paisaje circundante ha tenido cambios en su naturaleza, se ha deteriorado la calidad del paisaje?		X	En absoluto			
¿Existen bosques naturales o protegidos?		X	No existen			
¿Estos bosques se encuentran intervenidos o deteriorados?		X				

¿Existe algún atractivo natural de uso turístico. (Laguna, catarata, etc.)?

SI	NO	ESPECIFICAR
	X	

6. MEDIO ACUATICO (ríos, lagunas, lagos)

¿Existen evidencias de contaminación por?

CAUSA	SI	NO	FUENTE	INTENSIDAD		
				Alta	Media	Baja
Microorganismos, (bacterias y otros)		X				
Detergentes		X				
Metales pesados		X				
Residuos sólidos (domésticos y otros)		X	No cuenta con desagüe			
Agroquímicos		X				

¿La laguna o lago tiene presencia de gran cantidad de algas u otro tipo de vegetación acuática? (¿existen procesos de eutroficación)?

SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
		Alta	Media	Baja	
	X				

¿Existen peces y otras especies de fauna acuática (ranas, renacuajos, etc.)?

SI	NO	INTENSIDAD			MENCIONAR LAS PRINCIPALES
		Alta	Media	Baja	
X				X	Se Tiene: Trucha, Ranas

MEDIO BIOTICO

1. FLORA

¿Existen especies amenazadas o en peligro de extinción?

SI	NO	INTENSIDAD			MENCIONAR LAS MAS IMPORTANTES
		Alta	Media	Baja	
	X				

¿Existen asociaciones vegetales si. (Conjunto de poblaciones vegetales estables)?

SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
		Alta	Media	Baja	
	X				

¿Existen plantas (no cultivadas) de importancia económica en la zona?

SI	NO	INTENSIDAD			MENCIONAR LAS PRINCIPALES
		Alta	Media	Baja	
	X				

2. FAUNA

¿Existen hábitat de fauna nativa?

SI	NO	INTENSIDAD			DESCRIBIR EL ESTADO
		Alta	Media	Baja	
X				X	Venado, Zorro, Vizcacha, Zorrino

¿Existen especies en peligro de extinción?

SI	NO	INTENSIDAD			MENCIONAR LAS PRINCIPALES
		Alta	Media	Baja	
	X				

¿Existen especies (silvestres) de importancia económica?

SI	NO	INTENSIDAD			MENCIONAR LAS PRINCIPALES
		Alta	Media	Baja	
	X				

¿Existe riesgo de atropellos y accesibilidad por efecto barrera?

SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
		Alta	Media	Baja	
	X				

¿Se perturba a los animales (con ruido, quema de plantas, etc.)

SI	NO	INTENSIDAD			ESPECIFICAR
		Alta	Media	Baja	
	X				Es una zona Poblada, y acostumbrada a la forma de vida

MEDIO SOCIOECONÓMICO

1. USOS DEL TERRITORIO

¿Los cambios de uso del suelo son planificados?

SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
		Alta	Media	Baja	
X				X	Existe rotación de suelos para los cultivos de auto consumo de acuerdo a las estaciones del año.

¿Existen conflictos de uso de tierras?

SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
		Alta	Media	Baja	
	X				No por el grado de organización de la población

2. CULTURAL

¿Existen lugares arqueológicos?

SI	NO	INTENSIDAD			ESTADO
		Alta	Media	Baja	
	X				Ninguno de importancia

¿Tienen uso turístico?

SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
		Alta	Media	Baja	
	X				

3. SANEAMIENTO

¿La basura se arroja a los ríos, canales o acequias?

SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
		Alta	Media	Baja	
	X				La basura es tratada mediante rellenos sanitarios

	SI	NO	DETALLES U OBSERVACIONES
¿Se cuenta con relleno sanitario?	X		Existe relleno sanitario a 2.5 Km.
¿Se cuenta con alcantarillado?		X	No se tiene este servicio
¿Las aguas servidas son tratadas?		X	No se tiene este servicio
¿Se consume agua potable?		X	Se consume agua de rio
¿Existen planes de vigilancia o control de la calidad del agua?		X	No, por el deficiente servicio
¿Se usan letrinas?		X	Esta en proyeccion

4. POBLACIÓN

¿Existe migración hacia la zona?

SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
		Alta	Media	Baja	
X			X		

¿Existe emigración de la zona?

SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
		Alta	Media	Baja	
X				X	La Población Joven lo hace hacia las urbes como: Lima, Arequipa, Tacna

¿Existen problemas sociales?

	SI	NO	COMENTARIOS	INTENSIDAD		
				Alta	Media	Baja
Terrorismo		X				
Choque cultural		X				
Transculturización (colonización)		X				

5. SALUD POBLACIONAL

¿Cuáles son las enfermedades más frecuentes en la zona?

	SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
			Alta	Media	Baja	
Intestinales (diarreas, parásitos)	X				X	Sobre todo en menores
Respiratorias (resfrío, pulmonía, bronquitis, asma)	X			X		Se intensifica con los cambios de estaciones
Otras (Especificar) Materno Infantil	X				X	Se registran muertes por partos y cuidado de niños

¿Epidemias que se han presentado?

	SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
			Alta	Media	Baja	
Cólera		X				
Malaria		X				
Uta		X				
Tuberculosis	X				X	Se reportan pacientes sintomáticos
Otras (especifique)						

6.- OTROS ASPECTOS SALTANTES QUE NO ESTÉN CONSIDERADOS EN LA PRESENTE ENCUESTA (cantera de Roca):

	SI	NO	INTENSIDAD			DETALLES U OBSERVACIONES
			Alta	Media	Baja	
	X			X		

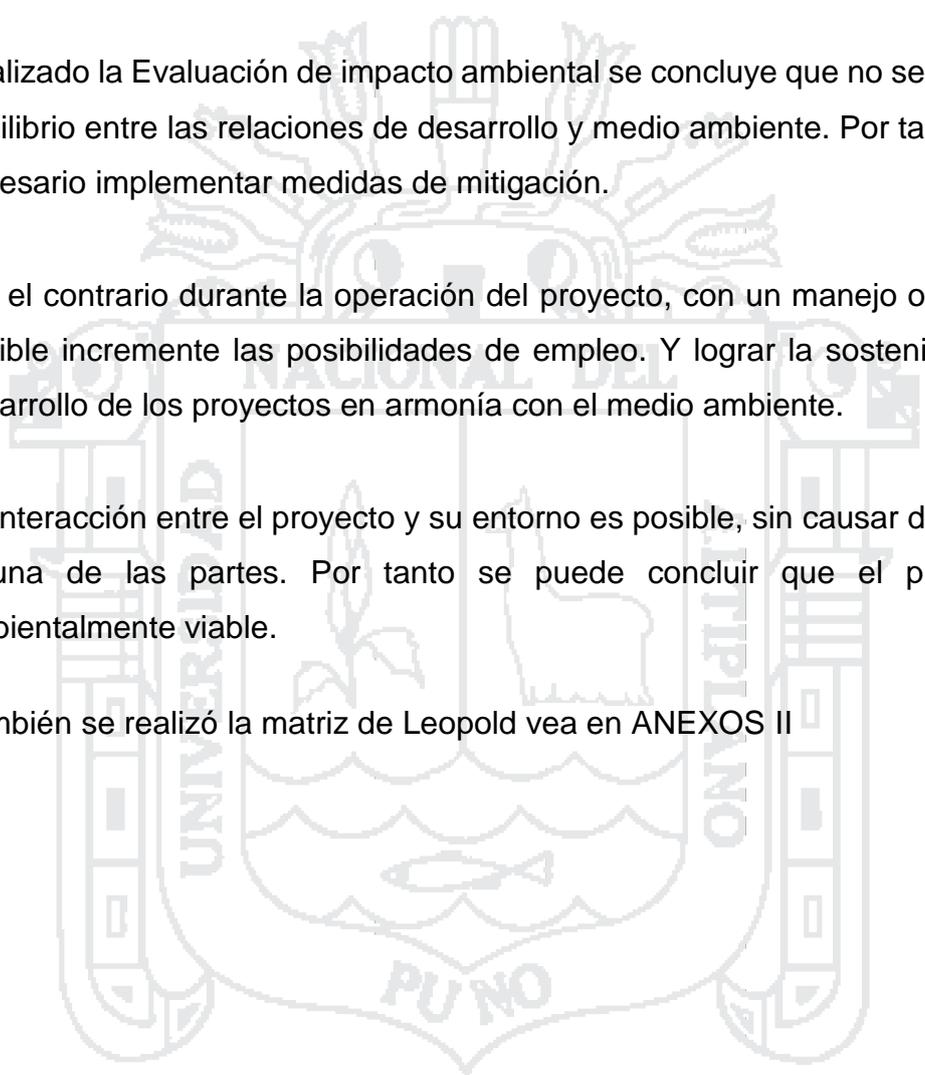
Comentarios Finales La población Tiene un nivel de conciencia de Contaminación, razón este por el que se encargan de la limpieza de la población, y existe relleno sanitario para el tratamiento de la basura.

DIAGNÓSTICO AMBIENTAL

-) Se ha analizado el medio Físico, Biótico y socioeconómico deduciéndose que no existe fuentes de contaminación como son el agua, aire y suelo; así como se ha descartado posibles causas de la erosión, pérdida de capacidad productiva de la tierra, reducción de biodiversidad y otros factores que disminuyan la calidad del medio ambiente.
-) Así mismo se ha constatado que no existen conflictos y problemas socioeconómicos.
-) En lo referente a salud, no existen epidemias ni la proliferación de enfermedades generadas por condiciones ambientales inadecuadas.

CONCLUSIONES PARCIALES

-) Durante la ejecución y operación del proyecto, no serán afectados la flora, fauna, condiciones geográficas, paisaje natural ni la diversidad biológica, ni zonas arqueológicas.
-) Realizado la Evaluación de impacto ambiental se concluye que no se romperá el equilibrio entre las relaciones de desarrollo y medio ambiente. Por tanto no será necesario implementar medidas de mitigación.
-) Por el contrario durante la operación del proyecto, con un manejo orientado es posible incrementar las posibilidades de empleo. Y lograr la sostenibilidad y el desarrollo de los proyectos en armonía con el medio ambiente.
-) La interacción entre el proyecto y su entorno es posible, sin causar detrimento a alguna de las partes. Por tanto se puede concluir que el proyecto es ambientalmente viable.
-) También se realizó la matriz de Leopold vea en ANEXOS II



CAPÍTULO III

3. ESTUDIOS HIDROLOGICO E HIDRAULICA FLUVIAL

3.1. Estudio de la Cuenca

3.1.1. Definición y antecedentes Históricos.

La hidrología, trata sobre el estudio del agua de la tierra, su existencia y distribución, también se define como el estudio del ciclo hidrológico, incluyendo su relación con los seres vivos, sus propiedades físicas y químicas y su influencia sobre el medio ambiente. El dominio de la hidrología abarca la historia completa del agua sobre el planeta Tierra.

Los proyectos hidráulicos son de dos tipos: los proyectos que se refieren al uso del agua y los que se refieren a la defensa contra los daños que ocasiona el agua (objeto del presente estudio). Los proyectos típicos de uso del agua son los de abastecimiento de agua potable, los de irrigación y los de aprovechamiento hidroeléctrico; comprenden, además, los de navegación, recreación y otros. Los proyectos típicos de defensa son los de drenaje urbano, drenaje vial y drenaje agrícola; comprenden, además, los de encausamiento de ríos, los de defensa contra las inundaciones y otros.

La hidrología estudia la ocurrencia, distribución movimiento y características del agua en la tierra y su relación con el medio ambiente. Desde sus inicios hasta la fecha, la hidrología ha evolucionados de una curiosidad meramente filosófica hasta

convertirse en una disciplina científica que forma parte de las llamadas ciencias de la tierra como lo son la geología, la climatología, la meteorología y la oceanografía.

Los filósofos de la antigüedad centraron su atención en la naturaleza de los procesos generadores de corrientes superficiales y en otros fenómenos relacionados al origen y ocurrencia del agua en sus diversos estados. Homero, el filósofo griego, creía en la ocurrencia de grandes depósitos de agua subterránea que alimentaban los ríos, manantiales, lagos, mares y pozos profundos.

A pesar de las teorías imprecisas de las épocas de la antigüedad, se llegaron a construir grandes obras que demuestran la habilidad práctica para utilizar principios básicos de hidrología. Se construyó, por ejemplo, por el año 4000 A. C. una presa sobre el río Nilo con el objeto de utilizar tierras de las llanuras de inundación para el cultivo. Así mismo, los pueblos de la Mesopotamia construyeron muros a lo largo de los ríos para protegerse de las inundaciones. Los acueductos griegos y romanos, así como los sistemas de control para irrigación en China, también constituyen ejemplos de obras que involucran la aplicación de conceptos hidrológicos.

Hacia fines del siglo V, se generó en Europa una tendencia científica, basada más en la observación que en el razonamiento filosófico. Leonardo da Vinci y Bernard Palisi arribaron independientemente a una descripción precisa del ciclo hidrológico basando sus teorías en observaciones de fenómenos naturales como la lluvia, la evaporación, la infiltración y el escurrimiento.

Aunque las bases de hidrología moderna ya estaban establecidas en el siglo XIX, mucho del trabajo desarrollado era de naturaleza empírica. Los fundamentos de la hidrología física aun no estaban bien definidos o ampliamente reconocidos y las limitaciones de varias formulaciones eran evidentes. Por tal motivo, varias agencias de los gobiernos de diferentes países implementaron programas propios de investigación hidrológica. De 1930 a 1950 procedimientos racionales fueron remplazando formulaciones empíricas. El concepto de hidrograma unitario desarrollado por Sherman, la teoría de infiltración de Horton y el concepto de no equilibrio de Thies para hidráulica de pozos son algunos ejemplos sobresalientes del gran progreso logrado.

Desde 1950 a la fecha el planteamiento científico de los problemas hidrológicos ha reemplazado los métodos menos complicados del pasado. Los avances en el conocimiento científico han permitido un mejor entendimiento de los principios físicos de las relaciones hidrológicas y el desarrollo de herramientas poderosas de cálculo han hecho posible el desarrollo de modelos sofisticados de simulación. Extensas manipulaciones numéricas que en el pasado eran prácticamente imposibles de realizar, ahora se llevan a cabo en cuestión de milésimas de segundos en poderosas computadoras digitales.

3.1.2. El Ciclo Hidrológico

El ciclo hidrológico es un proceso continuo de movimiento de agua de los océanos a la atmósfera, a la tierra y nuevamente al mar. Dentro de este proceso existen varios sub ciclos. La evaporación de cuerpos de agua continentales y la subsecuente precipitación sobre el suelo antes de regresar al mar; dichos cambios están referidos a la evaporación desde el suelo, mar o aguas continentales, condensación de nubes, precipitación, acumulación en el suelo de masas de agua, infiltración y evapotranspiración.

En la tierra, el agua existe en un espacio llamado hidrósfera, que se extiende desde unos quince kilómetros arriba en la atmósfera hasta un kilómetro por debajo de la litósfera o corteza terrestre. El agua circula en la hidrósfera a través de un laberinto de caminos que constituyen el ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua. El ciclo hidrológico involucra un proceso de transporte re circulatorio e indefinido o permanente del agua, este movimiento permanente del ciclo se debe fundamentalmente a dos causas: la primera, la radiación solar, mediante la cual el sol proporciona la energía para elevar el agua (evaporación) y, la segunda, la gravedad terrestre, que hace que el agua condensada descienda (precipitación y escurrimiento).

El movimiento del agua durante las diferentes fases del ciclo hidrológico, es errático tanto temporal como espacialmente. Algunas veces la naturaleza parece trabajar demasiado para producir lluvias torrenciales que hacen crecer los ríos en exceso.

En otras ocasiones la maquinaria del ciclo parece detenerse completamente y con ella la precipitación y la escorrentía. En zonas adyacentes las variaciones en el ciclo pueden llegar a ser bastante diferentes.

Estos extremos de crecientes y sequías son precisamente los que a menudo tienen mayor interés para el Ingeniero Hidrólogo, puesto que muchos proyectos de ingeniería hidráulica se diseñan para la protección contra los efectos perjudiciales de los extremos.

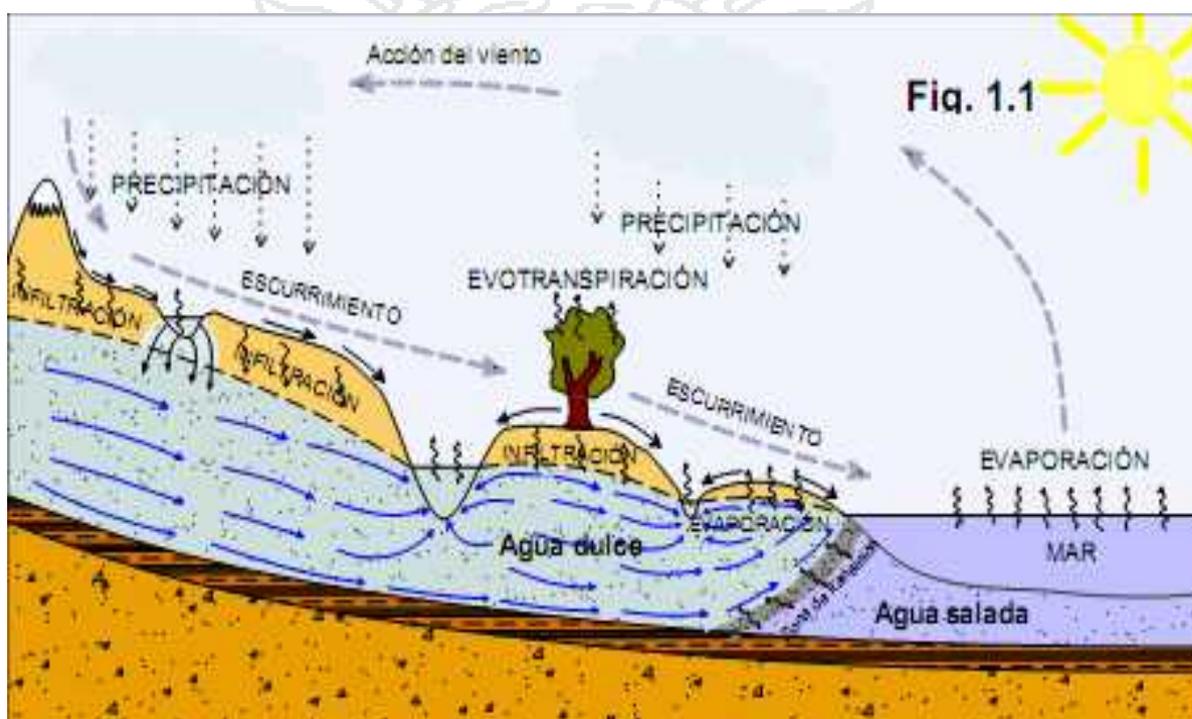


FIGURA 3-1 ESQUEMA DEL CICLO HIDROLÓGICO [HIDROLOGÍA SUPERF. M. EN C. GUILLERMO BENJAMÍN PÉREZ MORALES]

3.1.3. Cuenca Hidrográfica del Perú

3.1.3.1. Definición

Una cuenca hidrográfica, es el espacio geográfico donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un curso de agua o un río, es decir, es el área de drenaje donde se origina la escorrentía superficial cuando se presenta una lluvia para luego formar un curso de agua. La cuenca es una unidad natural hidrológica y geofísica, con límites definidos que facilitan la planificación y el aprovechamiento de sus recursos. La cuenca puede subdividirse de varias formas, siendo común el

uso del término sub cuenca para dominar a las unidades de menor jerarquía, drenadas por un tributario del río principal. El término microcuenca se emplea para definir las unidades hidrográficas más pequeñas dentro de una cuenca principal. Esta subdivisión de las cuencas permite una mejor priorización de las unidades de intervención o tratamiento. Otra forma conocida de dividir las cuencas andinas y basadas en la elevación relativa de sus partes, da lugar a los tipos de cuencas alta, media y baja.

3.1.3.2. Las Cuencas Hidrográficas del Perú

EL Perú cuenta con un territorio que abarca sólo el 0.87% de la superficie continental del planeta, sin embargo, le corresponde casi el 5% de las aguas dulces del planeta. Esto, sin duda, constituye una ventaja en términos de recurso hídrico a nuestro país. El relieve del Perú es como un gran recipiente que permite que cualquier gota de agua que caiga en su territorio proveniente de las precipitaciones, drene únicamente en tres posibles direcciones: hacia el océano Pacífico, hacia el océano atlántico o hacia el lago Titicaca. Es por esta razón que hablamos de tres grandes conjuntos hidrográficos: La vertiente del Pacífico, con 53 cuencas hidrográficas; la vertiente del Atlántico, con solo la cuenca del Amazonas; y la hoya del Titicaca, con 09 cuencas hidrográficas. Cada una de ellas con características distintas. Son las cumbres de la cadena occidental de los Andes las que definen si las aguas de los ríos van a parar ya sea al océano Pacífico o al océano Atlántico, por esta razón a esta línea de cumbres se le denomina la divisoria continental. En el sur del país los Andes se abren a manera de dos grandes brazos que obligan a los cursos a entregar sus aguas en el lago Titicaca, a ello se le llama cuenca cerrada u hoya, de ahí el nombre de la hoya del Titicaca.



FIGURA 3-2 CUENCA HIDROGRÁFICA [CARTOGRÁFICA DE LÍMITES DE CUENCAS LEVANTADA A PARTIR DE LAS HOJAS 1: 100 000 DEL IGN]

Cuencas Hidrográficas del Pacífico

Código	Nombre de la Cuenca
1001	ZARUMILLA
1002	TUMBES
1003	BOCAPAN
1004	CHIRA
1005	PIURA - CASCAJAL
1006	OLMOS
1007	MOTUPE - LA LECHE - CHANCAY
1008	SAÑA
1009	JEQUETEPEQUE
1010	CHICAMA
1011	MOCHE
1012	VIRU
1013	CHAO
1014	SANTA
1015	LACRAMARCA
1016	NEPEÑA
1017	CASMA
1018	CULEBRAS
1019	HUARMEY
1020	FORTALEZA
1021	PATIVILCA
1022	SUPE
1023	HUAURA
1024	CHANCAY - HUARAL
1025	CHILLON
1026	RIMAC
1027	LURIN
1028	CHILCA
1029	MALA
1030	OMAS
1031	CAÑETE
1032	TOPARA
1033	SAN JUAN
1034	PISCO
1035	ICA
1036	GRANDE
1037	ACARI
1038	YAUCA
1039	CHALA
1040	CHAPARRA
1041	ATICO
1042	CARAVELI
1043	OCOÑA
1044	CAMANA
1045	QUILCA
1046	TAMBO
1047	ILO - MOQUEGUA
1048	LOCUMA
1049	SAMA
1050	CAPLINA



Cuencas

Hidrográficas

del

Atlántico

Código	Nombre de la Cuenca	Gran Cuenca
2101	TIGRE	MARAÑON
2102	PASTAZA	MARAÑON
2103	MORONA	MARAÑON
2104	SANTIAGO	MARAÑON
2105	NIEVA	MARAÑON
2106	CENEPA	MARAÑON
2107	IMAZA	MARAÑON
2108	CHINCHIPE	MARAÑON
2109	UTCUBAMBA	MARAÑON
2110	CHAMAYA	MARAÑON
2111	LLAUCANO	MARAÑON
2112	CRISNEJAS	MARAÑON
2113	ALTO MARAÑON	MARAÑON
2114	BAJO MARAÑON	MARAÑON
2201	MAYO	HUALLAGA
2202	BIABO	HUALLAGA
2203	SISA	HUALLAGA
2204	SAPOSOA	HUALLAGA
2205	HUALLABAMBA	HUALLAGA
2206	BAJO HUALLAGA	HUALLAGA
2207	ALTO HUALLAGA	HUALLAGA
2301	PUTUMAYO	AMAZONAS
2302	NAPO	AMAZONAS
2303	NANAY	AMAZONAS
2304	YAVARI	AMAZONAS
2305	INTERCUENCA DEL AMAZONAS	AMAZONAS
2401	AGUAYTIA	UCAYALI
2402	PACHITEA	UCAYALI
2403	URUBAMBA	UCAYALI
2404	YAVERO	UCAYALI
2405	PERENE	UCAYALI
2406	TAMBO	UCAYALI
2407	ENE	UCAYALI
2408	MANTARO	UCAYALI
2409	APURIMAC	UCAYALI
2410	PAMPAS	UCAYALI
2411	UCAYALI	UCAYALI
2501	YARUA	MADRE DE DIOS
2502	PURUS	MADRE DE DIOS
2503	DE LAS PIEDRAS	MADRE DE DIOS
2504	TAMBOPATA	MADRE DE DIOS
2505	INAMBARI	MADRE DE DIOS
2506	ALTO MADRE DE DIOS	MADRE DE DIOS
2507	INTERCUENCAS MADRE DE DIOS	MADRE DE DIOS

Cuencas Hidrográficas del Titicaca

Código Nombre de la Cuenca

3001	HUANCANE
3002	RAMIS
3003	CABANILLAS
3004	ILLPA
3005	ILAVE
3006	ZAPATILLA
3007	CALLACAME
3008	MAURE CHICO
3009	MAURE

3.1.3.3. Cuencas hidrográficas llave**3.1.3.3.1. Descripción**

Según el ministerio de agricultura (ANA), La cuenca del río llave está conformada básicamente por dos subcuencas principales de los ríos Huenque y Aguas Calientes. La superficie total de la cuenca llave es de 7,832.53 Km², su altitud máxima y mínima es de 5,400 msnm y 3,805 msnm, respectivamente, y su altitud media es de 4,309.31 msnm. La longitud de curso más largo es de 211.00 Km. con una pendiente media de 0.40%. Pluviométricamente es una cuenca con buen rendimiento hídrico. La precipitación total anual en la cuenca varía de 438.4 mm (Estación Puno) a 764.8 mm (Estación Laraqueri). Los valores más altos se registran en el entorno del lago Titicaca y en la parte norte de la cuenca. Las temperaturas más bajas se producen en el mes de Julio, mientras que las más elevadas se registran de Noviembre a Marzo, por lo general centradas en Diciembre.

Las fuentes de oferta hídrica en la cuenca del río llave está representada por el escurrimiento del área de drenaje de las subcuencas Alto llave (río Chichillapi), Llusta (río Llusta Baja), Ayupalca, Conduriri y Aguas Calientes, que aportan sus aguas en forma directa al cauce principal del río llave, el resto de las unidades hidrográficas son intercuencas. Según el inventario de fuentes hídricas hay 3244 fuentes hídricas en la cuenca del río llave, de los cuales 1836 son manantiales, 1300 quebradas, 67 ríos, 27 bofedales y 14 lagunas

3.1.3.3.2. Ubicación de la cuenca

a. Ubicación Geográfica

Geográficamente la cuenca del río llave se encuentra en coordenadas UTM (WGS84):

) Este : 352,353.0 – 452,052.0

) Norte: 8°104,770.0 – 8°248,751.0

Altitudinal mente se encuentra entre las altitudes: 3,805.00 – 5,400.00 m.s.n.m.

b. Ubicación Hidrográfica

La cuenca del río llave, hidrográficamente se encuentra ubicada en:

) Vertiente: Titicaca

) Sistema Hídrico: TDPS (sistema endorreico Titicaca - Desaguadero - Poopó - Salar de Coipasa)

c. Ubicación Política

La cuenca del río llave, políticamente se encuentra ubicada en:

) Región: Puno

) Provincia: Chucuito, El Collao y Puno.

) Distrito: Huacullani, Juli, Capaso, Mazocruz, Conduriri, llave, Acora, Plateria, Chucuito, Laraqueri, Puno y San Antonio

) Localidad: Varios

d. Límites Hidrográficos

La cuenca del río llave, limita con las siguientes cuencas hidrográficas:

) Este: Lago Titicaca, Cuencas río Zapatilla, Pusuma y Mauri Chico.

) Oeste: Cuencas río Tambo y laguna Loriscota.

) Norte: Cuenca río Illpa, zona Circunlacustre del lago Titicaca.

) Sur: Cuenca río Maure.



FIGURA 3-4 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA CUENCA DEL RÍO ILAVE
Fuente (MINISTERIO DE AGRICULTURA ANA)

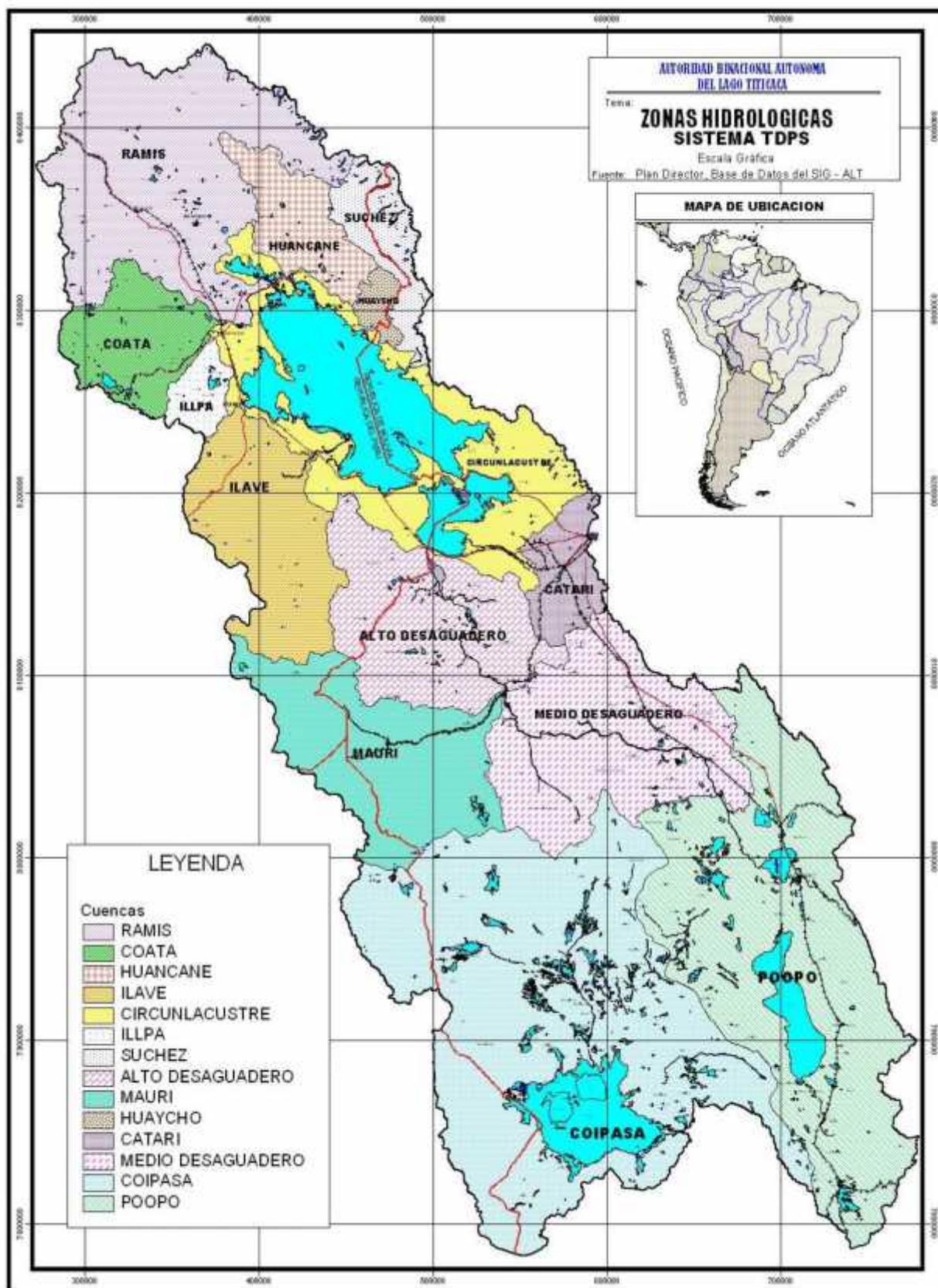


FIGURA 3-5 UBICACIÓN HIDROGRÁFICA DE LA CUENCA DEL RÍO ILAVE EN EL SISTEMA TDPS

Fuente (Estudio: Disponibilidad Hídrica de las Cuencas Afluentes al Lago Titicaca, ALT - 2005)

3.1.4. Información Hidrometeoro lógicas

3.1.4.1. Información Hidrométrica

En el ámbito de la cuenca del río llave existen dos estaciones hidrométricas, que son: Puente llave (controlada por Senamhi Puno) y Llustacucho – río Chichillapi (controlada por PET Tacna). y se utilizó los datos de la estación hidrométrica del puente llave (vea ANEXO I)

Nº	RIO	ESTACION	CODIGO	UBICACION POLITICA			UBICACION GEOGRAFICA			UBICACION HIDROGRAFICA	PROPIETARIO
				Dpto	Provincia	Distrito	Longitud Oeste	Latitud Sur	Altitud (msnm)		
1	llave	Puente llave	ILAV	Puno	El Collao	llave	69°37'47"	16°05'04"	3,825.00	llave	Senamhi

TABLA 3-1 ESTACION HIDROMETRICA EN LA CUENCA DEL RIO ILAVE

Los registros obtenidos para el análisis 1970-2014 (fuentes senamhi)

3.1.4.2. Información Meteorológica

La información meteorológica, consistente en precipitación (total mensual y máxima en 24 horas), temperatura (media, máxima y mínima), humedad relativa, evaporación, horas de sol, velocidad y dirección del viento; se ha recopilado de las estaciones correspondientes a la cuenca del río llave y de las estaciones vecinas a la cuenca, además algunas estaciones complementarias para completar datos para aquellas estaciones que tienen registro de corto periodo.

La información pluviométrica disponible corresponde a una red de trece estaciones meteorológicas para completar los datos faltantes de precipitación de la estación meteorológica llave se utilizaron dos estaciones como son la estación de Puno, Laraqueri.



FIGURA 3-6 VISITA A LA ESTACION METEOROLOGIA DE PUNO PARA OBTENER DATOS DEL SENAMHI A UTILIZAR



FIGURA 3-7 LADO IZQUIERDO ESTACION METEOROLOGIA AUTOMATICA Y EN EL LADO DERECHO PLUVIOGRAFO PUNO

3.2. Parámetros Hidrológicos

3.2.1. Parámetros de forma de la cuenca

Dada la importancia de la configuración de las cuencas, se trata de cuantificar estas características por medio de índices o coeficientes, los cuales relacionan el movimiento del agua y las respuestas de la cuenca a tal movimiento (hidrógrafa).

Parece claro que existe una fuerte componente probabilística en la determinación de una cuenca mediante sus parámetros y las características de la red de drenaje. Por esta razón se han buscado relaciones de similitud geométrica entre las características medias de una cuenca y de su red de canales con esas de otras cuencas. Los principales factores de forma son:

- Área de la cuenca (A).
- Perímetro de la cuenca (P).
- Longitud del río principal (L).
- Ancho promedio de la cuenca (Ap).
- Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius (Kc).
- Factor de forma (Ff).
- Radio de circularidad (Rc).

a) Área de la cuenca (A)

La superficie de la cuenca comprendida dentro de la curva cerrada en las líneas divisoras de aguas. La magnitud del área se obtiene mediante el planimetrado 1:1000000 de la proyección del área de la cuenca sobre un plano horizontal.

El área se determinó con el programa arcgis (delimitación de cuencas) las cartas topográficas fueron descargadas de la página de INGEMET los cuadrantes 33v, 33x, 34v, 34x siendo el 33x el cuadrante donde se ubica el proyecto.

Área de la cuenca llave (A)= 7,832.53 Km²

b) Perímetro de la cuenca (P)

Es la longitud de la línea divisoria de agua. Se mide mediante el curvómetro o directamente se obtiene del Software en sistemas digitalizados (arcgis V10.2). Utilizamos el programa Arcgis.

El perímetro de la cuenca delimitada (P)= 631.97 Km

c) 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, puede ser una estación de aforo o desembocadura, expresado en unidades de longitud.

La longitud del río principal de la cuenca del río (L) = 211.00 Km

d) Ancho promedio de la cuenca (A_p)

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

$$A_p = A/L$$

Donde:

A_p = ancho promedio de la cuenca (Km).

A = área de la cuenca (Km²).

L = longitud del cauce principal (Km).

El ancho promedio de la cuenca del río A_p = 37.12 Km

e) Coeficiente de compacidad (K_c)

Parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca. Este parámetro, al igual que el anterior, describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración de del sistema hidrológico.

Las cuencas redondeadas tienen tiempos de concentración cortos con gastos pico muy fuerte y recesiones rápidas, mientras que las alargadas tienen gastos pico más atenuado y recesiones más prolongadas.

$$K_c = 0.282 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right)$$

P = perímetro de la cuenca (Km).

A = área de la cuenca (Km²).

De la expresión se desprende que K_c siempre es mayor o igual a 1, y se incrementa con la irregularidad de la forma de la cuenca. Este factor adimensional constituye un índice indicativo de la tendencia de avenida en una cuenca.

Cuando el $K_c = 1$: tiempo de concentración menor, cuenca circular, mayor tendencia a crecientes y $K_c = 2$: tiempo de concentración mayor, cuenca de forma alargada, menor tendencia a crecientes.

El coeficiente de compacidad de la cuenca del río kc = 2.01

Este valor es más cercano a 2 que a 1, indica que la cuenca es de forma alargada debiéndose estar menos expuesta a las crecientes que una cuenca de forma redondeada.

f) Factor de forma (Ff)

Es la relación entre el área (A) de la cuenca y el cuadrado de la longitud máximo recorrido del cauce (L). Este parámetro mide la tendencia de la cuenca hacia las crecidas, rápidas y muy intensas a lentas y sostenidas, según que su factor de forma tienda hacia valores extremos grandes o pequeños, respectivamente. Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca.

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

Donde:

A = área de la cuenca (Km²).

L = longitud del cauce principal (Km).

El Factor de Forma determinado para la cuenca del río Ef= de 0.18

Lo cual explica que la cuenca es de forma alargada, y estaría menos sujeta a crecientes continuas.

g) Radio de circularidad (Rc)

Relaciona el área de la cuenca y la del círculo que posee una circunferencia de longitud igual al perímetro de la cuenca. Su valor es 1 para una cuenca circular y 0.785 para una cuenca cuadrada.

$$R = \frac{4\pi}{P^2}$$

Donde:

P = perímetro de la cuenca (Km).

A = Área de la cuenca (Km²).

Los valores del Radio de Circularidad de la cuenca llave y subcuencas denotan que las formas son alargadas, ya que todos los valores están por debajo de 0.785

PARAMETROS DE FORMA DE LA CUENCA		
Área total de la cuenca	Km ²	7,832.53
Perímetro de la cuenca	Km	631.97
Longitud del río principal	Km	211
Ancho promedio de la cuenca	Km	37.12
Coefficiente de compacidad	-	2.01
Factor de forma	-	0.18
Radio de circularidad	Km	0.25

TABLA 3-3 RESULTADOS DE PARAMETROS DE LA CUENCA

3.2.2. Parámetros de relieve de la cuenca

El relieve posee una incidencia más fuerte sobre la escorrentía que la forma, 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. Es así como a una mayor pendiente corresponderá una menor duración de concentración de las aguas de escorrentía en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

Para describir el relieve de una cuenca existen numerosos parámetros que han sido desarrollados por varios autores; entre los más utilizados destacan:

- Curva hipsométrica.
- Polígono de frecuencias.
- Altitud media de la cuenca (Hm).
- Altitud de frecuencia media.
- Altitud más frecuente.
- Pendiente media de la cuenca.

a) Curva hipsométrica

Es utilizada para representar gráficamente cotas de terreno en función de las superficies que encierran. Para su trazado 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. Si se ubica en el punto más alto de la cuenca y se calcula a partir de

cada curva de nivel, las áreas acumuladas por encima de ellas, se puede construir la curva hipsométrica.

En general, tanto las alturas como las superficies son definidas en términos porcentuales.

Llamada también Curva de Área – Elevación, representa gráficamente las elevaciones del terreno en función de las superficies correspondientes.

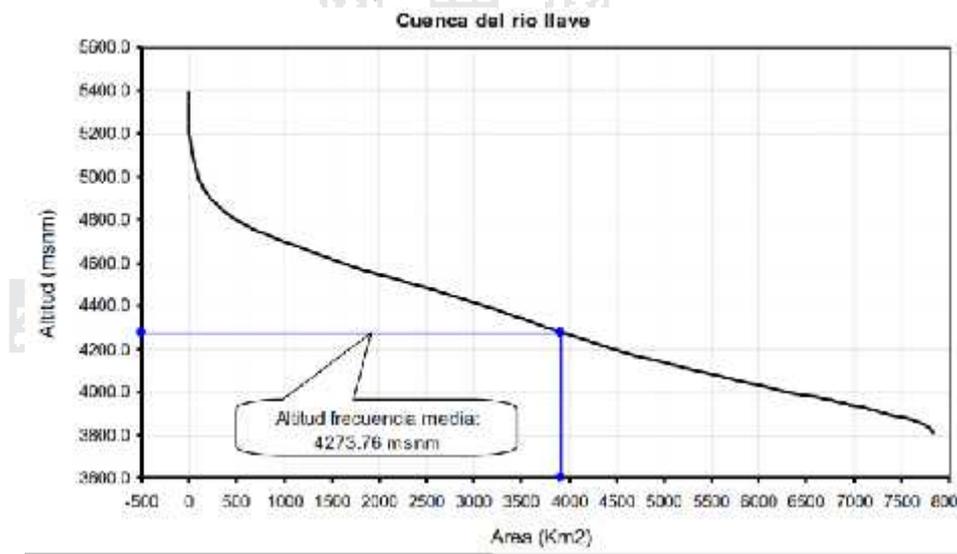


TABLA 3-4 GRAFICO CURVA HIPSOMETRICA (GRAFICA LA ELEVACION DEL TERRENO)

b) Polígonos de frecuencia

Se denomina así a la representación gráfica de la relación existente entre altitud y la relación porcentual del área a esa altitud con respecto al área total. En el polígono de frecuencias existen valores representativos como: la altitud más frecuente, que es el polígono de mayor porcentaje o frecuencia. La distribución gráfica del porcentaje de superficies ocupadas por diferentes rangos de altitud para la cuenca y subcuentas del río llave, se distingue en las subcuenca bajo llave (51.05%) concentra mayor porcentaje de área en la altitud 3805 msnm. La cuenca del río llave presenta una tendencia de concentración de superficie en la parte baja de la cuenca (60.49%) a partir de la altitud media de la cuenca (4309.31 msnm).

La mayor altitud se concentra en la parte alta de la cuenca, tomando la altitud media como punto de referencia.

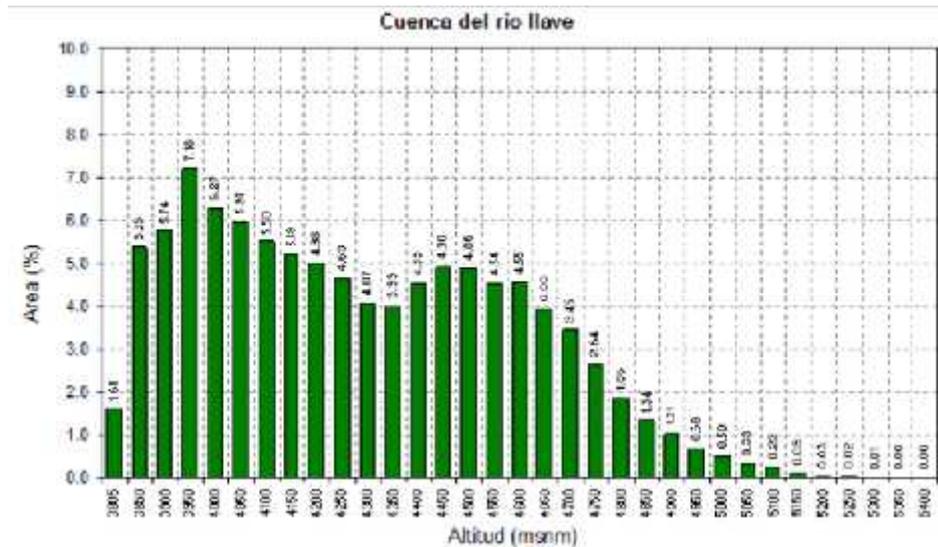


TABLA 3-5 GRAFICO POLIGONO DE FRECUENCIA REPRESENTA EL PORCENTAJE DE AREA EN CADA COTA

c) **Altitud media de la cuenca**

Corresponde a la ordenada media de la curva hipsométrica, y su cálculo obedece a un promedio ponderado: elevación – área de la cuenca.

La altura o elevación media tiene importancia principalmente en zonas montañosas donde influye en el escurrimiento y en otros elementos que también afectan el régimen hidrológico, como el tipo de precipitación, la temperatura, etc. Para obtener la elevación media se aplica un método basado en la siguiente fórmula:

$$H = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i * a_i)}{A}$$

- Hm = elevación media de la cuenca (msnm).
- C_i = cota media del área i, delimitada por 2 curvas de nivel (msnm).
- a_i = área i entre curvas de nivel (Km²).
- A = área total de la cuenca (Km²).

La altitud media de la cuenca del río llave es de 4,309.31 msnm, para las

d) **Altitud de frecuencia media**

Es la altitud correspondiente al punto de abscisa media de la curva de frecuencia de altitudes, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50% por debajo de ella.

La altitud de frecuencia media de la cuenca del río llave es de 4273.76 msnm y el área por encima de este cota es 3,916.27 Km², que representa el 50% del total de la superficie de la cuenca.

e) **Altitud más frecuente**

Para la cuenca del río llave la altitud predominante se encuentra entre el intervalo de las cotas de 3850 a 4750 msnm, es donde se tiene mayor porcentaje de área de la

Cuenca del río llave.

f) **Pendiente media de la cuenca**

Este parámetro de relieve es importante debido a su relación con el comportamiento hidráulico de drenaje de la cuenca, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas. Para su estimación se emplea el sistema del “Rectángulo Equivalente”.

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

Datos

S_m = pendiente media de la cuenca.

H = desnivel total (cota en la parte más alta-cota en la parte más baja), en Km.

L_m = lado mayor del rectángulo equivalente (Km).

La cuenca del río llave tiene una pendiente media de 0.0055 m/m

3.2.3. Parámetros de la red hidrográfica

La red hidrográfica corresponde al drenaje natural, permanente o temporal, por el que fluyen las aguas de los escurrimientos superficiales, hipodérmicos y subterráneos de la cuenca. La red de drenaje es, probablemente, uno de los factores más importantes a la hora de definir un territorio. De ella se puede obtener información en lo que concierne a la roca madre y a los materiales del suelo, a la morfología y a la cantidad de agua que circula, entre otros.

Diversos autores coinciden en afirmar que mientras mayor sea el grado de bifurcación del sistema de drenaje de una cuenca, es decir, entre más corrientes tributarias presente, más rápida será la respuesta de la cuenca frente a una tormenta, evacuando el agua en menos tiempo. En efecto, al presentar una densa red de drenaje, una gota de lluvia deberá recorrer una longitud de ladera pequeña, realizando la mayor parte del recorrido a lo largo de los cauces, donde la velocidad del escurrimiento es mayor.

En virtud de lo anterior, se han propuesto una serie de indicadores de dicho grado de bifurcación, como la densidad de corrientes y la densidad de drenaje. Para analizar la red hidrográfica superficial de una cuenca, se han utilizado los siguientes parámetros:

- Pendiente media del río principal (Sm).

a) Pendiente media del río principal (Sm)

La velocidad de la esorrentía superficial de los cursos de agua depende de la pendiente de sus cauces fluviales; así a mayor pendiente habrá mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de una corriente de agua entre dos puntos extremos.

La pendiente media del cauce principal, según Taylor y Schwarz es la relación entre la diferencia de alturas y la longitud del curso principal.

$$S = \frac{H_M - H_m}{100x}$$

Datos

- Sm = pendiente media del cauce principal (m/m).
 L = longitud del cauce principal (Km). (211)
 H_M, H_m = altura máxima y mínima del lecho del río principal, referidos al nivel medio de las aguas del mar (msnm). $H_M - H_m = 84.467$ m

El río principal del río llave tiene una pendiente media de 0.0040.

3.2.4. Determinación del Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración, es el tiempo empleado por una gota o partícula de agua que cae en el punto hidrológicamente más alejado de cuenca para llegar a una sección determinada de la corriente (punto de estudio). De acuerdo a esta definición, el caudal pico (Q_p) en la salida de la cuenca, debe alcanzar su máximo valor después de un lapso igual al del tiempo de concentración (T_c).

La obtención del tiempo de concentración para la cuenca llave, ha sido desarrollada mediante las fórmulas siguientes, empleando los parámetros y procedimientos descritos a continuación:

- ❖ **Fórmula de Kirpich, [Oñate-Valdivieso, 2007]**

$$T_c = 0.01947 L^{0.77} S^{20.385}$$

Donde:

L: Máxima longitud del recorrido (m).

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

T_c : Tiempo de concentración (minutos).

$T_c = 34.26$ hrs

❖ **Fórmula de Giandotti, [Oñate-Valdivieso, 2007]**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} \Gamma 1.5L}{25.3\sqrt{SL}}$$

Donde:

- L: Máxima longitud del recorrido (km).
- S: Pendiente del cauce principal (m/m).
- A: La superficie de la cuenca (km²).
- T_c: Tiempo de concentración (horas).

Tc=30.92 hrs

❖ **Método de chereque**

$$T_c \times 0.871 \frac{L^3}{H}^{0.385}$$

- L: Máxima longitud del recorrido (km).
- H: Desnivel del curso principal de la cuenca (m)
- T_c: Tiempo de concentración (horas).

Tc=39.27 hrs

Resumen de resultados para determinar tiempo de concentración para el proyecto

Metodología	tempo de concentracion (hrs)
Formula de Kirpich	34.26
Formula de Chereque	39.27
Formula de Giandotti	30.92

TABLA 3-6 RESUMEN VALORES DEL TIEMPO DE CONCENTRACION POR DIFERENTES METODOS

La determinación del tiempo de concentración, con estos métodos considerados, se realizó para tener una idea del orden de magnitud del fenómeno de recorrido, el cual fue contrastado con entrevistas e información buscada del río llave. Los valores más satisfactorios, que pareciesen acercarse más a la experiencia, por ello se ha decidido tomar como tiempo de concentración representativo resultado de la fórmula de Kirpich que resulta **34.26 hrs.**

Tc=34.26 hrs

Para los cálculos vea (ANEXO IV cálculo de tiempo de concentración)

3.2.5. Precipitaciones

3.2.5.1. Definición

Según Garcia V, (1990), Como precipitación se conocen todas las formas de humedad que caen a la tierra, provenientes de las nubes, como agua, nieve y hielo. La precipitación constituye la entrada primordial del sistema hidrológico y es el factor principal que controla la hidrología de una región.

La precipitación se define como el fenómeno físico de la caída del agua desde las nubes en forma líquida o sólida, la cual es precedida por el proceso de condensación o sublimación o de ambos a la vez y, está asociada primariamente con las corrientes conectivas del aire.

3.2.5.2. Red de Estaciones Meteorológicas

El ámbito de la cuenca del río llave, se enmarca en la subcuenca aguas calientes y la subcuenca hueque. En este sentido, se ha visto por conveniente considerar un número de estaciones meteorológicas que dispongan de información pluviométrica y que se ubiquen en las cuencas mencionadas y otras vecinas, cubriendo así espacialmente el área de influencia del proyecto, para luego seleccionar las más adecuadas en cuanto a ubicación estratégica y registros actualizados.

Las características de la red de estaciones meteorológicas ubicadas en la cuenca del río llave, cuyos registros de precipitación se han consignado para el presente estudio, son las que se muestran en el cuadro siguiente.

Nº	ESTACION	TIPO	CODIGO	UBICACION POLITICA			UBICACION GEOGRAFICA				UBICACION HIDROGRAFICA (cuenca)	PROPIETARIO	
				Dpto	Provincia	Distrito	Latitud Sur	Longitud Oeste	UTM (m)				Altitud (msnm)
									Este	Norte			
1	Capazo	CO	117041	Puno	El Collao	Capazo	17°11'15.8"	69°44'07.8"	421787.57	8099529.66	4530.00	Mauri	Senamhi
2	Vilacota	CO	S/C	Tacna	Tarata	Tarata	17°07'06.0"	70°03'03.0"	388211.12	8107052.51	4390.00	Mauri	Senamhi
3	Coypa Coypa	PLU	S/C	Puno	El Collao	Mazocruz	17°01'00.0"	69°56'00.0"	400658.10	8118364.42	4450.00	Ilave	Pet-
4	Chichillapi	PLU	S/C	Puno	El Collao	Mazocruz	16°55'00.0"	69°44'00"	421905.43	8129518.26	4050.00	Ilave	Tacna
5	Mazocruz	CO	110878	Puno	El Collao	Mazocruz	16°44'24.4"	69°42'21.9"	424737.79	8149061.24	4003.00	Ilave	Pet-
6	Pizacoma	CO	116029	Puno	Chucuito	Pizacoma	16°54'25.3"	69°22'06.8"	460750.24	8130693.26	4060.00	Alto Desaguadero	Tacna
7	Chilligua	PLU	116056	Puno	Chucuito	Juli	16°32'25.4"	69°40'11.5"	428524.93	8171169.36	3960.00	Ilave	Senamhi
8	Yorohoco	CO	S/C	Puno	Chucuito	Huacullani	16°33'54.0"	69°19'14.0"	465801.14	8168538.55	3845.00	Alto Desaguadero	Senamhi
9	Desaguadero	CO	116060	Puno	Chucuito	Desaguadero	16°33'48.06"	69°02'19.8"	495857.00	8168747.95	3860.00	Alto Desaguadero	Senamhi
10	Pocochaque	CO	S/C	Puno	Chucuito	Pomata	16°22'49.0"	69°17'06.0"	469565.64	8188978.33	3850.00	Alto Desaguadero	Pelt
11	Juli	CO	110880	Puno	Chucuito	Juli	16°12'13.6"	69°27'35.7"	450842.53	8208468.60	3812.00	Titicaca	Senamhi
12	Ilave	CO	116027	Puno	El Collao	Ilave	16°05'17.7"	69°38'42.0"	431019.57	8221195.27	3880.00	Ilave	Pelt
13	Rincón de la Cruz	CO	S/C	Puno	Puno	Acora	15°59'26.1"	69°48'39.0"	413241.13	8231937.13	3835.00	Titicaca	Senamhi
14	Laraqueri	CO	116033	Puno	Puno	Laraqueri	16°09'16.9"	70°03'59.7"	385967.18	8213657.74	3900.00	Ilave	Senamhi
15	Puno	CP	100110	Puno	Puno	Puno	15°49'34.5"	70°00'43.5"	391617.70	8250022.65	3820.00	Titicaca	Senamhi
16	Mañazo	CO	115051	Puno	Puno	Mañazo	15°48'00.0"	70°21'00.0"	355407.10	8252723.44	3920.00	Titicaca	Senamhi
17	Pampa Umalzo	CO	S/C	Moquegua	Mariscal Nieto	Moquegua	16°52'30.0"	70°25'24.8"	348358.99	8133726.09	4601.00	Tambo	Senamhi
18	Ichuña	CO	100059	Moquegua	Sánchez Cerro	Ichuña	16°07'57.4"	70°33'07.5"	334032.85	8215771.11	3800.00	Tambo	Senamhi

TABLA 3-7 RED DE ESTACIONES METEOROLOGICAS

3.2.5.3. Registros de Precipitaciones

La fuente base de la información pluviométrica, la constituye los registrados por la red de estaciones meteorológicas anteriormente citadas y provienen principalmente del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

Los registros históricos actualizados proporcionados por SENAMHI para el estudio hidrológico de la cuenca de Ilave, pertenecen a las estaciones mejor ubicación dentro del ámbito del estudio:

- ESTACIÓN : ILAVE
- ESTACIÓN : PUNO
- ESTACIÓN : LARAQUERI

Dichos registros se muestran en los siguientes cuadros, los cuales están referidos a precipitaciones máximas en 24 horas de acuerdo a los requerimientos del estudio.

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI - PUNO												
DEPARTAMENTO:	PUNO		PROVINCIA:	EL COLLAO		DISTRITO:	ILAVE		INFORMACION: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS			
ESTACION:	CO.110879		LAT: 16°05'17.7"	LONG: 69°38'42.0"		3880						
AÑOS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECIEMBRE
1964	15.5	7.0	20.5	19.0	6.0	0.0	0.0	4.0	11.0	6.0	21.5	8.0
1965	27.0	33.0	24.0	25.0	5.0	0.0	0.0	0.0	5.5	9.5	8.5	20.5
1966	16.5	24.5	12.5	10.5	15.5	0.0	0.0	0.0	0.0	14.9	0.0	14.5
1967	19.2	24.3	34.2	6.7	6.0	0.0	0.0	0.0	7.4	10.0	6.8	15.6
1968	21.8	24.2	19.3	16.1	9.9	8.2	4.2	1.0	5.4	6.0	34.0	23.0
1969	15.5	25.4	26.7	17.0	11.0	5.3	3.7	0.5	12.0	8.5	21.3	39.9
1970	19.0	26.6	34.2	17.8	12.0	2.4	3.2	0.0	18.5	11.0	12.4	29.0
1971	36.8	28.8	8.9	13.5	1.4	4.9	0.1	20.3	0.0	5.4	16.0	19.0
1972	33.6	14.9	17.8	15.0	0.0	0.0	6.4	4.5	10.9	6.0	10.6	19.5
1973	40.5	32.3	21.0	12.2	7.4	0.0	5.0	6.8	9.2	13.4	13.4	12.0
1974	30.0	34.0	11.0	10.0	0.0	4.0	0.0	15.0	3.0	7.0	6.0	25.0
1975	22.0	23.0	12.0	11.0	19.0	19.0	0.0	7.0	12.0	27.0	4.0	25.0
1976	33.0	25.0	29.0	16.0	8.0	3.0	1.0	S/R	19.0	0.0	3.0	24.0
1977	22.0	20.0	41.0	2.0	1.3	0.0	7.1	2.8	34.6	12.5	31.1	11.4
1978	30.1	25.1	20.8	8.0	0.0	0.0	4.2	5.0	14.0	6.8	20.5	18.8
1979	19.1	22.6	21.1	18.3	9.3	1.5	0.6	0.6	3.6	9.0	13.2	19.2
1980	22.5	27.5	21.6	16.3	9.3	2.5	1.4	1.6	4.4	10.0	11.2	22.6
1981	22.5	25.3	21.2	12.8	9.6	3.4	2.1	3.5	6.3	10.1	12.8	22.6
1982	25.2	25.5	23.9	13.4	7.1	4.3	2.8	5.2	9.5	8.7	16.5	24.2
1983	27.0	25.7	20.7	15.0	7.4	5.2	3.5	6.8	10.5	8.6	18.3	25.6
1984	44.0	26.1	29.0	13.0	5.6	6.0	2.0	9.0	1.0	17.2	14.0	14.0
1985	23.0	37.0	25.0	17.0	16.0	13.0	0.0	7.2	12.0	33.0	26.0	20.0
1986	18.4	40.2	26.4	25.6	4.1	0.0	2.9	2.0	6.1	6.0	16.0	14.0
1987	28.0	24.0	29.0	12.0	0.8	5.7	6.2	3.2	11.5	21.1	23.2	4.6
1988	13.0	9.8	23.2	26.2	5.4	0.4	2.0	0.0	10.0	19.4	3.8	10.5
1989	33.6	23.5	24.3	39.5	0.2	1.8	4.2	8.2	11.4	6.4	14.2	18.6
1990	18.5	10.8	14.2	14.0	19.3	24.6	0.0	5.0	3.7	32.2	23.7	29.0
1991	19.8	20.5	15.6	14.8	16.8	25.8	2.8	2.6	5.2	19.2	12.4	19.4
1992	28.8	S/R	21.4	6.4	0.0	1.6	1.9	30.7	1.8	9.8	16.8	12.6
1993	26.7	7.8	19.8	23.4	1.5	1.0	0.0	18.2	10.8	9.8	28.8	17.8
1994	26.1	13.3	30.4	14.6	14.8	0.0	0.0	0.0	5.0	4.8	11.8	19.1
1995	24.0	14.9	17.9	5.6	7.8	1.4	0.0	4.2	7.4	5.2	18.2	13.4
1996	28.2	21.2	7.4	13.4	2.0	0.0	4.4	14.0	5.8	5.7	21.4	11.7
1997	36.9	23.4	16.6	14.4	0.5	0.0	0.0	14.5	32.7	12.2	19.7	22.1
1998	13.5	21.0	19.5	18.5	0.0	4.5	0.0	0.1	3.2	12.2	16.2	10.0
1999	10.5	26.7	27.6	26.0	14.6	0.6	1.5	3.9	12.2	39.7	11.8	12.1
2000	26.1	18.4	27.6	9.2	3.3	2.2	9.3	3.4	2.8	18.0	1.0	20.3
2001	36.2	25.7	26.5	11.5	1.5	0.1	8.0	8.6	4.8	27.7	19.1	30.8
2002	26.8	29.1	23.7	19.7	9.9	12.0	13.8	4.8	4.4	16.5	18.5	33.2
2003	24.5	8.7	26.1	5.5	9.4	0.5	0.0	5.0	16.7	6.1	6.6	19.8
2004	28.0	28.7	10.0	6.0	10.2	1.6	8.5	16.8	10.0	1.0	5.7	18.4
2005	22.6	17.5	14.4	10.0	8.3	0.0	0.0	0.0	5.2	23.2	10.8	22.2
2006	46.0	21.8	26.9	12.4	2.4	3.0	0.0	7.0	16.2	12.8	25.6	16.2
2007	20.2	26.9	29.3	28.7	2.0	2.1	7.3	5.2	7.5	9.0	9.2	19.4
2008	38.1	13.5	14.4	11.8	1.0	1.4	7.2	3.1	1.4	14.1	0.3	18.4
2009	23.0	31.0	23.0	36.0	0.0	0.0	4.6	0.0	17.6	13.0	22.4	19.4
2010	27.4	20.0	13.2	19.8	19.0	0.0	0.0	8.7	1.2	17.7	5.4	33.4
2011	S/R	43.7	20.9	2.6	3.3	0.0	4.2	0.0	4.5	6.9	5.7	13.4
2012	21.6	32.5	29.2	13.8	0.0	1.2	0.0	3.7	11.9	1.4	4.4	26.6
2013	22.3	23.0	14.6	2.2	9.8	4.9	2.2	3.4	1.5	9.3	5.5	19.5
2014	33.0	23.0	6.5	5.4	0.0	0.0	2.3	4.6	20.9	14.1	10.7	S/R
											S/R: SIN REGISTRO	

TABLA 3-8 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION ILAVE CON DATOS FALTANTES (S/R SIN REGISTRO)

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI - PUNO															
DEPARTAMENTO: PUNO		PROVINCIA: PUNO			DISTRITO: PUNO			INFORMACION: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS							
ESTACION: CO. 120708		LAT: 15°49'39.5"			LONG: 70°00'43.5"			ALT. 3820							
PUNO															
AÑOS	ENER.	FEB.	MAR.	ABRIL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	PROM.	sumatoria	Max pr
1964	S/D	39.7	20.4	24.0	7.7	0.0	0.0	3.7	8.4	5.0	15.8	12.8	12.5	137.5	39.7
1965	23.2	34.3	7.0	5.9	0.8	0.0	0.5	4.2	21.5	5.2	21.8	32.5	13.1	156.9	34.3
1966	13.4	19.6	49.5	8.3	15.6	0.0	0.5	0.0	0.4	10.7	17.0	7.4	11.9	142.4	49.5
1967	29.5	12.6	33.6	5.2	7.5	0.0	5.0	20.6	21.8	13.1	2.7	20.9	14.4	172.5	33.6
1968	28.0	12.8	18.8	14.0	5.7	8.9	3.7	2.0	12.4	27.6	13.5	14.5	13.5	161.9	28.0
1969	16.1	26.7	14.3	6.4	0.0	0.2	2.3	0.9	1.8	17.7	29.9	21.9	11.5	138.2	29.9
1970	24.5	10.4	30.3	7.0	3.8	0.0	0.0	0.9	3.7	8.2	9.0	13.4	9.3	111.2	30.3
1971	29.7	45.2	7.4	6.3	0.0	1.4	0.0	7.9	1.2	7.0	40.4	24.3	14.2	170.8	45.2
1972	25.4	36.8	36.0	15.5	0.0	5.5	0.0	0.0	13.9	9.2	26.1	29.1	16.5	197.5	36.8
1973	29.6	24.0	41.0	22.4	8.0	0.0	1.5	5.0	9.8	5.8	7.8	20.5	14.6	175.4	41.0
1974	40.2	39.0	16.1	11.3	0.1	2.5	0.2	9.7	9.0	4.9	16.0	11.2	13.4	160.2	40.2
1975	23.5	28.6	26.1	14.5	16.8	0.7	0.1	6.5	14.9	13.0	8.8	33.7	15.6	187.2	33.7
1976	26.6	30.2	33.4	15.2	5.0	0.2	0.8	4.8	11.2	8.6	5.1	31.3	14.4	172.4	33.4
1977	11.6	36.9	31.7	2.5	8.8	0.0	2.3	0.0	28.0	14.6	12.5	31.4	15.0	180.3	36.9
1978	34.5	30.1	26.1	7.1	0.4	0.0	3.2	0.2	10.2	22.4	18.1	24.6	14.7	176.9	34.5
1979	26.4	8.4	16.6	14.1	1.4	0.0	0.5	1.2	7.4	12.2	9.9	11.0	9.1	109.1	26.4
1980	18.2	15.4	25.0	13.4	0.9	0.1	2.2	8.5	15.6	16.8	12.2	13.4	11.8	141.7	25.0
1981	20.6	27.6	19.3	21.1	4.7	0.0	0.0	21.0	6.3	5.9	21.8	21.8	14.2	170.1	27.6
1982	51.8	22.4	19.8	20.5	2.5	3.8	1.9	0.0	16.0	23.5	19.5	7.0	15.7	188.7	51.8
1983	6.9	16.7	19.2	14.0	9.0	2.3	1.5	2.7	19.7	10.8	22.0	38.6	13.6	163.4	38.6
1984	31.4	39.1	24.9	11.5	7.5	3.8	3.7	15.8	0.0	71.6	16.7	26.9	21.1	252.9	71.6
1985	48.5	30.3	17.1	13.0	10.9	11.8	0.0	7.0	20.7	15.0	14.4	22.7	17.6	211.4	48.5
1986	21.5	38.7	27.1	14.3	0.1	0.0	5.1	3.3	10.5	1.7	3.5	15.9	11.8	141.7	38.7
1987	55.7	17.9	19.5	21.8	0.6	2.1	4.6	0.0	3.5	11.4	25.4	14.6	14.8	177.1	55.7
1988	30.6	20.2	22.0	23.7	13.9	0.0	0.3	0.0	7.9	17.9	31.4	20.2	15.7	188.1	31.4
1989	24.3	12.9	21.4	24.5	0.0	0.2	1.7	12.3	8.9	6.0	7.6	10.5	10.9	130.3	24.5
1990	23.6	6.1	16.0	12.6	6.5	20.4	0.0	6.3	7.2	20.6	13.6	13.2	12.2	146.1	23.6
1991	15.4	18.4	22.0	13.0	4.8	24.2	0.0	2.2	0.0	5.6	15.4	14.2	11.3	135.2	24.2
1992	9.4	16.6	9.9	24.0	0.0	0.5	2.3	35.8	0.0	7.2	9.5	12.2	10.6	127.4	35.8
1993	24.0	46.1	25.4	15.8	5.7	1.1	0.0	17.6	8.0	14.0	26.0	26.8	17.5	210.5	46.1
1994	26.3	27.3	24.2	15.6	29.9	0.4	0.0	0.0	9.7	17.9	15.2	9.1	14.6	175.6	29.9
1995	19.4	29.0	15.6	2.0	3.8	0.0	0.0	3.0	10.3	9.3	10.3	25.4	10.7	128.1	29.0
1996	36.9	18.7	16.8	20.4	0.0	0.0	2.9	4.4	0.8	8.6	18.6	15.2	11.9	143.3	36.9
1997	29.1	32.4	23.2	19.5	0.8	0.0	0.0	12.5	28.8	20.0	11.2	9.7	15.6	187.2	32.4
1998	42.9	25.7	24.1	7.1	0.0	4.9	0.0	4.3	4.5	14.7	11.7	21.3	13.4	161.2	42.9
1999	36.1	26.7	36.0	33.5	7.5	0.0	1.5	1.5	5.6	38.2	10.8	11.4	17.4	208.8	38.2
2000	19.0	31.6	13.5	22.2	0.4	1.4	3.1	8.0	6.2	31.4	6.6	14.9	13.2	158.3	31.6
2001	25.7	37.7	39.4	17.0	8.4	2.2	0.0	7.0	8.4	14.0	23.0	23.3	17.2	206.1	39.4
2002	36.1	33.7	22.8	18.7	12.0	9.6	12.8	18.4	4.2	18.2	11.0	29.0	18.9	226.5	36.1
2003	35.6	23.2	12.1	28.0	12.8	4.8	0.2	4.0	24.8	11.1	5.7	26.2	15.7	188.5	35.6
2004	27.8	24.7	30.4	7.8	5.4	0.0	3.6	25.9	12.0	2.1	S/R	15.6	14.1	155.3	30.4
2005	30.1	22.2	26.8	16.9	0.4	0.0	0.0	0.0	3.0	18.0	24.4	17.6	13.3	159.4	30.1
2006	40.9	11.9	28.7	13.0	0.9	0.0	0.0	0.6	11.0	9.4	15.8	28.3	13.4	160.5	40.9
2007	23.8	38.8	67.2	15.7	7.2	0.0	2.9	1.6	13.5	40.2	11.7	11.6	19.5	234.2	67.2
2008	38.5	18.0	27.0	2.7	6.2	1.4	0.2	0.8	1.3	34.6	9.5	16.6	13.1	156.8	38.5
2009	31.0	16.0	40.2	15.4	0.0	0.0	1.8	0.0	5.2	18.4	24.2	9.9	13.5	162.1	40.2
2010	23.6	78.2	12.4	7.2	10.6	0.0	0.0	7.1	1.5	8.6	5.2	21.0	14.6	175.4	78.2
2011	25.4	28.2	14.8	12.6	2.6	0.0	5.3	0.0	0.0	1.6	15.1	17.4	10.3	123.0	28.2
2012	15.1	26.9	23.4	16.8	0.9	0.4	0.0	2.4	3.1	10.4	15.4	19.4	11.2	134.2	26.9
2013	25.7	21.7	19.9	3.2	5.2	3.6	1.2	3.3	1.3	21.1	13.9	25.8	12.2	145.9	25.8
2014	27.2	24.4	9.8	11.0	0.4	0.0	0.2	10.8	22.0	13.2	18.8	16.6	12.9	154.4	27.2
													S/R: SIN REGISTRO		
TOTAL	1380.3	1360.7	1225.2	729.2	264.1	118.4	79.6	315.7	477.1	774.2	771.5	983.8			
MEDIA	27.6	26.7	24.0	14.3	5.2	2.3	1.6	6.2	9.4	15.2	15.4	19.3			
P.MAX	55.7	78.2	67.2	33.5	29.9	24.2	12.8	35.8	28.8	71.6	40.4	38.6			

TABLA 3-9 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION PUNO CON DATOS FALTANTES (S/R SIN REGISTRO)

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI - PUNO													
DEPARTAMENTO: PUNO		PROVINCIA: PUNO			DISTRITO: PICHACANI				INFORMACION: PRECIPITACION				
ESTACION: CO. 120889		LAT: 16°08'00.0"			LONG: 70°03'00.0"				MAXIMA EN 24 HORAS				
LARAQUERI													
AÑOS	ENER.	FEB.	MAR.	ABRL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DEC.	
1964	42.5	39.9	35.5	18.9	11.2	0.0	0.0	0.7	40.3	20.8	11.6	5.7	
1965	10.0	13.0	10.7	10.8	2.3	2.0	4.6	5.7	9.7	19.6	7.2	39.6	
1966	14.0	30.7	14.0	15.4	16.4	0.0	0.0	0.0	3.2	12.3	37.0	16.0	
1967	22.4	28.5	26.4	12.6	6.4	0.0	8.4	6.4	7.8	14.7	0.0	30.3	
1968	19.3	18.3	13.8	17.6	8.4	8.6	2.3	1.4	5.0	12.6	27.2	15.0	
1969	21.5	21.6	10.3	15.4	0.0	0.0	2.0	0.0	8.5	3.7	5.6	18.0	
1970	22.5	17.5	19.2	15.0	9.4	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	5.7	28.4	
1971	22.8	30.5	9.8	14.6	1.4	1.3	0.0	2.3	0.0	2.7	31.8	22.6	
1972	27.6	24.3	24.8	6.7	2.3	0.0	0.0	0.0	9.4	18.3	11.4	21.7	
1973	25.2	21.3	14.3	6.9	6.9	0.0	3.4	6.4	17.4	4.1	11.4	19.0	
1974	45.3	32.6	20.9	7.6	0.0	1.1	0.0	17.2	10.6	4.9	6.6	11.8	
1975	20.8	30.0	12.6	8.1	8.2	3.1	0.0	3.2	6.2	23.2	10.8	24.8	
1976	28.7	24.9	19.4	19.3	8.2	0.0	14.7	10.5	17.1	11.5	5.0	15.6	
1977	25.9	24.4	24.4	2.8	2.8	0.0	0.0	0.0	9.6	15.4	22.6	20.9	
1978	30.3	20.2	15.3	17.9	0.0	0.0	12.5	1.2	6.6	8.4	21.4	17.2	
1979	45.3	20.4	22.3	8.6	0.0	1.2	5.9	1.7	3.8	6.7	18.6	18.1	
1980	23.6	15.3	24.4	6.2	0.0	0.0	2.5	7.3	6.5	17.8	2.3	25.7	
1981	25.7	29.1	18.6	24.1	1.9	0.0	0.0	14.4	16.6	5.5	4.7	29.8	
1982	23.7	18.7	20.6	16.0	S/R	0.0	0.0	3.1	18.9	21.3	17.1	5.9	
1983	29.2	20.1	7.8	7.9	0.0	1.6	0.0	2.3	10.8	13.4	15.8	25.9	
1984	30.9	29.7	30.3	18.9	11.4	11.4	0.0	14.5	1.8	11.5	37.7	23.2	
1985	35.4	21.5	31.7	36.5	14.7	6.5	0.0	0.0	16.5	5.0	21.6	44.6	
1986	20.0	42.2	26.6	23.3	7.3	0.2	0.0	5.1	3.4	1.8	14.8	34.2	
1987	29.3	15.8	18.6	7.5	0.0	0.0	23.7	5.4	8.6	8.6	18.5	9.3	
1988	16.2	8.1	20.1	23.0	5.4	2.5	0.0	0.0	3.6	24.3	15.0	20.3	
1989	53.5	13.7	22.5	20.4	3.5	5.3	2.4	5.4	2.2	0.0	11.5	8.2	
1990	18.3	5.7	24.5	2.6	9.6	14.4	0.0	13.4	9.4	24.9	26.4	16.8	
1991	19.8	24.8	19.2	4.2	1.5	20.0	0.0	0.6	7.3	12.3	13.0	19.5	
1992	20.6	23.7	16.8	24.5	0.0	3.9	14.5	11.3	0.0	10.7	10.8	15.3	
1993	27.4	21.0	19.8	10.2	14.1	1.2	0.0	11.3	13.5	29.2	25.5	39.9	
1994	44.1	32.0	40.5	19.5	11.5	1.5	1.2	0.0	5.5	3.5	29.9	24.9	
1995	33.8	38.5	28.1	9.3	0.0	0.0	0.0	0.0	8.4	3.4	22.4	38.7	
1996	41.8	22.5	0.0	23.7	13.7	0.0	0.0	25.0	3.2	2.5	15.1	15.1	
1997	24.3	25.0	49.5	8.8	0.0	0.0	0.0	8.5	21.1	13.3	36.5	9.8	
1998	33.8	27.6	27.8	7.6	0.0	6.2	0.0	0.0	0.0	12.6	10.6	8.6	
1999	23.2	22.6	23.6	24.2	13.8	0.0	0.0	11.3	2.8	18.5	1.1	20.6	
2000	33.1	35.6	24.7	4.5	3.3	0.9	0.0	2.9	5.5	25.0	5.8	20.4	
2001	51.6	42.3	28.3	20.5	10.6	0.0	3.5	2.5	1.8	6.6	20.2	14.4	
2002	9.0	19.2	22.0	14.2	13.1	3.2	19.2	8.3	5.0	13.0	16.4	20.2	
2003	14.8	21.7	22.4	8.2	6.2	0.0	0.0	3.1	18.1	1.7	16.2	25.6	
2004	20.7	28.8	24.6	7.3	0.0	1.8	7.3	28.8	2.5	0.0	7.0	11.4	
2005	26.4	54.8	19.5	13.4	0.0	0.0	0.0	0.0	7.5	13.8	22.3	34.3	
2006	33.6	36.7	9.0	7.8	5.2	3.4	0.0	7.8	18.9	6.8	18.4	16.4	
2007	27.2	23.2	25.6	12.1	2.2	0.0	0.0	S/R	12.3	35.6	13.5	16.6	
2008	22.5	14.8	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	2.3	21.9	9.8	20.1	
2009	12.6	29.4	16.4	22.2	0.0	0.0	4.8	0.0	4.5	9.0	18.9	17.5	
2010	19.0	25.7	6.6	14.1	15.5	0.0	0.0	2.6	1.8	15.0	3.0	20.6	
2011	17.6	33.8	18.5	12.6	2.3	0.0	4.0	0.0	2.3	4.3	10.4	15.4	
2012	18.4	29.7	26.3	15.3	0.5	0.8	0.0	3.1	7.5	5.9	9.9	23.0	
2013	24.0	22.4	17.3	2.7	7.5	4.3	1.7	5.4	0.5	4.6	28.8	25.4	
2014	20.1	15.4	14.6	12.8	0.4	0.0	2.3	11.4	10.1	10.4	15.4	9.8	

TABLA 3-10 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION LARAQUERI CON DATOS FALTANTES (S/R SIN REGISTRO)

3.2.5.4. Análisis de la Serie Histórica de datos Pluviométricos

Antes de realizar cualquier cálculo con la información hidrometeorológica, es imprescindible evaluar primero su calidad; es decir, la información debe reunir tres requisitos fundamentales:

- a) Que la información sea completa.
- b) Que la información sea consistente.
- c) Que la información se de extensión suficiente.

Si disponemos de información sobre la bondad de los datos, podremos valorar mejor las conclusiones de un estudio y por consiguiente posibilitar una toma de decisiones más consistente.

La homogeneidad y consistencia de las series históricas hidrometeorológicas, representa uno de los aspectos más importantes del estudio en la hidrología contemporánea, particularmente en lo relacionado a la conservación, desarrollo y control de recursos hídricos, ya que cuando no se identifica, no se elimina ni se ajustan a las condiciones futuras la inconsistencia y no homogeneidad en la muestra histórica, un error significativo puede introducirse en todos los análisis que se realicen, obteniendo resultados altamente sesgados.

3.2.5.5. Estimación de Datos Faltantes y Extensión de Registros

Frecuentemente se halla uno con que faltan datos en los registros de precipitaciones o caudales, esto se debe en algunos casos al ausentismo del operador y en otros a fallas instrumentales.

Se llama correlación a la operación o procedimiento por medio del cual se completan los datos faltantes. Para ello se utilizan los datos de estaciones índices que sí tienen los datos completos y que se seleccionan de modo que estén lo más cerca posible y sean de altitud parecida a la estación en estudio. Distancia y altitud son pues los factores principales para la selección de las estaciones índice.

A continuación se detallaran algunos métodos de investigación para el presente estudio:

1. Método de U.S. Weather Bureau.

Si los datos faltantes son lluvias diarias, se escogen tres estaciones índice A, B, C.

a) Si la precipitación anual media en cada estación índice (x_A , x_B , x_C) está dentro de un 10 % de la correspondiente a la estación incompleta (x), un promedio aritmético simple de las precipitaciones en las estaciones índice da una estimación adecuada.

$$X = \frac{P + P + P}{3}$$

b) Si la precipitación anual media en cualquiera de las estaciones índice difiere de aquella de la estación problema en más de un 10 %, se utiliza la fórmula:

$$P = \frac{1}{3} \left(\frac{\bar{x}}{\bar{x}_A} P + \frac{\bar{x}}{\bar{x}_B} P + \frac{\bar{x}}{\bar{x}_C} P \right)$$

Si los datos faltantes son precipitaciones anuales, se puede aplicar el método de los promedios o el método de la recta de regresión.

2. Método de los Promedios

Se escoge una estación índice (A) cuya precipitación anual media es \bar{x}_A ; si la estación problema es la estación X, se halla su correspondiente precipitación anual media \bar{x} y se establece la proporción:

$$\frac{X}{\bar{x}} = \frac{\bar{x}}{\bar{x}_A}$$

de donde se puede despejar X que es el dato faltante. Hay que tener cuidado de hallar los valores medios para el período común de registros.

3. Método de la recta de Regresión

Por razones de comodidad se va a designar con "Y" a la estación con datos incompletos y con "X" a la estación índice. Básicamente, el método consiste en:

1. Dibujar el diagrama de dispersión (puntos de coordenadas x, y).

2. Ajustar una recta a ese diagrama de dispersión.
3. Esta recta, llamada "línea de regresión", se usa para completar la información faltante en Y.

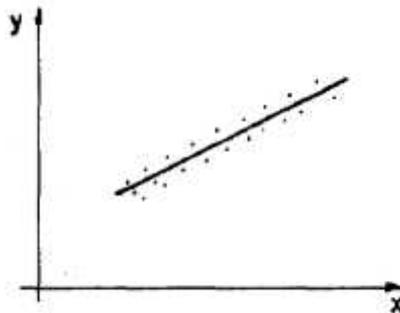


FIGURA 3-8 DIAGRAMA DE DISPERSIÓN
[HIDROLOGÍA WENDOR CHEREQUE MORÁN]

Esto mismo puede realizarse analíticamente. Cuando hay varias estaciones índice surge la interrogante de cuál de ellas utilizar. La respuesta la encontramos en la Estadística: de varias estaciones índice la mejor correlacionada con la estación incompleta es la de mejor coeficiente de correlación (r).

$$r = \frac{\sum(X - \bar{X})(Y - \bar{Y})}{(n - 1)S_x * S_y}$$

- n: número de pares de datos conocidos igual número de datos de Y.
- \bar{X} : Media aritmética de los datos de x que forman parejas con los de Y.
- \bar{Y} : Media aritmética de todos los datos de Y
- S_x : desviación estándar para todos los datos de X que forman parejas con los de Y.
- S_y : desviación estándar para todos los datos de Y.

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum(X - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad S_y = \sqrt{\frac{\sum(Y - \bar{Y})^2}{n - 1}}$$

Los valores de r varían de -1 a +1

- ❖ $r = 0$, significa que no existe ningún grado de asociación entre los valores de x y los valores de y (correlación nula).
- ❖ $r = 1$, significa que los puntos del diagrama de dispersión se alinean en una recta de pendiente positiva (correlación directa óptima).
- ❖ $r = -1$, significa que los puntos del diagrama de dispersión se alinean en una recta de pendiente negativa (correlación inversa óptima).

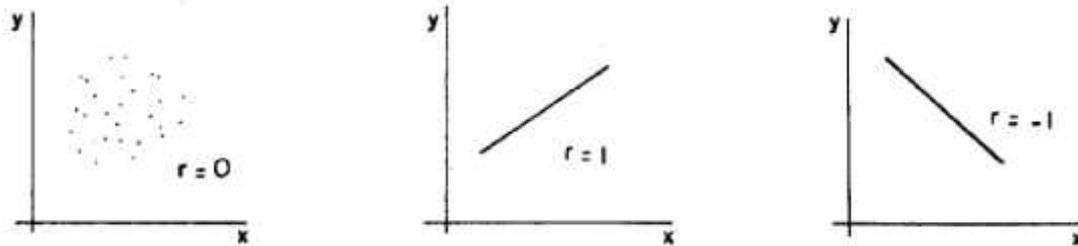


FIGURA 3-9 REPRESENTACIÓN DE TIPOS DE CORRELACIÓN
[HIDROLOGÍA WENDOR CHEREQUE MORÁN]

$$Y = a + bX$$

Donde:

x = variable independiente, variable conocida

y = variable dependiente, variable que se trata de predecir

a = intercepto, punto donde la línea de regresión cruza el eje y , es decir valor de y cuando $x = 0$

b = pendiente de la línea o coeficiente de regresión, es decir, es la cantidad de cambio de y asociada a un cambio unitario de x .

Los valores de los parámetros a y b , se calculan utilizando el método de mínimos cuadrados, obteniéndose las ecuaciones.

$$a = \frac{\sum y_i - b \sum x_i}{n}$$

$$b = \frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}}$$

En los cuadros y en los histogramas siguientes, se muestran los registros de precipitaciones máximas en 24 horas completos para cada estación considerada para el presente estudio se utilizó para completar datos (regresión lineal). (Ver anexo resultados)



SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI - PUNO												
DEPARTAMENTO: PUNO			PROVINCIA: PUNO			DISTRITO: PUNO			INFORMACION: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS			
ESTACION: CO. 120708			LAT: 15°49'39.5"			LONG: 70°00'43.5"			ALT. 3820			
PUNO												
AÑOS	ENER.	FEB.	MAR.	ABRIL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1964	27.1	39.7	20.4	24.0	7.7	0.0	0.0	3.7	8.4	5.0	15.8	12.8
1965	23.2	34.3	7.0	5.9	0.8	0.0	0.5	4.2	21.5	5.2	21.8	32.5
1966	13.4	19.6	49.5	8.3	15.6	0.0	0.5	0.0	0.4	10.7	17.0	7.4
1967	29.5	12.6	33.6	5.2	7.5	0.0	5.0	20.6	21.8	13.1	2.7	20.9
1968	28.0	12.8	18.8	14.0	5.7	8.9	3.7	2.0	12.4	27.6	13.5	14.5
1969	16.1	26.7	14.3	6.4	0.0	0.2	2.3	0.9	1.8	17.7	29.9	21.9
1970	24.5	10.4	30.3	7.0	3.8	0.0	0.0	0.9	3.7	8.2	9.0	13.4
1971	29.7	45.2	7.4	6.3	0.0	1.4	0.0	7.9	1.2	7.0	40.4	24.3
1972	25.4	36.8	36.0	15.5	0.0	5.5	0.0	0.0	13.9	9.2	26.1	29.1
1973	29.6	24.0	41.0	22.4	8.0	0.0	1.5	5.0	9.8	5.8	7.8	20.5
1974	40.2	39.0	16.1	11.3	0.1	2.5	0.2	9.7	9.0	4.9	16.0	11.2
1975	23.5	28.6	26.1	14.5	16.8	0.7	0.1	6.5	14.9	13.0	8.8	33.7
1976	26.6	30.2	33.4	15.2	5.0	0.2	0.8	4.8	11.2	8.6	5.1	31.3
1977	11.6	36.9	31.7	2.5	8.8	0.0	2.3	0.0	28.0	14.6	12.5	31.4
1978	34.5	30.1	26.1	7.1	0.4	0.0	3.2	0.2	10.2	22.4	18.1	24.6
1979	26.4	8.4	16.6	14.1	1.4	0.0	0.5	1.2	7.4	12.2	9.9	11.0
1980	18.2	15.4	25.0	13.4	0.9	0.1	2.2	8.5	15.6	16.8	12.2	13.4
1981	20.6	27.6	19.3	21.1	4.7	0.0	0.0	21.0	6.3	5.9	21.8	21.8
1982	51.8	22.4	19.8	20.5	2.5	3.8	1.9	0.0	16.0	23.5	19.5	7.0
1983	6.9	16.7	19.2	14.0	9.0	2.3	1.5	2.7	19.7	10.8	22.0	38.6
1984	31.4	39.1	24.9	11.5	7.5	3.8	3.7	15.8	0.0	71.6	16.7	26.9
1985	48.5	30.3	17.1	13.0	10.9	11.8	0.0	7.0	20.7	15.0	14.4	22.7
1986	21.5	38.7	27.1	14.3	0.1	0.0	5.1	3.3	10.5	1.7	3.5	15.9
1987	55.7	17.9	19.5	21.8	0.6	2.1	4.6	0.0	3.5	11.4	25.4	14.6
1988	30.6	20.2	22.0	23.7	13.9	0.0	0.3	0.0	7.9	17.9	31.4	20.2
1989	24.3	12.9	21.4	24.5	0.0	0.2	1.7	12.3	8.9	6.0	7.6	10.5
1990	23.6	6.1	16.0	12.6	6.5	20.4	0.0	6.3	7.2	20.6	13.6	13.2
1991	15.4	18.4	22.0	13.0	4.8	24.2	0.0	2.2	0.0	5.6	15.4	14.2
1992	9.4	16.6	9.9	24.0	0.0	0.5	2.3	35.8	0.0	7.2	9.5	12.2
1993	24.0	46.1	25.4	15.8	5.7	1.1	0.0	17.6	8.0	14.0	26.0	26.8
1994	26.3	27.3	24.2	15.6	29.9	0.4	0.0	0.0	9.7	17.9	15.2	9.1
1995	19.4	29.0	15.6	2.0	3.8	0.0	0.0	3.0	10.3	9.3	10.3	25.4
1996	36.9	18.7	16.8	20.4	0.0	0.0	2.9	4.4	0.8	8.6	18.6	15.2
1997	29.1	32.4	23.2	19.5	0.8	0.0	0.0	12.5	28.8	20.0	11.2	9.7
1998	42.9	25.7	24.1	7.1	0.0	4.9	0.0	4.3	4.5	14.7	11.7	21.3
1999	36.1	26.7	36.0	33.5	7.5	0.0	1.5	1.5	5.6	38.2	10.8	11.4
2000	19.0	31.6	13.5	22.2	0.4	1.4	3.1	8.0	6.2	31.4	6.6	14.9
2001	25.7	37.7	39.4	17.0	8.4	2.2	0.0	7.0	8.4	14.0	23.0	23.3
2002	36.1	33.7	22.8	18.7	12.0	9.6	12.8	18.4	4.2	18.2	11.0	29.0
2003	35.6	23.2	12.1	28.0	12.8	4.8	0.2	4.0	24.8	11.1	5.7	26.2
2004	27.8	24.7	30.4	7.8	5.4	0.0	3.6	25.9	12.0	2.1	14.6	15.6
2005	30.1	22.2	26.8	16.9	0.4	0.0	0.0	0.0	3.0	18.0	24.4	17.6
2006	40.9	11.9	28.7	13.0	0.9	0.0	0.0	0.6	11.0	9.4	15.8	28.3
2007	23.8	38.8	67.2	15.7	7.2	0.0	2.9	1.6	13.5	40.2	11.7	11.6
2008	38.5	18.0	27.0	2.7	6.2	1.4	0.2	0.8	1.3	34.6	9.5	16.6
2009	31.0	16.0	40.2	15.4	0.0	0.0	1.8	0.0	5.2	18.4	24.2	9.9
2010	23.6	78.2	12.4	7.2	10.6	0.0	0.0	7.1	1.5	8.6	5.2	21.0
2011	25.4	28.2	14.8	12.6	2.6	0.0	5.3	0.0	0.0	1.6	15.1	17.4
2012	15.1	26.9	23.4	16.8	0.9	0.4	0.0	2.4	3.1	10.4	15.4	19.4
2013	25.7	21.7	19.9	3.2	5.2	3.6	1.2	3.3	1.3	21.1	13.9	25.8
2014	27.2	24.4	9.8	11.0	0.4	0.0	0.2	10.8	22.0	13.2	18.8	16.6

TABLA 3-12 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION PUNO CON DATOS COMPLETADOS POR REGRESION LINEAL

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI - PUNO												
DEPARTAMENTO: PUNO		PROVINCIA: PUNO			DISTRITO: PICHACANI			INFORMACION: PRECIPITACION				
ESTACION: CO. 120889		LAT: 16°08'00.0"			LONG: 70°03'00.0"			MAXIMA EN 24 HORAS				
LARAQUERI												
AÑOS	ENER.	FEB.	MAR.	ABRL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1964	42.5	39.9	35.5	18.9	11.2	0.0	0.0	0.7	40.3	20.8	11.6	5.7
1965	10.0	13.0	10.7	10.8	2.3	2.0	4.6	5.7	9.7	19.6	7.2	39.6
1966	14.0	30.7	14.0	15.4	16.4	0.0	0.0	0.0	3.2	12.3	37.0	16.0
1967	22.4	28.5	26.4	12.6	6.4	0.0	8.4	6.4	7.8	14.7	0.0	30.3
1968	19.3	18.3	13.8	17.6	8.4	8.6	2.3	1.4	5.0	12.6	27.2	15.0
1969	21.5	21.6	10.3	15.4	0.0	0.0	2.0	0.0	8.5	3.7	5.6	18.0
1970	22.5	17.5	19.2	15.0	9.4	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	5.7	28.4
1971	22.8	30.5	9.8	14.6	1.4	1.3	0.0	2.3	0.0	2.7	31.8	22.6
1972	27.6	24.3	24.8	6.7	2.3	0.0	0.0	0.0	9.4	18.3	11.4	21.7
1973	25.2	21.3	14.3	6.9	6.9	0.0	3.4	6.4	17.4	4.1	11.4	19.0
1974	45.3	32.6	20.9	7.6	0.0	1.1	0.0	17.2	10.6	4.9	6.6	11.8
1975	20.8	30.0	12.6	8.1	8.2	3.1	0.0	3.2	6.2	23.2	10.8	24.8
1976	28.7	24.9	19.4	19.3	8.2	0.0	14.7	10.5	17.1	11.5	5.0	15.6
1977	25.9	24.4	24.4	2.8	2.8	0.0	0.0	0.0	9.6	15.4	22.6	20.9
1978	30.3	20.2	15.3	17.9	0.0	0.0	12.5	1.2	6.6	8.4	21.4	17.2
1979	45.3	20.4	22.3	8.6	0.0	1.2	5.9	1.7	3.8	6.7	18.6	18.1
1980	23.6	15.3	24.4	6.2	0.0	0.0	2.5	7.3	6.5	17.8	2.3	25.7
1981	25.7	29.1	18.6	24.1	1.9	0.0	0.0	14.4	16.6	5.5	4.7	29.8
1982	23.7	18.7	20.6	16.0	0.9	0.0	0.0	3.1	18.9	21.3	17.1	5.9
1983	29.2	20.1	7.8	7.9	0.0	1.6	0.0	2.3	10.8	13.4	15.8	25.9
1984	30.9	29.7	30.3	18.9	11.4	11.4	0.0	14.5	1.8	11.5	37.7	23.2
1985	35.4	21.5	31.7	36.5	14.7	6.5	0.0	0.0	16.5	5.0	21.6	44.6
1986	20.0	42.2	26.6	23.3	7.3	0.2	0.0	5.1	3.4	1.8	14.8	34.2
1987	29.3	15.8	18.6	7.5	0.0	0.0	23.7	5.4	8.6	8.6	18.5	9.3
1988	16.2	8.1	20.1	23.0	5.4	2.5	0.0	0.0	3.6	24.3	15.0	20.3
1989	53.5	13.7	22.5	20.4	3.5	5.3	2.4	5.4	2.2	0.0	11.5	8.2
1990	18.3	5.7	24.5	2.6	9.6	14.4	0.0	13.4	9.4	24.9	26.4	16.8
1991	19.8	24.8	19.2	4.2	1.5	20.0	0.0	0.6	7.3	12.3	13.0	19.5
1992	20.6	23.7	16.8	24.5	0.0	3.9	14.5	11.3	0.0	10.7	10.8	15.3
1993	27.4	21.0	19.8	10.2	14.1	1.2	0.0	11.3	13.5	29.2	25.5	39.9
1994	44.1	32.0	40.5	19.5	11.5	1.5	1.2	0.0	5.5	3.5	29.9	24.9
1995	33.8	38.5	28.1	9.3	0.0	0.0	0.0	0.0	8.4	3.4	22.4	38.7
1996	41.8	22.5	0.0	23.7	13.7	0.0	0.0	25.0	3.2	2.5	15.1	15.1
1997	24.3	25.0	49.5	8.8	0.0	0.0	0.0	8.5	21.1	13.3	36.5	9.8
1998	33.8	27.6	27.8	7.6	0.0	6.2	0.0	0.0	0.0	12.6	10.6	8.6
1999	23.2	22.6	23.6	24.2	13.8	0.0	0.0	11.3	2.8	18.5	1.1	20.6
2000	33.1	35.6	24.7	4.5	3.3	0.9	0.0	2.9	5.5	25.0	5.8	20.4
2001	51.6	42.3	28.3	20.5	10.6	0.0	3.5	2.5	1.8	6.6	20.2	14.4
2002	9.0	19.2	22.0	14.2	13.1	3.2	19.2	8.3	5.0	13.0	16.4	20.2
2003	14.8	21.7	22.4	8.2	6.2	0.0	0.0	3.1	18.1	1.7	16.2	25.6
2004	20.7	28.8	24.6	7.3	0.0	1.8	7.3	28.8	2.5	0.0	7.0	11.4
2005	26.4	54.8	19.5	13.4	0.0	0.0	0.0	0.0	7.5	13.8	22.3	34.3
2006	33.6	36.7	9.0	7.8	5.2	3.4	0.0	7.8	18.9	6.8	18.4	16.4
2007	27.2	23.2	25.6	12.1	2.2	0.0	0.0	8.4	12.3	35.6	13.5	16.6
2008	22.5	14.8	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	2.3	21.9	9.8	20.1
2009	12.6	29.4	16.4	22.2	0.0	0.0	4.8	0.0	4.5	9.0	18.9	17.5
2010	19.0	25.7	6.6	14.1	15.5	0.0	0.0	2.6	1.8	15.0	3.0	20.6
2011	17.6	33.8	18.5	12.6	2.3	0.0	4.0	0.0	2.3	4.3	10.4	15.4
2012	18.4	29.7	26.3	15.3	0.5	0.8	0.0	3.1	7.5	5.9	9.9	23.0
2013	24.0	22.4	17.3	2.7	7.5	4.3	1.7	5.4	0.5	4.6	28.8	25.4
2014	20.1	15.4	14.6	12.8	0.4	0.0	2.3	11.4	10.1	10.4	15.4	9.8

TABLA 3-13 REGISTRO DE PRECIPITACION ESTACION LARAQUERI CON DATOS COMPLETADOS POR REGRESION LINEAL

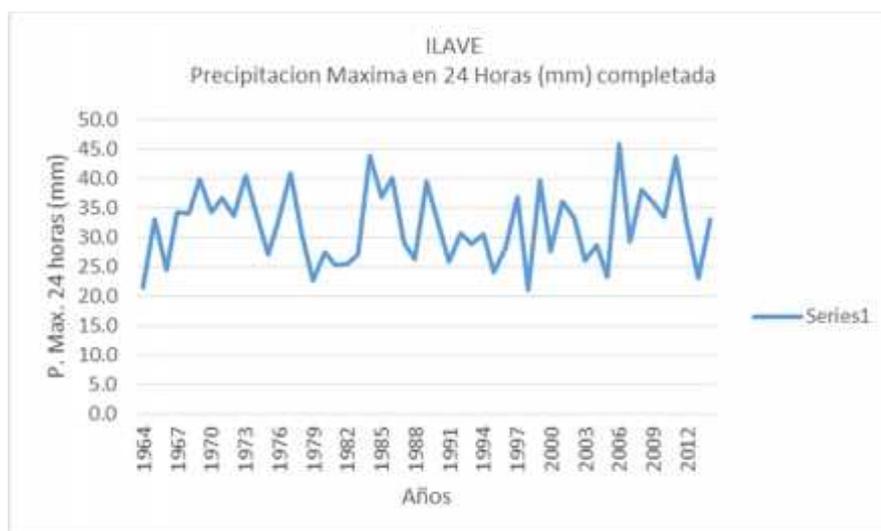


FIGURA 3-10 GRAFICO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS 24 HORAS ESTACION ILAVE



FIGURA 3-11 GRAFICO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS 24 HORAS ESTACION PUNO

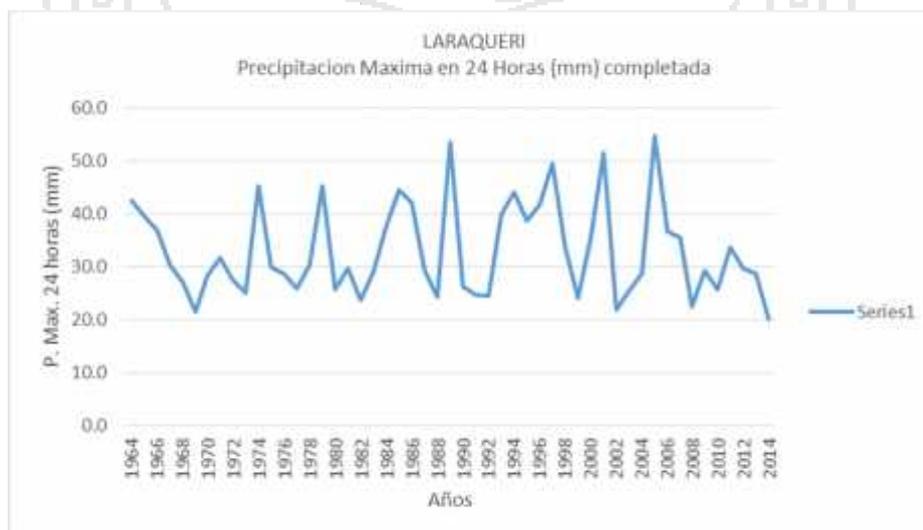


FIGURA 3-12 GRAFICO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS 24 HORAS ESTACION LARAQUERI

3.2.5.6. Análisis de Consistencia

Cualquier cambio en la ubicación como en la exposición de un pluviómetro puede conllevar un cambio relativo en la cantidad de lluvia captada por el pluviómetro. El registro completo publicado representará condiciones inexistentes. Un registro de este tipo se dice que es inconsistente.

Una forma de detectar las inconsistencias es mediante las curvas doble másicas. Una curva doble másica se construye llevando en ordenadas los valores acumulados de la estación en estudio y en abscisas los valores acumulados de un patrón, que consiste en el promedio de varias estaciones índice.

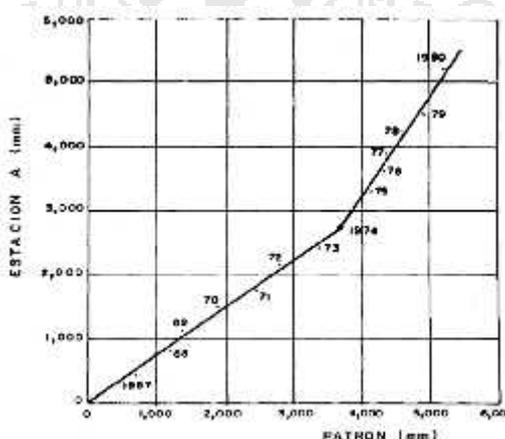


FIGURA 3-13 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA ESTACIÓN PATRÓN VS OTRA ESTACIÓN.
[HIDROLOGÍA CHEREQUE MORÁN]

En la figura se observa un quiebre el año 1974. Si se supone que las estaciones que componen el patrón son confiables éste será consistente y por lo tanto el quiebre debe atribuirse a una inconsistencia de la estación en estudio, A.

Es necesario ajustar los valores del período más lejano (1967-1973) para reducirlos a las condiciones de ubicación, exposición, etc. imperantes en el período más reciente (1974-1980), el ajuste o corrección se realiza multiplicando cada precipitación del período 1967 a 1973 por la razón de las pendientes m_2/m_1 :

$$P = \frac{m_2}{m_1} * P$$

P → precipitación observada.

P_c → precipitación corregida.

m_2 → pendiente del período más reciente.

m_1 → pendiente del período cuando se observó p .

La ecuación mostrada, corrige la precipitación registrada de manera que la curva doble másica se convierte en una sola recta.

Al trazar la curva doble másica no se consideran los quiebres que no persisten por más de 5 años, ya que se considera que los quiebres cortos se deben principalmente a la variabilidad inherente a los datos hidrológicos.

A veces un cambio pequeño en la ubicación del pluviómetro, de sólo unos cuantos metros, puede afectar su exposición y provocar inconsistencias en el registro. Además, aunque el pluviómetro no cambie de ubicación su exposición puede verse afectada por el crecimiento de vegetación cercana, o por la construcción de edificios en los alrededores.

No se recomienda usar curvas doble másicas en regiones montañosas, porque las diferencias en los registros de estaciones cercanas pueden deberse a eventos meteorológicos diferentes.

La inconsistencia es sinónimo de error sistemático y se presenta como saltos y tendencias, los errores sistemáticos son los de mayor preocupación, los datos pueden ser incrementados o reducidos sistemáticamente, con lo que los resultados finales se desvían, pudiendo producirse grandes errores en los estudios de utilización y regulación que se realicen a partir de dichos datos. Los errores sistemáticos pueden ser a la vez naturales y artificiales u ocasionales por la mano del hombre.

El procedimiento consta de tres fases: análisis gráfico, análisis de doble masa y análisis estadístico.

a. Análisis Gráfico

Este análisis se realiza en forma visual, graficándose los datos de precipitación y tiempo en meses o años o utilizando la curva de doble masa, con la finalidad de detectar posibles saltos y/o tendencias y determinar el periodo en el cual la información es dudosa o aparentemente confiable, considerándose como información dudosa o de poco valor para el estudio, aquella que muestra en forma evidente valores constantes en periodos en los cuales físicamente no es posible, debido a la característica aleatoria de los datos y cuando no hay compatibilidad, con la información obtenida en el campo.

b. Curva de Doble Masa

El Análisis mediante la curva de doble masa, es una herramienta muy conocida y utilizada en la detección de inconsistencias en los datos hidrológicos, cuando se disponen de dos o más series de datos, en lo que respecta a errores que pueden haberse producido durante la obtención de los mismos, pero no para realizar una corrección a partir de la curva de doble masa.

La curva de doble masa, verifica la consistencia del registro de una estación, comparando la precipitación anual acumulada con los correspondientes valores, también acumulados, de la precipitación anual promedio de un grupo de estaciones localizadas en los alrededores.

Una de las formas de realizar el análisis de doble masa consiste en lo siguiente:

Se toma la estación más confiable de todas las estaciones disponibles, la misma que va a servir para comparar con los demás registros. Esto es posible siempre y cuando la información de campo y los hidrogramas proporcionen la información necesaria para tomar tal decisión.

En caso de no realizarse el primer paso, plotear en el eje de las abscisas el promedio anual acumulado de la información de todas las estaciones de la cuenca y en el eje de las ordenadas la información anual acumulada de cada una de las estaciones del análisis.

En las rectas de doble masa obtenidas en el paso anterior, seleccionar la que presente mayor regularidad, vale decir menor número de puntos de quiebre, como la más confiable.

Luego, la estación seleccionada como la más confiable se plotea en el eje de las abscisas y en las ordenadas cada una de las demás estaciones, obteniéndose así tantas rectas como número de series se tengan menos una, tal como se muestra en los siguientes gráficos.



Año	Precipitación total anual			Precipitación Total acumulada			Estacion Promedio	
	ILAVE	PUNO	LARAQURI	ILAVE	PUNO	LARAQURI	Promedio	Acumulado
1964	118.5	164.6	227.1	118.5	164.6	227.1	170.1	170.1
1965	158.0	156.9	135.2	276.5	321.5	384.0	150.0	320.1
1966	108.9	142.4	159.0	385.4	463.9	526.4	136.8	456.9
1967	130.2	172.5	163.9	515.6	636.4	698.9	155.5	612.4
1968	173.1	161.9	149.5	688.7	798.3	860.8	161.5	773.9
1969	186.8	138.2	106.6	875.5	936.5	999.0	143.9	917.8
1970	186.1	111.2	123.7	1061.6	1047.7	1110.2	140.3	1058.1
1971	155.1	170.8	139.8	1216.7	1218.5	1281.0	155.2	1213.3
1972	139.2	197.5	146.5	1355.9	1416.0	1478.5	161.1	1374.4
1973	173.2	175.4	136.3	1529.1	1591.4	1653.9	161.6	1536.0
1974	145.0	160.2	158.6	1674.1	1751.6	1814.1	154.6	1690.6
1975	181.0	187.2	151.0	1855.1	1938.8	2001.3	173.1	1863.7
1976	179.0	172.4	174.9	2034.1	2111.2	2173.7	175.4	2039.1
1977	185.8	180.3	148.8	2219.9	2291.5	2354.0	171.6	2210.8
1978	153.3	176.9	151.0	2373.2	2468.4	2530.9	160.4	2371.2
1979	138.1	109.1	152.6	2511.3	2577.5	2640.0	133.3	2504.4
1980	150.8	141.7	131.6	2662.1	2719.2	2781.7	141.4	2645.8
1981	152.2	170.1	170.4	2814.3	2889.3	2951.8	164.2	2810.0
1982	166.3	188.7	146.2	2980.6	3078.0	3140.5	167.1	2977.1
1983	174.3	163.4	134.8	3154.9	3241.4	3303.9	157.5	3134.6
1984	180.9	252.9	221.3	3335.8	3494.3	3556.8	218.4	3353.0
1985	229.2	211.4	234.0	3565.0	3705.7	3768.2	224.9	3577.8
1986	161.7	141.7	178.9	3726.7	3847.4	3909.9	160.8	3738.6
1987	169.3	177.1	145.3	3896.0	4024.5	4087.0	163.9	3902.5
1988	123.7	188.1	138.5	4019.7	4212.6	4275.1	150.1	4052.6
1989	185.9	130.3	148.6	4205.6	4342.9	4405.4	154.9	4207.5
1990	195.0	146.1	166.0	4400.6	4489.0	4551.5	169.0	4376.6
1991	174.9	135.2	142.2	4575.5	4624.2	4686.7	150.8	4527.3
1992	148.9	127.4	152.1	4724.4	4751.6	4814.1	142.8	4670.1
1993	165.6	210.5	213.1	4890.0	4962.1	5024.6	196.4	4866.5
1994	139.9	175.6	214.1	5029.9	5137.7	5200.2	176.5	5043.1
1995	120.0	128.1	182.6	5149.9	5265.8	5328.3	143.6	5186.6
1996	135.2	143.3	162.6	5285.1	5409.1	5471.6	147.0	5333.7
1997	193.0	187.2	196.8	5478.1	5596.3	5658.8	192.3	5526.0
1998	118.7	161.2	134.8	5596.8	5757.5	5820.0	138.2	5664.2
1999	187.2	208.8	161.7	5784.0	5966.3	6028.8	185.9	5850.1
2000	141.6	158.3	161.7	5925.6	6124.6	6187.1	153.9	6004.0
2001	200.5	206.1	202.3	6126.1	6330.7	6393.2	203.0	6207.0
2002	212.4	226.5	162.8	6338.5	6557.2	6619.7	200.6	6407.5
2003	128.9	188.5	138.0	6467.4	6745.7	6808.2	151.8	6559.3
2004	144.9	169.9	140.2	6612.3	6915.6	6978.1	151.7	6711.0
2005	134.2	159.4	192.0	6746.5	7075.0	7137.5	161.9	6872.9
2006	190.3	160.5	164.0	6936.8	7235.5	7298.0	171.6	7044.5
2007	166.8	234.2	176.7	7103.6	7469.7	7532.2	192.6	7237.0
2008	124.7	156.8	110.4	7228.3	7626.5	7689.0	130.6	7367.7
2009	190.0	162.1	135.3	7418.3	7788.6	7851.1	162.5	7530.1
2010	165.8	175.4	123.9	7584.1	7964.0	8026.5	155.0	7685.2
2011	134.5	123.0	121.1	7718.7	8087.0	8149.5	126.2	7811.4
2012	146.3	134.2	140.3	7865.0	8221.2	8283.7	140.3	7951.6
2013	118.2	145.9	144.5	7983.2	8367.1	8429.6	136.2	8087.8
2014	142.6	154.4	122.7	8125.7	8521.5	8584.0	139.9	8227.7

TABLA 3-14 DE PRECIPITACIONES DE PROMEDIO Y ACUMULADO DE LAS TRES ESTACIONES EN ESTUDIO PARA HALLAR DOBLE MASA

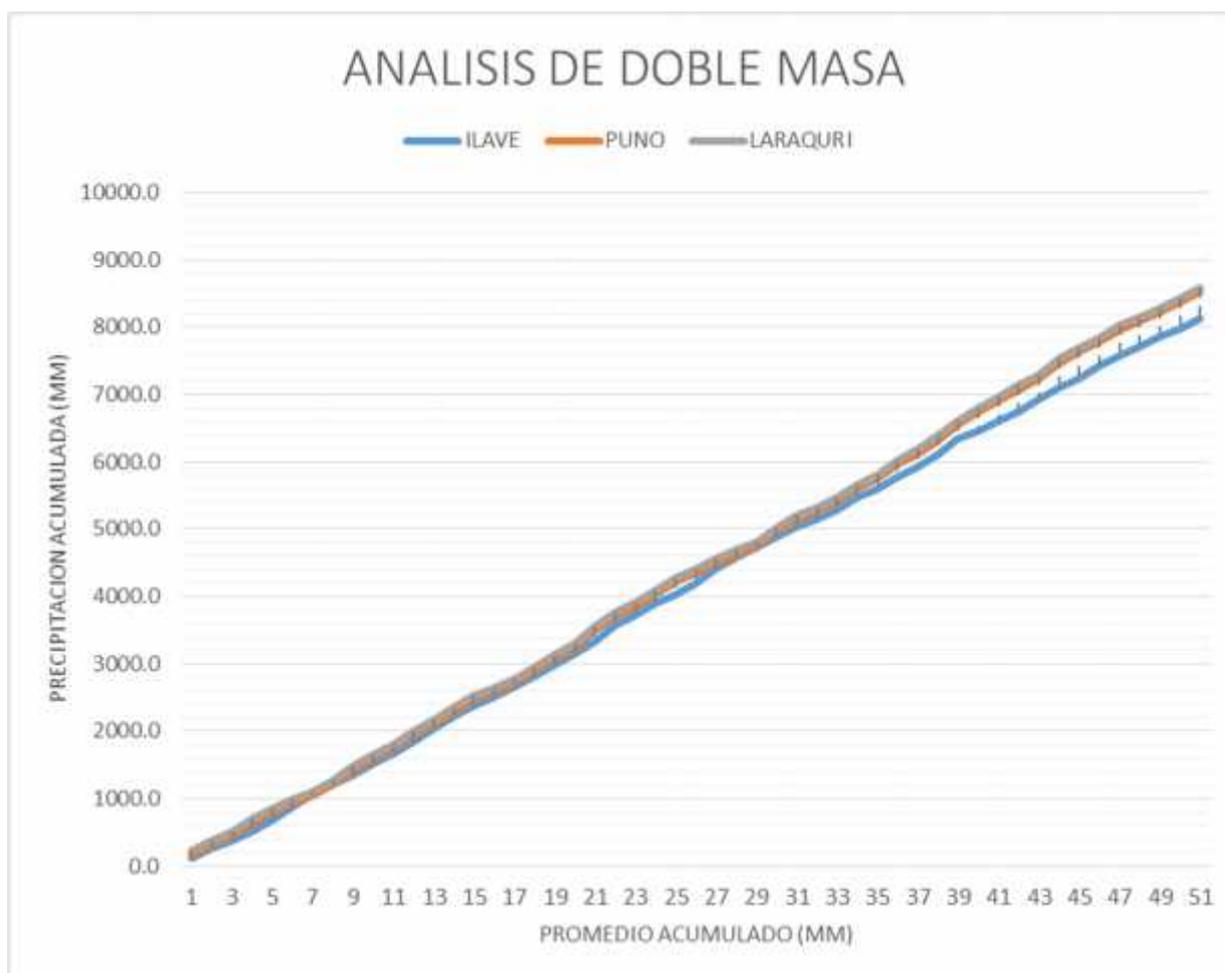


TABLA 3-15 GRAFICO DE ANALISIS DE DOBLE MASA NOS INDICA QUE LOS DATOS NO NECESITAN CORRECCION (POR SUS LINEAS SIMILARES)

c. Análisis Estadístico

El análisis gráfico y el análisis de doble masa permiten básicamente, obtener la separación de los periodos con información confiable de aquellos que presentan información dudosa, según la magnitud de los quiebres en los gráficos respectivos.

La evaluación rigurosa, se realiza con el análisis estadístico, el cual es un proceso de inferencia para la media y la desviación estándar de los diferentes periodos de información, mediante las pruebas "T" de Student y "F" de Fisher respectivamente y de esta manera determinar si la muestra es homogénea. Con dichas pruebas se establece si existe diferencia estadística a un determinado nivel de significación entre las medias y la desviación estándar entre dos periodos de información considerados.

Una serie de datos es llamada homogénea si es una muestra de una única población. Si la serie no es homogénea se le deben hacer ajustes o correcciones. La no homogeneidad en los datos de precipitación es creada por tres fuentes principales:

Movimiento de las estaciones en una distancia horizontal.

Movimiento en una distancia vertical.

Cambios en el medio ambiente de una estación como árboles, construcción de casas, embalses, deforestación y reforestación en la zona, entre otros.

La evaluación y cuantificación de los errores detectados en la forma de saltos, se realiza mediante el análisis estadístico, tanto de la media como de la desviación estándar.

d. Prueba de consistencia en la media (x), con el estadístico "t" de Student

Mediante la prueba estadística "T" de Student, se analiza si los valores promedios son estadísticamente indistinguibles, vale decir, probar que ambos valores provienen de la misma población.

La prueba requiere identificar previamente de un histograma de precipitación, dos periodos que se sospeche sean no homogéneos. Si denominamos la longitud del primer periodo como (n1) y la del segundo periodo como (n2), teniendo cada uno de ellos a X1 y X2 como valores medios respectivamente, se tiene:

X1, X2: Media de los periodos 1 y 2, respectivamente.

S1(x), S2(x): Desviación estándar de los periodos 1 y 2.

n1, n2: Longitud de los periodos 1 y 2, respectivamente.

n: Tamaño de la muestra (n = n1+ n2)

Calculo del "T" calculado (Tc)

$$T_c = \frac{|\bar{x}_1 - \bar{x}_2|}{\sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}} \sqrt{\frac{f_{n_1} Z_1^2 S_1^2 + f_{n_2} Z_2^2 S_2^2}{n_1 + n_2}}}$$

Calculo del “T” tabulado (Tt)

El valor absoluto de T calculado (Tc) se compara con el T tabular (Tt), con (n1+n2-2) grados de libertad y con 5% de nivel de significancia.

Si y sólo si, el valor absoluto de Tc es mayor que el Tt; se concluye que la diferencia entre las medias evidencian la falta de homogeneidad, con nivel de significancia a = 0,05 y con grados de libertad g.l. = n1+n2-2.

Comparación del Tc con Tt

Si $|Tc| \leq Tt(95\%) \quad X_1 \times X_2$ (Estadísticamente), No necesita realizar corrección en los datos.

Si $|Tc| > Tt(95\%) \quad X_1 \neq X_2$ (Estadísticamente), se debe corregir los datos del periodo dudoso.

e. Prueba de consistencia en la desviación estándar con el estadístico “f” de Fisher

El análisis consiste en probar, mediante la prueba “F”, si los valores de la desviación estándar de las sub muestras son estadísticamente iguales o diferentes con un 5% de nivel de significancia (a=0.05).

Hipótesis planteada Hp: $S_1^2(x) \times S_2^2(x)$

Hipótesis alternante Ha: $S_1^2(x) \neq S_2^2(x)$

$S_1^2(x), S_2^2(x)$: Varianza de los periodos 1 y 2 respectivamente.

Cálculo de F calculado (Fc)

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

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

Calculo de F tabulado (Ft)

El valor crítico de F se obtiene en las tablas F de Fisher para una probabilidad al 95%. Con un nivel de significancia a= 0.05 y para grados de libertad según:

$$\text{g.l.N} = n_1 - 1, \text{ g.l.D} = n_2 - 1, \text{ si } S_1^2(x) \Psi S_2^2(x)$$

$$\text{g.l.N} = n_2 - 1, \text{ g.l.D} = n_1 - 1, \text{ si } S_2^2(x) \Psi S_1^2(x)$$

Comparación del Fc con Ft

$S_i | Fc | \Phi Ft(95\%) \quad S_1(x) \times S_2(x)$ (estadísticamente), no necesita realizar corrección en los datos.

$S_i | Fc | \Psi Ft(95\%) \quad S_1(x) | S_2(x)$ (estadísticamente), se debe corregir los datos del periodo dudoso.

3.2.5.7. Corrección de Datos

En los casos en que los parámetros media y desviación estándar de las submuestras de las series de tiempo resultan estadísticamente iguales, la información original no se corrige por ser consistente con 95% de probabilidad, aun cuando en las curvas de doble masa se observe pequeños quiebres; en caso contrario, se corrigen los valores de las submuestras mediante las siguientes ecuaciones:

$$X'_{(t)} = X_{(t)} \frac{x_t \cdot Z_{\bar{x}n_1}}{S_{n_1(x)}} \cdot S_{n_2(x)} \cdot \Gamma_{\bar{x}n_2}$$

$$X'_{(t)} = X_{(t)} \frac{x_t \cdot Z_{\bar{x}n_2}}{S_{n_2(x)}} \cdot S_{n_1(x)} \cdot \Gamma_{\bar{x}n_1}$$

Donde:

$X'(t)$ = Valor corregido de datos

X_t = Valor a ser corregido

La ecuación N° 1 se utiliza cuando se deben corregir los valores de las submuestras de tamaño n_1 y la ecuación N° 2 cuando se deben corregir las submuestras de tamaño n_2 .

Para el estudio, se ha utilizado los diagramas de doble masa, donde se han separado los periodos dudosos aparentemente confiables y los periodos homogéneos. Con estos periodos se ha realizado el análisis estadístico para verificar la igualdad de las medias y desviación estándar.

En los siguientes gráficos se muestran los quiebres que pueden ser significativos para su posterior análisis estadístico:

ANALISIS DE CONSISTENCIA - ESTADISTICO					
ANALISIS DE SALTOS					
PARA LA PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS					
Estacion Ilave					
Consistencia de la Media					
Periodo de Nalisis	N° de Datos	Media	Desviacion estandar		
N1	1964-1989	25	161.8	26.3	
N2	1989-2014	25	156.8	29.0	
Tc	G.L.	Tt	Analisis	Prueba significativa	
0.28	18	1.73	Tc < Tt	No realizar proceso de correccion	
de la Desviacion Estandar					
Fc	G.L.N	G.L.D	Ft	Analisis	Prueba significativa
0.29	9	9	3.14	Fc < Ft	No realizar proceso de correccion

TABLA 3-16 ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION ILAVE NO REALIZAR CORRECCION

ANALISIS DE CONSISTENCIA - ESTADISTICO					
ANALISIS DE SALTOS					
PARA LA PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS					
Estacion Puno					
Consistencia de la Media					
Periodo de Nalisis	N° de Datos	Media	Desviacion estandar		
N1	1964-1989	25	167.0	30.2	
N2	1989-2014	25	167.1	31.2	
Tc	G.L.	Tt	Analisis	Prueba significativa	
0.52	18	1.725	Tc < Tt	No realizar proceso de correccion	
de la Desviacion Estandar					
Fc	G.L.N	G.L.D	Ft	Analisis	Prueba significativa
1.86	9	9	3.14	Fc < Ft	No realizar proceso de correccion

TABLA 3-17 ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION PUNO NO REALIZAR CORRECCION

ANALISIS DE CONSISTENCIA - ESTADISTICO					
ANALISIS DE SALTOS					
PARA LA PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS					
Estacion Laraqueri					
Consistencia de la Media					
Periodo de Nalisis	N° de Datos	Media	Desviacion estandar		
N1	1964-1989	25	156.7	30.3	
N2	1989-2014	25	158.5	29.2	
Consistencia de la Desviacion Estandar					
Tc	G.L.	Tt	Analisis	Prueba significativa	
0.26	18	1.73	Tc < Tt	No realizar proceso de correccion	
Fc	G.L.N	G.L.D	Ft	Analisis	Prueba significativa
0.88	9	9	3.14	Fc < Ft	No realizar proceso de correccion

TABLA 3-18 ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION PUNO NO REALIZAR CORRECCION

3.2.5.8. Precipitación media en la Cuenca

A partir de las lluvias medidas e los pluviómetros es posible calcular la precipitación media en la cuenca. Singularmente útil resulta la precipitación media anual, o módulo pluviométrico anual, en la cuenca.

Los pluviómetros deben ubicarse estratégicamente y en número suficiente para que la información resulte de buena calidad. El problema entonces se refiere al cálculo de la lámina o altura de agua que cae en promedio durante 1 año en una cuenca. Existen para ello varios métodos disponibles, de los cuales los más usados son los tres que se describen a continuación:

3.2.5.8.1. Promedio aritmético.

Si P1, P2,..., Pn son las precipitaciones anuales observadas en diferentes puntos de la cuenca, entonces la precipitación anual media en la cuenca es:

$$P = \frac{P1 + P2 + \dots + Pn}{n}$$

Los resultados que se obtienen son buenos solo si en número de pluviómetros es grande.

Año	PRECIPITACION MAXIMA 24 h			P. prom
	ILAVE	PUNO	LARAQURI	
1964	21.5	39.7	42.5	34.6
1965	33.0	34.3	39.6	35.6
1966	24.5	49.5	37.0	37.0
1967	34.2	33.6	30.3	32.7
1968	34.0	28.0	27.2	29.7
1969	39.9	29.9	21.6	30.5
1970	34.2	30.3	28.4	31.0
1971	36.8	45.2	31.8	37.9
1972	33.6	36.8	27.6	32.7
1973	40.5	41.0	25.2	35.6
1974	34.0	40.2	45.3	39.8
1975	27.0	33.7	30.0	30.2
1976	33.0	33.4	28.7	31.7
1977	41.0	36.9	25.9	34.6
1978	30.1	34.5	30.3	31.6
1979	22.6	26.4	45.3	31.4
1980	27.5	25.0	25.7	26.1
1981	25.3	27.6	29.8	27.6
1982	25.5	51.8	23.7	33.7
1983	27.0	38.6	29.2	31.6
1984	44.0	71.6	37.7	51.1
1985	37.0	48.5	44.6	43.4
1986	40.2	38.7	42.2	40.4
1987	29.0	55.7	29.3	38.0
1988	26.2	31.4	24.3	27.3
1989	39.5	24.5	53.5	39.2
1990	32.2	23.6	26.4	27.4
1991	25.8	24.2	24.8	24.9
1992	30.7	35.8	24.5	30.3
1993	28.8	46.1	39.9	38.3
1994	30.4	29.9	44.1	34.8
1995	24.0	29.0	38.7	30.6
1996	28.2	36.9	41.8	35.6
1997	36.9	32.4	49.5	39.6
1998	21.0	42.9	33.8	32.6
1999	39.7	38.2	24.2	34.0
2000	27.6	31.6	35.6	31.6
2001	36.2	39.4	51.6	42.4
2002	33.2	36.1	22.0	30.4
2003	26.1	35.6	25.6	29.1
2004	28.7	30.4	28.8	29.3
2005	23.2	30.1	54.8	36.0
2006	46.0	40.9	36.7	41.2
2007	29.3	67.2	35.6	44.0
2008	38.1	38.5	22.5	33.0
2009	36.0	40.2	29.4	35.2
2010	33.4	78.2	25.7	45.8
2011	43.7	28.2	33.8	35.2
2012	32.5	26.9	29.7	29.7
2013	23.0	25.8	28.8	25.9
2014	33.0	27.2	20.1	26.8

TABLA 3-19 PRECIPITACION PROMEDIO METODO ARITMETICO

3.2.5.8.2. Polígonos Thiessen

El método consiste en:

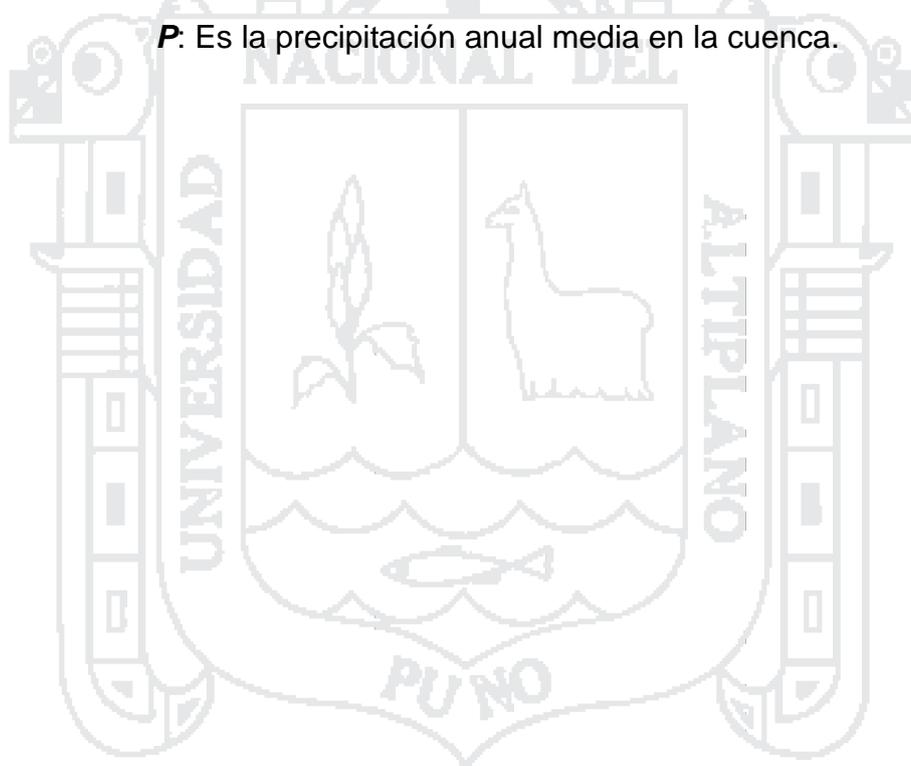
- a) Unir las estaciones formando triángulos.
- b) Trazar las mediatrices de los lados de los triángulos formando polígonos.

Cada polígono es el área de influencia de una estación.

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

$$P = \frac{P_1 a_1 + P_2 a_2 + \dots + P_n a_n}{a_1 + a_2 + \dots + a_n}$$

P: Es la precipitación anual media en la cuenca.



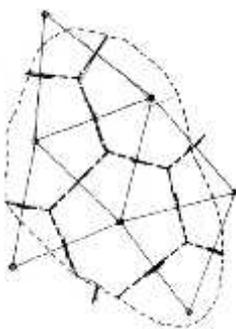


FIGURA 3-14 TRIANGULACIÓN DE ESTACIONES Y FORMACIÓN DE POLÍGONOS [HIDROLOGÍA WENDOR CHEREQUE MORÁN]

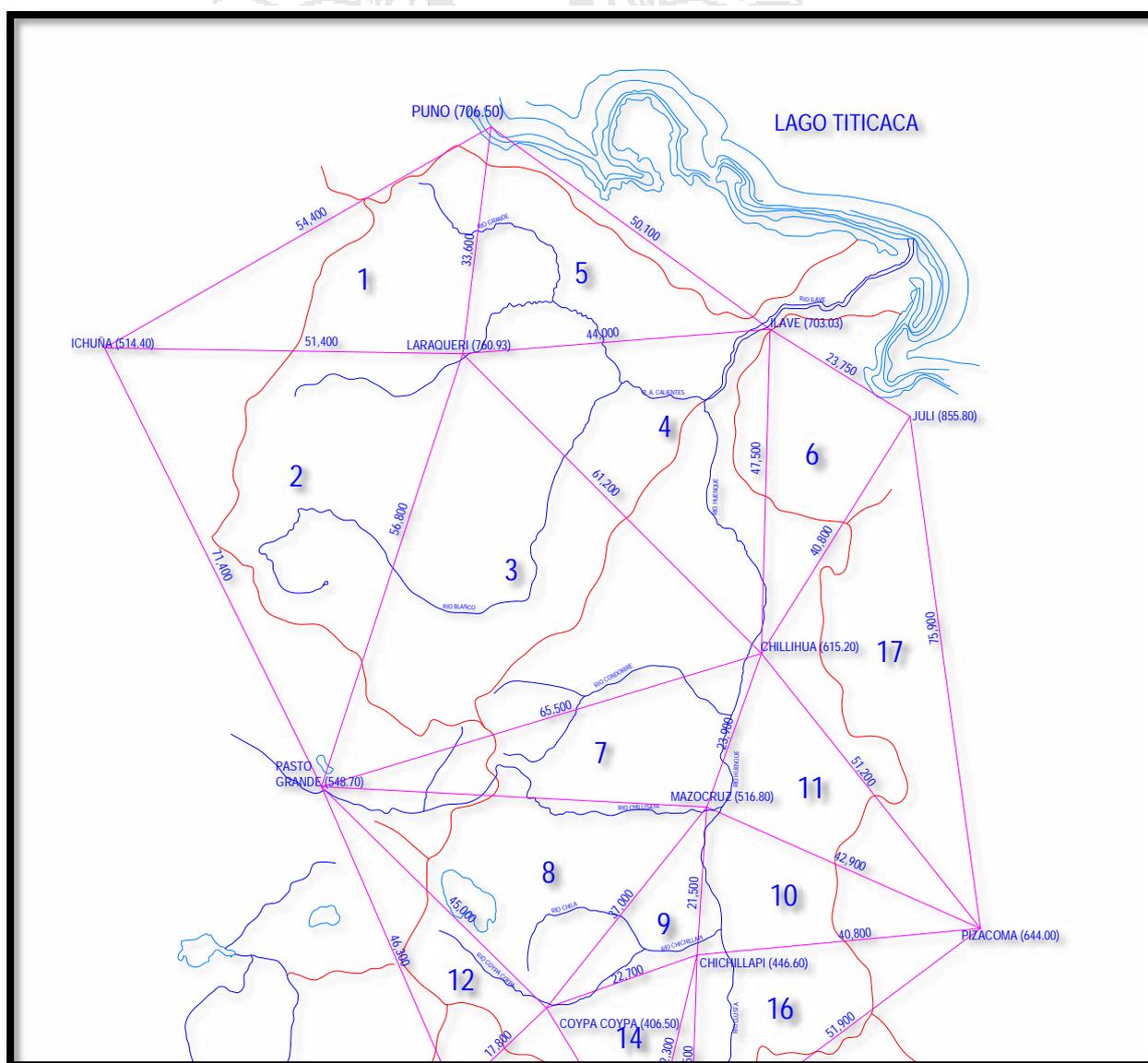


FIGURA 3-15 TRIANGULACIÓN DE ESTACIONES Y FORMACIÓN DE POLÍGONOS DE LA CUENCA

Año	ILAVE		PUNO		LARAQUERI		P. prom
	AREA (KM2)	Precipitacion (mm)	AREA (KM2)	Precipitacion (mm)	AREA (KM2)	Precipitacion (mm)	
1964	703.0	21.5	326.0	39.7	2223.0	42.5	34.6
1965	703.0	33.0	326.0	34.3	2223.0	39.6	35.6
1966	703.0	24.5	326.0	49.5	2223.0	37.0	37.0
1967	703.0	34.2	326.0	33.6	2223.0	30.3	32.7
1968	703.0	34.0	326.0	28.0	2223.0	27.2	29.7
1969	703.0	39.9	326.0	29.9	2223.0	21.6	30.5
1970	703.0	34.2	326.0	30.3	2223.0	28.4	31.0
1971	703.0	36.8	326.0	45.2	2223.0	31.8	37.9
1972	703.0	33.6	326.0	36.8	2223.0	27.6	32.7
1973	703.0	40.5	326.0	41.0	2223.0	25.2	35.6
1974	703.0	34.0	326.0	40.2	2223.0	45.3	39.8
1975	703.0	27.0	326.0	33.7	2223.0	30.0	30.2
1976	703.0	33.0	326.0	33.4	2223.0	28.7	31.7
1977	703.0	41.0	326.0	36.9	2223.0	25.9	34.6
1978	703.0	30.1	326.0	34.5	2223.0	30.3	31.6
1979	703.0	22.6	326.0	26.4	2223.0	45.3	31.4
1980	703.0	27.5	326.0	25.0	2223.0	25.7	26.1
1981	703.0	25.3	326.0	27.6	2223.0	29.8	27.6
1982	703.0	25.5	326.0	51.8	2223.0	23.7	33.7
1983	703.0	27.0	326.0	38.6	2223.0	29.2	31.6
1984	703.0	44.0	326.0	71.6	2223.0	37.7	51.1
1985	703.0	37.0	326.0	48.5	2223.0	44.6	43.4
1986	703.0	40.2	326.0	38.7	2223.0	42.2	40.4
1987	703.0	29.0	326.0	55.7	2223.0	29.3	38.0
1988	703.0	26.2	326.0	31.4	2223.0	24.3	27.3
1989	703.0	39.5	326.0	24.5	2223.0	53.5	39.2
1990	703.0	32.2	326.0	23.6	2223.0	26.4	27.4
1991	703.0	25.8	326.0	24.2	2223.0	24.8	24.9
1992	703.0	30.7	326.0	35.8	2223.0	24.5	30.3
1993	703.0	28.8	326.0	46.1	2223.0	39.9	38.3
1994	703.0	30.4	326.0	29.9	2223.0	44.1	34.8
1995	703.0	24.0	326.0	29.0	2223.0	38.7	30.6
1996	703.0	28.2	326.0	36.9	2223.0	41.8	35.6
1997	703.0	36.9	326.0	32.4	2223.0	49.5	39.6
1998	703.0	21.0	326.0	42.9	2223.0	33.8	32.6
1999	703.0	39.7	326.0	38.2	2223.0	24.2	34.0
2000	703.0	27.6	326.0	31.6	2223.0	35.6	31.6
2001	703.0	36.2	326.0	39.4	2223.0	51.6	42.4
2002	703.0	33.2	326.0	36.1	2223.0	22.0	30.4
2003	703.0	26.1	326.0	35.6	2223.0	25.6	29.1
2004	703.0	28.7	326.0	30.4	2223.0	28.8	29.3
2005	703.0	23.2	326.0	30.1	2223.0	54.8	36.0
2006	703.0	46.0	326.0	40.9	2223.0	36.7	41.2
2007	703.0	29.3	326.0	67.2	2223.0	35.6	44.0
2008	703.0	38.1	326.0	38.5	2223.0	22.5	33.0
2009	703.0	36.0	326.0	40.2	2223.0	29.4	35.2
2010	703.0	33.4	326.0	78.2	2223.0	25.7	45.8
2011	703.0	43.7	326.0	28.2	2223.0	33.8	35.2
2012	703.0	32.5	326.0	26.9	2223.0	29.7	29.7
2013	703.0	23.0	326.0	25.8	2223.0	28.8	25.9
2014	703.0	33.0	326.0	27.2	2223.0	20.1	26.8

TABLA 3-20 AREAS DELIMITADAS PARA LOS PLUVIOGRAFOS Y SU RESPECTIVA PRECIPITACION

3.2.5.8.3. Curvas Isojetas

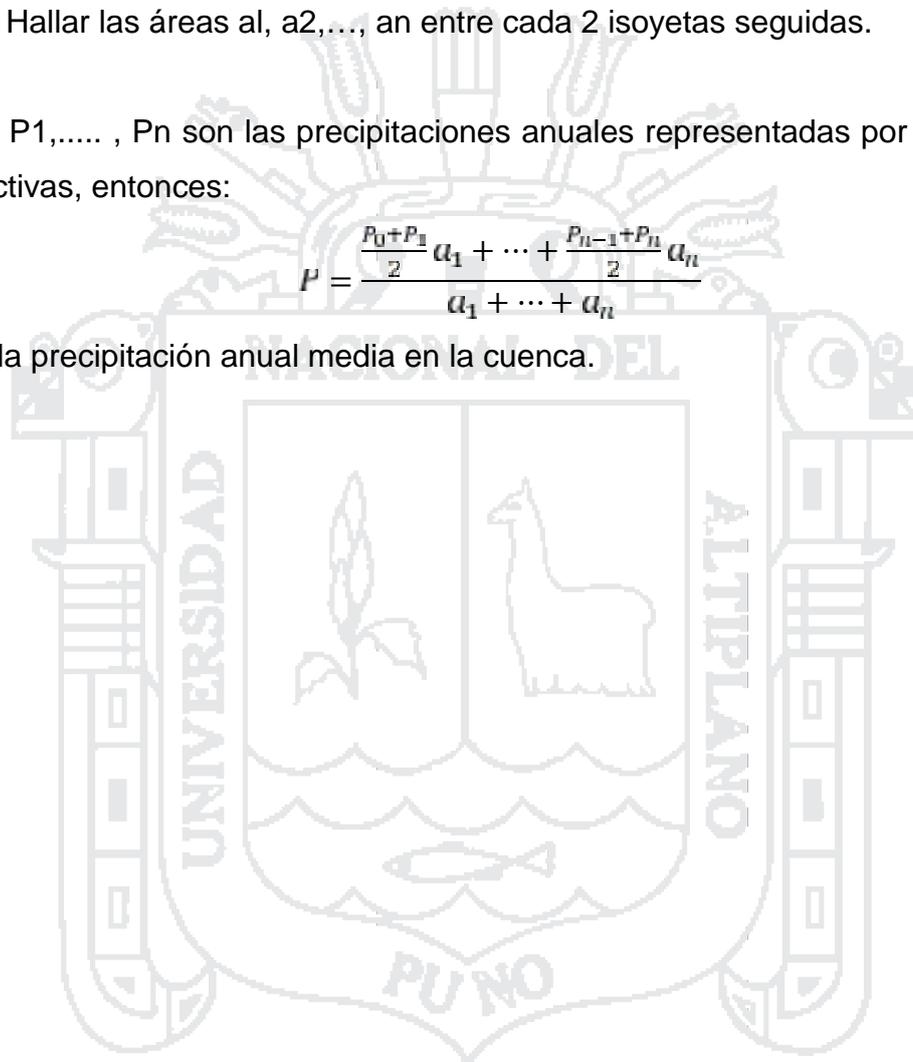
Se define isoyeta a la línea de igual precipitación; el método consiste en:

- Trazar las isoyetas, interpolando entre las diversas estaciones, de modo similar a como se trazan las curvas de nivel.
- Hallar las áreas a_1, a_2, \dots, a_n entre cada 2 isoyetas seguidas.

Si P_0, P_1, \dots, P_n son las precipitaciones anuales representadas por las isoyetas respectivas, entonces:

$$P = \frac{\frac{P_0+P_1}{2} a_1 + \dots + \frac{P_{n-1}+P_n}{2} a_n}{a_1 + \dots + a_n}$$

P : Es la precipitación anual media en la cuenca.



Año	ILAVE	PUNO	LARAQUERI	Isoyeta
	Precipitacion (mm)	Precipitacion (mm)	Precipitacion (mm)	
1964	21.5	39.7	42.5	31.1
1965	33.0	34.3	39.6	32.1
1966	24.5	49.5	37.0	33.3
1967	34.2	33.6	30.3	29.4
1968	34.0	28.0	27.2	26.8
1969	39.9	29.9	21.6	27.4
1970	34.2	30.3	28.4	27.9
1971	36.8	45.2	31.8	34.1
1972	33.6	36.8	27.6	29.4
1973	40.5	41.0	25.2	32.0
1974	34.0	40.2	45.3	35.9
1975	27.0	33.7	30.0	27.2
1976	33.0	33.4	28.7	28.5
1977	41.0	36.9	25.9	31.1
1978	30.1	34.5	30.3	28.5
1979	22.6	26.4	45.3	28.3
1980	27.5	25.0	25.7	23.5
1981	25.3	27.6	29.8	24.8
1982	25.5	51.8	23.7	30.3
1983	27.0	38.6	29.2	28.5
1984	44.0	71.6	37.7	46.0
1985	37.0	48.5	44.6	39.0
1986	40.2	38.7	42.2	36.3
1987	29.0	55.7	29.3	34.2
1988	26.2	31.4	24.3	24.6
1989	39.5	24.5	53.5	35.3
1990	32.2	23.6	26.4	24.7
1991	25.8	24.2	24.8	22.4
1992	30.7	35.8	24.5	27.3
1993	28.8	46.1	39.9	34.4
1994	30.4	29.9	44.1	31.3
1995	24.0	29.0	38.7	27.5
1996	28.2	36.9	41.8	32.1
1997	36.9	32.4	49.5	35.6
1998	21.0	42.9	33.8	29.3
1999	39.7	38.2	24.2	30.6
2000	27.6	31.6	35.6	28.4
2001	36.2	39.4	51.6	38.2
2002	33.2	36.1	22.0	27.4
2003	26.1	35.6	25.6	26.2
2004	28.7	30.4	28.8	26.4
2005	23.2	30.1	54.8	32.4
2006	46.0	40.9	36.7	37.1
2007	29.3	67.2	35.6	39.6
2008	38.1	38.5	22.5	29.7
2009	36.0	40.2	29.4	31.7
2010	33.4	78.2	25.7	41.2
2011	43.7	28.2	33.8	31.7
2012	32.5	26.9	29.7	26.7
2013	23.0	25.8	28.8	23.3
2014	33.0	27.2	20.1	24.1

TABLA 3-21 PRECIPITACION METODO DE ISOYETA

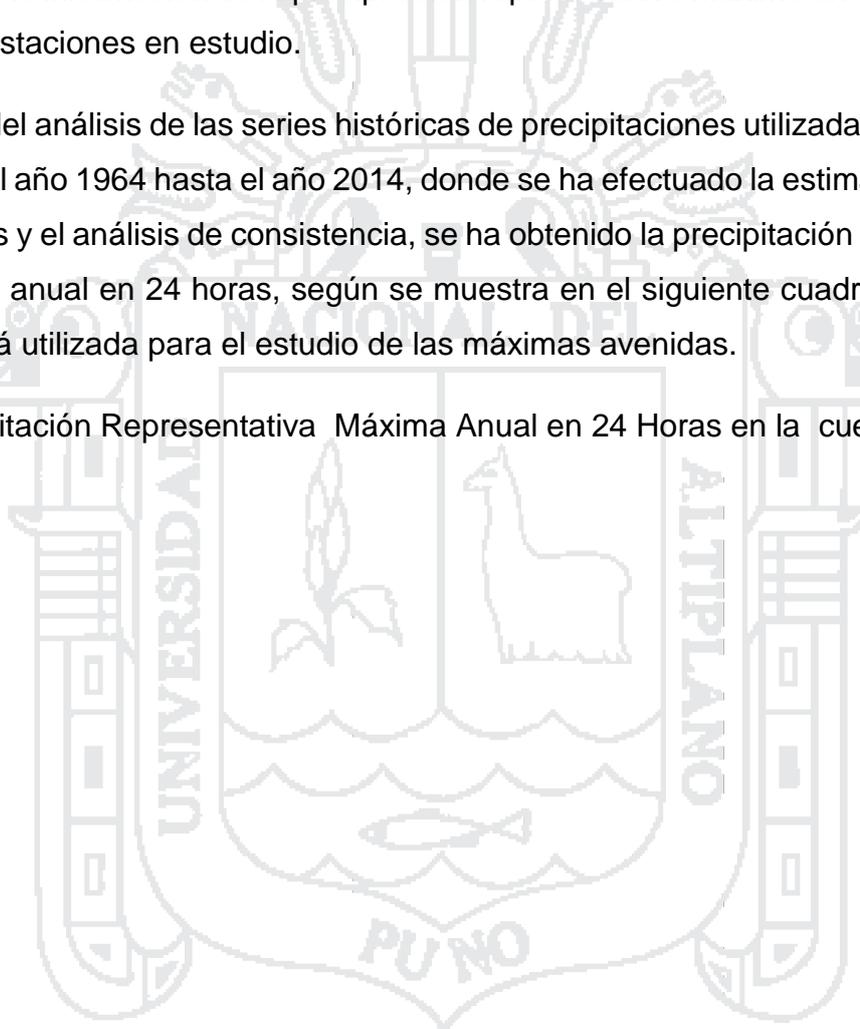
3.2.5.9. Análisis de datos del Proyecto.

3.2.5.9.1. Determinación de la precipitación representativa máxima anual en 24 hr.

Los valores históricos, completos y consistentes utilizados en la cuenca del río llave datan desde el año 1964 hasta el año 2014. En el siguiente cuadro, se muestra la información de la precipitación representativa máxima anual en 24 horas de las estaciones en estudio.

Luego del análisis de las series históricas de precipitaciones utilizadas en el estudio desde el año 1964 hasta el año 2014, donde se ha efectuado la estimación de datos faltantes y el análisis de consistencia, se ha obtenido la precipitación representativa máxima anual en 24 horas, según se muestra en el siguiente cuadro, información que será utilizada para el estudio de las máximas avenidas.

Precipitación Representativa Máxima Anual en 24 Horas en la cuenca de llave



Año	Precipitación total anual			Precipitación maxima en 24 horas representativas
	ILAVE	PUNO	LARAQURI	
1964	21.5	39.7	42.5	42.50
1965	33.0	34.3	39.6	39.60
1966	24.5	49.5	37.0	49.50
1967	34.2	33.6	30.3	34.20
1968	34.0	28.0	27.2	34.00
1969	39.9	29.9	21.6	39.90
1970	34.2	30.3	28.4	34.20
1971	36.8	45.2	31.8	45.20
1972	33.6	36.8	27.6	36.80
1973	40.5	41.0	25.2	41.00
1974	34.0	40.2	45.3	45.30
1975	27.0	33.7	30.0	33.70
1976	33.0	33.4	28.7	33.40
1977	41.0	36.9	25.9	41.00
1978	30.1	34.5	30.3	34.50
1979	22.6	26.4	45.3	45.30
1980	27.5	25.0	25.7	27.49
1981	25.3	27.6	29.8	29.80
1982	25.5	51.8	23.7	51.80
1983	27.0	38.6	29.2	38.60
1984	44.0	71.6	37.7	71.60
1985	37.0	48.5	44.6	48.50
1986	40.2	38.7	42.2	42.20
1987	29.0	55.7	29.3	55.70
1988	26.2	31.4	24.3	31.40
1989	39.5	24.5	53.5	53.50
1990	32.2	23.6	26.4	32.20
1991	25.8	24.2	24.8	25.80
1992	30.7	35.8	24.5	35.80
1993	28.8	46.1	39.9	46.10
1994	30.4	29.9	44.1	44.10
1995	24.0	29.0	38.7	38.70
1996	28.2	36.9	41.8	41.80
1997	36.9	32.4	49.5	49.50
1998	21.0	42.9	33.8	42.90
1999	39.7	38.2	24.2	39.70
2000	27.6	31.6	35.6	35.60
2001	36.2	39.4	51.6	51.60
2002	33.2	36.1	22.0	36.10
2003	26.1	35.6	25.6	35.60
2004	28.7	30.4	28.8	30.40
2005	23.2	30.1	54.8	54.80
2006	46.0	40.9	36.7	46.00
2007	29.3	67.2	35.6	67.20
2008	38.1	38.5	22.5	38.50
2009	36.0	40.2	29.4	40.20
2010	33.4	78.2	25.7	78.20
2011	43.7	28.2	33.8	43.70
2012	32.5	26.9	29.7	32.50
2013	23.0	25.8	28.8	28.80
2014	33.0	27.2	20.1	33.00

TABLA 3-22 PRECIPITACIONES MAXIAMAS EN 24 HORAS REPRESENTATIVAS

La precipitación máxima anual representativa encontrada la cual corresponde al año de 2010, tiene un valor de:

$$P_{\max 24 \text{ hr}} = 78.20 \text{ mm}$$

Esta precipitación indica la altura de lámina de agua caída en promedio sobre el Sector de la cuenca del río llave, para nuestro estudio es de mucho interés, más si es referencial, ya que su utilización es más que todo para el diseño de obras hidráulicas de almacenamiento e infraestructura mayor de riego, pero ya trabajando con la Precipitación máxima anual.

3.2.6. Caudales

3.2.6.1. Definición

De los diferentes elementos del ciclo hidrológico, interesa conocer la escorrentía superficial que un curso de agua descarga en un punto determinado, a efecto de establecer con la mayor precisión el régimen del río y el potencial hídrico de la cuenca en el punto de interés. El volumen de agua que descarga el río por unidad de tiempo se denomina Caudal (m^3/s).

Para el presente proyecto en estudio, se requiere determinar la magnitud de los caudales o avenidas máximas del río llave, en las áreas rurales del C.P. Santa Rosa de Huayllata, a fin de establecer el grado de vulnerabilidad de las riberas del cauce frente a dichos fenómenos hidrológicos, para luego plantear las alternativas de solución en cuanto a las defensas ribereñas.

Como se sabe, el caudal de un río contiene dos componentes bien definidos:

3.2.6.2. El Caudal de la escorrentía directa (QD):

Que proviene de las precipitaciones, que tiene carácter estacional, definición que nos permite clasificar el tipo de corriente dentro de la cuenca como: corriente efímera, corriente intermitente y corriente permanente. Para el caso del río llave y sus tributarios, se trata de corrientes perenne, que contiene agua durante todo el tiempo

3.2.6.3. Caudal Base

Que proviene de los deshielos, afloramientos subterráneos y retención de la cuenca, que tiene carácter permanente.

Todo estudio hidrológico debe complementarse con trabajos de campo, cuyo objetivo es evaluar los recursos hídricos superficiales, tanto en cantidad como en calidad, para lo cual se debe realizar una campaña de medición de caudales en diferentes puntos de la red hidrográfica de la cuenca de estudio.

El programa de mediciones debe efectuarse en diferentes épocas del año, sobre todo en la época de estiaje, es decir, en la época donde el caudal del río está representado por la caudal base, ya que en esta época no se registra precipitación alguna.

3.2.6.4. Aforo de Caudales

3.2.6.4.1. La curva de descarga

Para llegar a conocer los recursos hidráulicos de una cuenca es necesario averiguar el caudal, diariamente, a la misma hora, y durante el mayor número posible de años. Así es como se llega a conocer el régimen de los ríos. Todos los países cuidan de organizar este servicio, estableciendo estaciones de aforo y publicando los resultados. En el Perú esta labor la realiza principalmente Senamhi.

Los términos caudal, gasto y descarga son sinónimos. Aforar significa medir caudales. El principal método para aforar corrientes naturales es el del:

Correntómetro, el cual es descrito en el apartado siguiente.

Después de seleccionar adecuadamente la sección del río, se establece la sección de aforo y se procede a medir diariamente el caudal; también se mide el nivel. Luego de un tiempo es posible dibujar la curva de descarga del río en el lugar de la estación. Es una curva de caudales versus niveles o alturas de agua. Se usa en proyectos.

Los niveles se miden con limnímetros o limnógrafos instalados a un costado de la estación de aforo.

Dibujada la curva de descarga pueden suspenderse los aforos directos, pues bastará entonces con medir el nivel para conocer el caudal. Se recomienda revisar periódicamente la curva de descarga con mediciones directas de caudal.

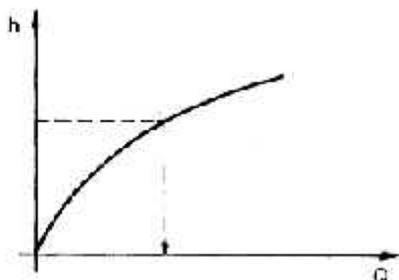


FIGURA 3-18 CURVA DE DESCARGA
[HIDROLOGÍA WENDOR CHEREQUE MORÁN]

3.2.6.4.2. Medición de Caudales

De los varios métodos disponibles para aforar corrientes naturales el principal es con correntómetro. De estos aparatos hay dos tipos, de hélice y de rueda de copas. Instalar el correntómetro significa ubicar la hélice en el punto (P) donde se va a medir la velocidad del agua. Tomar lectura significa anotar el número de revoluciones (R) de la hélice en el tiempo arbitrario (t) en segundos. El fabricante proporciona para cada hélice la fórmula de calibración.

$$v = b + an$$

v: velocidad en el punto

n: número de revoluciones por segundo $n = R/t$

a, b: constantes de calibración.

Para iniciar un aforo es necesario dividir la sección transversal (área mojada) en franjas, como indica la figura, usando verticales.

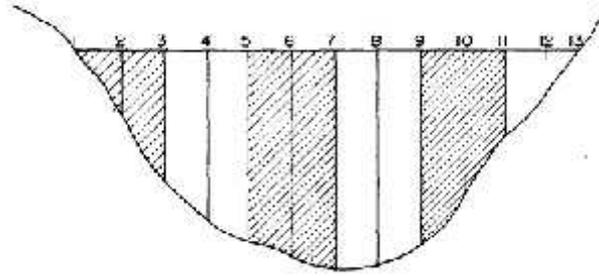


FIGURA 3-19 DIVISIÓN DE LA SECCIÓN EN FRANJAS
[HIDROLOGÍA WENDOR CHEREQUE MORÁN]

El área de cada franja se asimila a un rectángulo de igual ancho y de altura igual al promedio de las alturas de las 3 verticales que definen la franja.

La idea es medir el caudal en cada franja (Q) y luego obtener el caudal total por sumatoria ($Q = \sum Q$).

El caudal en una franja es igual a la velocidad media en la franja multiplicada por el área. Se toma como velocidad media en la franja la velocidad media en la vertical. Y esta última se define en función de la velocidad puntual medida con el correntómetro.

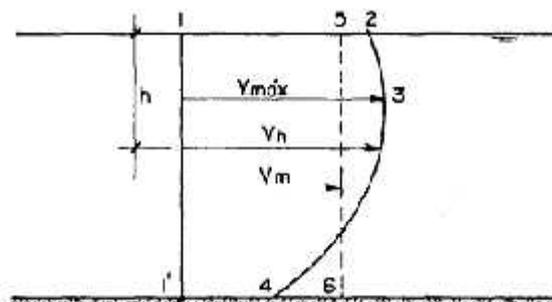


FIGURA 3-20 DIAGRAMA DE VELOCIDADES
[HIDROLOGÍA WENDOR CHEREQUE MORÁN]

En la vertical 1-1' el diagrama de velocidades es una curva logarítmica, con velocidad máxima más o menos a un quinto del tirante a partir de la superficie. La velocidad media es tal que el área del rectángulo 1-5-6-1' es igual al área real 1-2-3-4-1'. Como reglas prácticas para obtener la velocidad media en la vertical (v_m) se usan las siguientes expresiones.

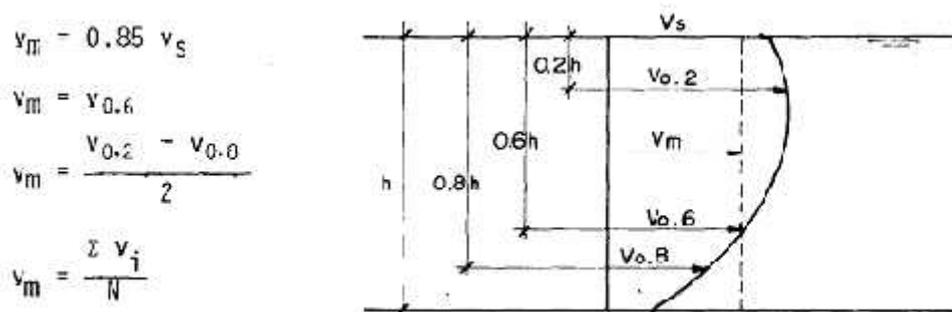


FIGURA 3-21 DIAGRAMAS DE VELOCIDADES [HIDROLOGÍA WENDOR CHEREQUE MORÁN]

3.2.7. Máximas Avenidas

3.2.7.1. Definición

Máxima avenida es el caudal que haya superado a todos los demás observados durante un período de tiempo dado denominado período de retorno (T). Por lo general, las máximas avenidas se producen cuando el agua procedente de todos los puntos de la cuenca ha fluido hasta una determinada sección. El periodo de tiempo requerido para esto se denomina tiempo de concentración.

En todo estudio hidrológico para determinar la vulnerabilidad de las riberas del cauce en una determinada sección, un aspecto muy importante es la determinación con cierto nivel de confianza de las máximas avenidas. Una sobreestimación para determinar caudales de diseño, implicará necesariamente el sobredimensionamiento de las estructuras con el consiguiente incremento de los costos; por el contrario, una subestimación del caudal de diseño implicará un dimensionamiento inadecuado de las obras y no cumplirá el objetivo de su planeamiento a cabalidad.

3.2.7.2. Análisis de máxima avenida hidrología estadística

Para determinar los máximos eventos existen muchas metodologías, las que podemos mencionar: métodos directos, empíricos, probabilísticos e hidrométricos. Para el presente estudio, se ha aplicado las funciones de distribución de probabilidad teóricas de mejor adaptabilidad a las precipitaciones máximas en 24 horas. El hecho de conocer la descarga pico, para diferentes periodos de retorno, permitirá tomar las prevenciones necesarias para el diseño de las estructuras relacionadas a las defensas ribereñas del río llave

3.2.7.3. Cálculo de la Intensidad Máxima de Precipitación

El mayor problema para los hidrólogos de países en vías de desarrollo como el Perú, es la baja densidad de estaciones pluviométricas y aun peor, que generalmente dichas estaciones no posean registros pluviográficos, que permitan registrar precipitaciones de corta duración inferiores a 60min.

Para esta tesis en particular, debido a que el tiempo de concentración es superior a 60min, un amplio registro de precipitaciones horarias sin duda resolvería el problema de la determinación de las curvas Intensidad Duración Frecuencia (IDF). Calculo vea (ANEXO II)

Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)

Para construir las curvas IDF para diferentes periodos de retorno, se utiliza los cuadros precedentes obtenidos con la fórmula de DYCK PESCHKE.

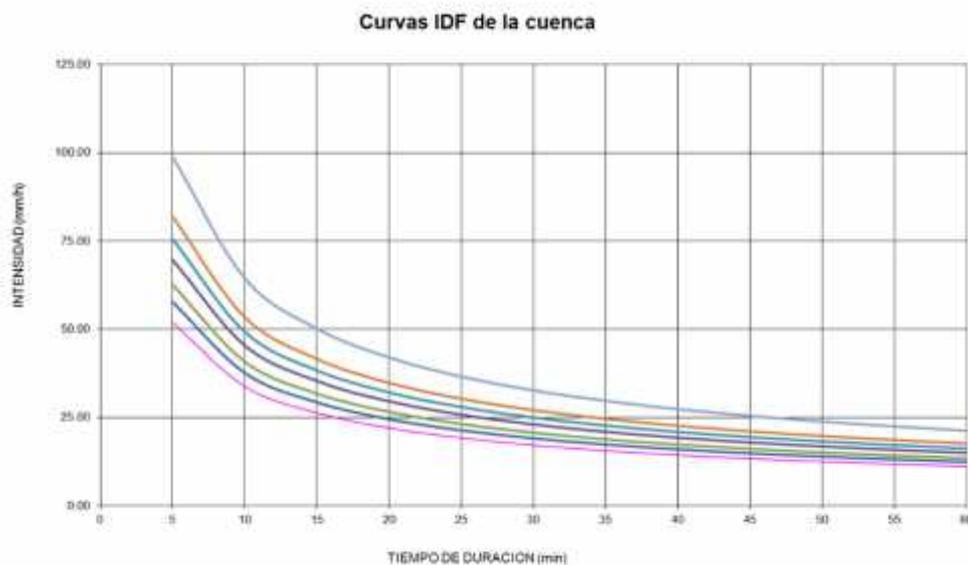


FIGURA 3-22 CURVA INTENSIDAD DURACION FRECUENCIA (IDF) PARA DISTINTOS AÑOS

La ecuación resultante de intensidad es

			0.116923
I =	129.5490	*	T
	0.61885		
	t		

3.2.8. Determinación De La Avenida Máxima De Diseño

3.2.8.1. método Directo (histórico)

Este es un método hidráulico, llamado de Sección y Pendiente, en el cual el caudal máximo se estima después del paso de una avenida, con base en datos específicos obtenidos en el campo. Los trabajos de campo incluyen:

1. Selección de un tramo del río representativo, suficientemente profundo, que contenga al nivel de las aguas máximas.
2. Levantamiento de secciones transversales en cada extremo del tramo elegido, y determinar:

A_1, A_2 = áreas hidráulicas

P_1, P_2 = perímetros mojados

R_1, R_2 = radios hidráulicos $R_1 = A_1/P_1$

$$A \times \frac{A_1 \Gamma A_2}{2}, R \times \frac{R_1 \Gamma R_2}{2}$$

3. Determinar la pendiente S , de la superficie libre de agua con las huellas de la avenida máxima en análisis.
4. Elegir el coeficiente de rugosidad n de Manning de acuerdo a las condiciones físicas del cauce.
5. Aplicar la fórmula de Manning

$$Q \times \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Q = caudal máximo, m^3/s

n = coeficiente de rugosidad

A = área hidráulica promedio, m^2

R = radio hidráulico promedio, m

S = pendiente, m/m

- Metodo Directo

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

n= 0.03
s 0.004 m/m

Según las huellas de maximas avenidas se ha visto en las progresivas

Progresiva 0+800A1 284.67 m²

P1 128.56 m

R1 2.21

Q=947.24 m³/s**Progresiva 1+600**A2= 244.57 m²

P2= 110.45 m

R2= 2.21

3.2.8.2. Métodos Empíricos

3.2.8.2.1. Método Racional

El método racional, es el más usado para el análisis del comportamiento del escurrimiento para áreas de drenaje pequeñas, entendiéndose como tales a aquellas con áreas no mayores de 20 km². (Para nuestro proyecto no se puede tomar el método racional por el área de estudio que es mayor a 20km².)

Tiene una particular aplicación en el diseño de estructuras hidráulicas, donde se usa para el cálculo de Caudales Pico. En esencia, mediante este método, se puede calcular el caudal máximo Q_p de escurrimiento, con la aplicación de la ecuación siguiente:

$$Q_p \times \frac{C.I.A.}{3,6}$$

Donde:

Q_p: Caudal máximo de diseño (m³/s)

I: Intensidad de la precipitación, para un período de duración equivalente al Tiempo de Concentración (mm/h)

A: Área de la cuenca (km²)

C: Coeficiente de escorrentía que depende de la topografía, fisiografía, tipo de suelos, entre otros, de la cuenca receptora (adimensional)

-Metodo Racional

Determinación del coeficiente de escorrentía "C"

A= 7823.53 km²
 C= 0.2
 I_{max}= 4.61 mm/hr

Cobertura	Area Textura	C
Forestal (30%)5-10	12 Franco Limos	0.2
Praderas (45%)0-5	157.05 Franco Limos	0.2
Terr.Cultiv(25%)0-5	87.25 Franco Limos	0.2
	256.3 km ²	
	C= 0.2	

$$Q_p = \frac{CIA}{3,6}$$

Q_p=2002.30 m³/s

3.2.8.2.2. Método de Mac Math

$$Q = 0.0091CIA^{4/5} S^{1/5}$$

Donde:

Q: Caudal máximo con un periodo de retorno de T años, en m³/s.

C: Factor de escorrentía de Mac Math, representa las características de la cuenca.

I: Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración T_c y un periodo de retorno de T años, mm/hr.

A= Área de la cuenca en Has.

S= pendiente promedio del cauce principal en %.

De los parámetros que intervienen en esta fórmula, sobre el que se tiene que incidir es sobre el factor C, el cual se compone de las tres componentes:

$$C = C1 + C2 + C3$$

Donde:

- C1 = Esta en función de la cobertura vegetal
- C2 = Esta en función de la textura del suelo
- C3 = Esta en función de la topografía del terreno

VEGETACION		SUELO		TOPOGRAFIA	
Cobertura (%)	C1	Textura	C2	Pendiente (%)	C3
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0-0.2	0.04
80-100	0.12	Ligera	0.12	0.2-0.5	0.06
50-80	0.16	Media	0.16	0.5-2.0	0.06
20-50	0.22	Fina	0.22	2.0-5.0	0.1
0-20	0.3	Rocosa	0.3	5.0-10.0	0.15

TABLA 3-23 FACTOR DE ESCORRENTIA DE MAC MATH

-Metodo Mac Math

$$Q = 0.0091CIA^{1/2}S^{3/4}$$

A=	782353 ha		
Imax=	4.61 mm/hr		
S=	0.4 %	C1=	0.12
C=	0.31	C2=	0.12
		C3=	0.07
		C=	0.31

$Q=560.96 \text{ m}^3/\text{s}$

3.2.8.2.3. Método Racional Modificado

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (Tc) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente:

$$Q \times 0.278CIAK$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³/s)

C: Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.

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

A: Área de la cuenca (Km²)

K: Coeficiente de Uniformidad

Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

A) Tiempo de Concentración (Tc)

-Metodo Racional Modificado

$$Q = 0.278CIAK$$

A=	7823.53 km ²	Tc=	50.02 hr
I _{max} =	1.46 mm/hr	K=	1.46
K=			
L=	211 km		
S=	0.0040 m/m		
C=	0.195		
CN=	71		

Qp= 401.06915 m³/s

3.2.8.2.4. Método de Creager

Este método, originalmente desarrollado por Creager, fue adaptado para el territorio peruano por Wolfgang Trau y Raúl Gutiérrez Yrigoyen.

La aplicación de este método permite la estimación de los caudales máximos diarios en cuencas sin información, para diferentes periodos de retorno, tomando el área de la cuenca como el parámetro de mayor incidencia en la ocurrencia de caudales máximos.

La fórmula empleada es la siguiente:

$$Q_{max} = X(C_1 \Gamma C_2) * Log(T) * A^{mAzn}$$

Donde:

Q_{max}: caudal máximo para un periodo de retorno T seleccionado, en m³/s

A: área de la cuenca aportante, en km²

T: periodo de retorno, en años

C₁, C₂: coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulicas

m, n: exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas

Los valores de las constantes C₁, C₂, m, n se presentan en la tabla 19. En el Mapa de regionalización de las Avenidas del Perú, Figura 2.25, podemos observar la clasificación de regiones.

Region	C ₁	C ₂	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.01
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.18	1.02	0.01
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

TABLA 3-24 VALORES DE CONSTANTES C1, C2, M, N.

[ESTUDIO DE MÁXIMAS AVENIDAS EN LAS CUENCAS DE LA VERTIENTE DEL PACÍFICO - CUENCAS DE LA COSTA NORTE. MINISTERIO DE AGRICULTURA A.N.A. DICIEMBRE 2010]

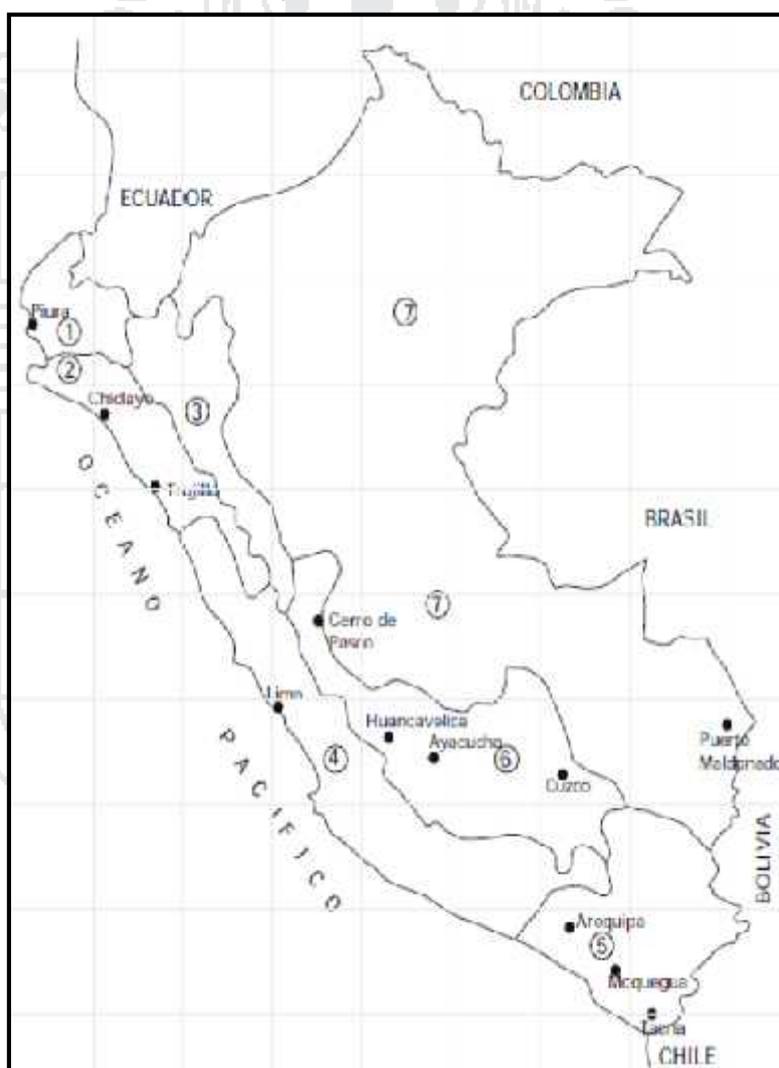


FIGURA 3-23 MAPA DE REGIONALIZACIÓN DE AVENIDAS EN CUENCAS DEL PERÚ

[ESTUDIO DE MÁXIMAS AVENIDAS EN LAS CUENCAS DE LA VERTIENTE DEL PACÍFICO - CUENCAS DE LA COSTA NORTE. MINISTERIO DE AGRICULTURA A.N.A. DICIEMBRE 2010]

3.2.8.3. Método Estadístico

La obra de Defensa a diseñar en este estudio dependerá directamente de la máxima avenida por lo que se elegirá una descarga de diseño en función de la vida útil de la misma y que probablemente ocurra durante este tiempo. Escogiendo un porcentaje de riesgo de falla, se determinará el periodo de retorno de la crecida de diseño y se procederá a calcular con métodos estadístico con la distribución Normal, Log Normal 2, Log normal 3, Pearson Tipo III, log- Pearson Tipo III, la con la ley de Gumbel, log Gumbel hemos comparado los resultados se asimilaban por lo cual hemos sacado un promedio.

Para seleccionar la frecuencia de diseño se ha utilizado la siguiente fórmula:

$$J \times 10^{-n} (1 - 1/P)^n$$

J = Riesgo de falla

n = Vida útil de la Estructura

P = Periodo de Retorno

Para nuestro caso asumimos:

J = 33 %

n = 20 años

Reemplazando en la ecuación (3.20), tenemos:

$$0.33 = 10^{-n} (1 - 1/P)^n$$

T = 50.4 años

Asumimos:

Tr = 50 años

REGISTRO DE DESCARGA MAXIMA MENSUALES DEL RIO ILAVE (m3/s)													
AÑO 1970 - 2014													
ESTACIÓN:	HLG-Pte Car. llave				LATITUD 16°05'17		ALTITUD 3850 msnm		PROVIN El Collao				
CUENCA:	llave				LONGITUD 69°37'33		DISTRITO llave		VERTIENTE Lago Titicaca				
año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Qmax
1970	98.10	267.00	225.35	78.03	15.03	10.90	8.54	8.04	5.59	5.23	4.04	58.32	267.0
1971	293.14	497.26	279.01	66.37	13.27	9.39	8.18	6.94	5.04	4.05	20.43	44.22	497.3
1972	293.14	291.88	264.47	19.62	22.76	10.17	8.44	6.66	6.95	16.35	12.14	77.20	293.1
1973	351.30	466.92	362.57	66.10	27.76	11.27	8.20	7.03	5.90	5.17	8.95	17.28	466.9
1974	835.80	875.52	417.05	87.16	21.13	14.11	11.59	34.32	17.90	8.33	10.24	15.29	875.5
1975	129.79	851.13	208.00	50.20	25.88	15.00	11.85	8.38	8.18	7.69	6.90	95.37	851.1
1976	489.56	337.48	160.42	71.87	24.90	13.20	11.20	10.64	15.88	8.77	4.72	13.20	489.6
1977	48.36	295.10	326.01	64.49	14.06	9.96	9.54	7.77	10.23	11.87	59.46	30.18	326.0
1978	406.78	282.62	100.87	63.14	13.71	10.81	10.30	10.68	9.35	10.18	31.92	16.80	406.8
1979	14.80	52.60	90.87	4.49	11.35	6.72	9.58	9.09	4.64	6.41	7.21	11.86	90.9
1980	278.00	156.00	35.10	32.40	13.50	9.30	6.84	4.96	5.15	2.60	2.97	8.67	278.0
1981	280.00	167.66	100.30	43.13	24.76	9.52	7.78	7.20	7.20	7.20	20.20	157.76	280.0
1982	315.00	446.00	275.00	86.00	19.60	13.60	11.20	10.40	11.60	8.00	8.05	85.00	446.0
1983	313.60	779.00	420.00	129.40	46.00	22.20	15.60	12.60	23.60	2.60	2.97	8.67	779.0
1984	162.69	591.75	334.49	177.38	21.97	11.83	10.15	6.94	3.65	7.51	35.28	40.00	591.8
1985	96.64	399.58	263.01	110.46	37.99	37.28	14.65	9.24	25.74	8.20	88.87	266.25	399.6
1986	287.63	302.57	975.09	200.80	53.78	30.41	21.34	18.73	14.26	14.66	13.81	62.48	975.1
1987	540.03	170.28	54.30	22.42	12.96	12.50	16.20	10.41	10.54	11.10	14.07	11.15	540.0
1988	200.09	122.86	231.08	377.73	32.21	19.26	14.16	11.45	10.04	11.14	7.22	41.03	377.7
1989	121.22	181.56	187.07	126.78	30.41	17.56	14.25	11.38	10.75	7.64	8.29	7.30	187.1
1990	39.32	21.25	28.62	16.11	9.87	14.40	9.51	12.67	9.42	37.23	35.50	50.48	50.5
1991	133.87	127.56	161.87	50.53	18.64	27.92	11.63	9.70	9.25	8.47	12.48	12.76	161.9
1992	69.11	24.97	16.74	7.98	4.68	4.67	4.49	6.30	4.74	5.72	7.49	3.37	69.1
1993	90.92	55.93	78.61	32.75	10.20	5.03	8.01	20.69	8.60	21.57	15.22	39.73	90.9
1994	102.13	367.05	46.06	34.01	31.22	10.67	10.00	7.01	7.74	6.41	8.21	40.20	367.1
1995	27.72	45.92	87.14	25.22	11.19	8.51	6.99	6.28	6.03	4.52	6.55	25.22	87.1
1996	125.57	117.41	73.69	53.13	18.92	10.78	7.98	7.53	4.17	2.91	10.59	30.93	125.6
1997	148.67	316.01	188.09	102.19	22.43	11.96	10.95	4.84	2.43	2.32	2.15	12.69	316.0
1998	42.45	31.10	24.56	11.78	5.21	6.77	5.53	3.51	3.27	4.79	11.47	5.46	42.5
1999	12.33	25.75	17.56	15.23	14.91	10.44	7.50	6.07	4.75	8.76	4.52	14.27	25.8
2000	12.86	86.05	25.36	18.35	15.15	11.94	8.24	8.99	6.95	10.33	6.25	15.99	86.1
2001	353.48	421.96	449.95	125.60	26.10	14.67	14.16	14.33	13.74	11.25	11.03	13.14	449.9
2002	23.27	134.10	295.84	100.53	41.12	13.83	15.50	11.78	7.66	12.74	28.88	26.46	295.8
2003	50.69	67.11	125.57	43.27	13.11	9.30	7.43	8.55	5.43	4.93	3.70	10.13	125.6
2004	121.70	388.99	39.68	18.89	11.18	9.08	16.22	12.20	8.89	5.50	4.63	5.78	389.0
2005	14.03	299.91	37.91	12.81	9.15	6.50	5.81	4.95	7.80	9.32	10.12	31.39	299.9
2006	458.65	326.81	129.09	101.65	21.29	10.00	8.20	7.03	5.90	5.17	8.95	17.28	458.7
2007	114.83	66.33	153.09	77.10	11.82	7.71	6.56	5.67	6.50	5.74	8.78	11.59	153.1
2008	282.06	93.77	122.41	24.50	9.57	7.05	5.84	5.54	4.34	3.11	3.07	9.10	282.1
2009	9.95	52.24	163.08	52.95	10.61	4.84	4.42	4.61	3.99	3.68	5.42	60.82	163.1
2010	95.59	165.99	245.34	35.60	14.46	7.89	5.77	4.24	3.58	4.18	3.02	7.84	245.3
2011	170.50	433.67	187.02	69.61	18.33	9.43	8.85	6.43	6.32	4.52	8.70	18.99	433.7
2012	305.24	554.46	284.04	153.27	45.68	14.47	9.15	7.57	6.26	5.07	10.09	132.07	554.5
2013	271.07	133.33	109.00	33.55	14.57	13.15	9.62	8.84	6.09	4.50	4.29	11.68	271.1
2014	121.32	82.80	474.57	29.44	16.17	7.45	4.65	4.25	4.42	4.65	5.84	4.52	474.6

TABLA 3-25 REGISTRO DE DESCARGA MAXIMA RIO ILAVE 1970-2014

De los resultados obtenidos en el análisis de avenidas tenemos: ver (ANEXO III) para el procedimiento del cálculo de caudales.

COMPARACIÓN DE VALORES ESTIMADOS DE LA Qmax.								
Tr	Normal	Log normal 2 par.	Log normal 3 par.	Gumbel	Log gumbel	Log pearson III	Pearson tipo III	Q promedio
2	344.54	260.603	314.75	307.071	227.011	292.95	312.58	294.214
5	538.17	531.658	519.69	510.297	480.103	537	521.84	519.823
10	639.58	772.012	647.86	644.823	787.608	695.06	650.62	691.080
20	723.29	1052.58	765.81	773.969	1267.751	836.31	770.20	884.273
50	817.11	1486.233	912.72	941.141	2347.251	1000.24	917.38	1203.153
100	879.89	1874.318	1020.11	1066.34	3725.663	1109.87	1023.16	1528.479
200	937.15	2314.618	1126.06	1191.181	5901.725	1208.34	1126.64	1972.245
500	1006.83	2992.906	1265.54	1355.842	10818.36	1323.45	1257.72	2860.092
1000	1055.58	3579.577	1368.25	1480.145	17119.955	1399.68	1356.60	3908.541

TABLA 3-26 CAUDALES MAXIMOS METODO ESTADISTICO



Se considerará como caudal de diseño para el presente estudio. El promedio obtenido.

Q diseño= 1203.15 m3/s

Tomamos el registro del rio llave de los caudales máximos por ser el directo caudal que afectaría a la defensa ribereña por lo que los cálculo de meteorología

nos dio la conformidad ya que su caudales se aproximan al hallado por métodos estadísticos. Vea (ANEXO III para ver todos los cálculos)

3.3. Hidráulica Fluvial y Sedimentología

3.3.1. Hidráulica Fluvial

3.3.1.1. Introducción

Parte de la hidráulica que estudia el comportamiento natural de los ríos, haciendo referencia a los caudales, las velocidades de flujo, la capacidad de transporte de sedimentos, además del planteamiento de técnicas para el diseño de obras de protección contra los ataques a las márgenes debido a la erosión y las variaciones del fondo causadas por la socavación.

La hidráulica fluvial tiene una cierta semejanza con el estudio de la hidráulica de canales abiertos, por tener la superficie libre y porque el flujo se produce por el peso del fluido.

Pero, en un río las descargas son muy variables e irregulares en el tiempo, la sección transversal no es constante, es muy variable y por tanto los flujos son tridimensionales. En consecuencia el movimiento NO ES UNIFORME, NO ES PERMANENTE y ES TURBULENTO.

Aun así, es importante conocer profundamente la Hidráulica de Canales para su aplicación crítica y razonada en la Hidráulica Fluvial.

En ésta parte nos ceñiremos a la aplicación de los conceptos de hidráulica general y de canales, haciendo un compendio de las fórmulas y métodos utilizados en la hidráulica fluvial para encauzamientos o defensas ribereñas.

Los ríos son elementos naturales que captan las aguas de una cuenca y las transportan, en régimen a superficie libre, hasta su desembocadura. LA HIDRÁULICA FLUVIAL estudia la intervención del hombre sobre los ríos, ya sea para la adecuación al sistema de aprovechamientos del recurso hídrico, la disminución de riesgos de daños por inundación, o bien por la intersección del río con una obra de infraestructura (carretera, ferrocarril, conducciones, etc.).

Si bien los ríos y los canales artificiales conducen agua mediante régimen a pelo libre, existen importantes diferencias entre ambos. Como primera medida, es imprescindible destacar, que los canales son obras de ingeniería como cualquier otra infraestructura. Un canal responde a un proyecto, con su respectivo caudal de diseño, régimen de explotación, trazado, revestimiento, sección tipo, etc. Además, es posible que el proyecto de un canal contemple obras para evitar la entrada de sedimentos (trampas de arena, decantadores, etc.).

Por lo contrario, en el caso de los ríos no existen determinaciones previas. El caudal es siempre variable, según el régimen hidrológico de la cuenca, y puede ser a una escala de tiempo estacional o bien restringido a un evento meteorológico. En general, la forma del cauce de un río responde a ciertos caudales de elevadas recurrencias (pero no extraordinarias). Además, existen las crecidas extraordinarias las cuales pueden transformar la naturaleza o el curso del río (corte de meandros) otorgándole al mismo un comportamiento dinámico que responde a ciertos grados de libertad.

Otra gran diferencia es que el río, al ser parte del medio ambiente, se relaciona con el mismo y conforma a su alrededor un ecosistema húmedo, apropiado para la vida vegetal y animal.

Un río mantiene un flujo bifásico de agua y sedimento (procedente del cauce o de la cuenca), en el cual si no existen cambios espaciales o temporales, simplemente el río aporta una cierta cantidad de ambas fases. La hidráulica fluvial intenta ser una herramienta para el ingeniero en la cuantificación de los cambios en la fase sedimento, que le permitan dar solución a problemas tales como tarquinamiento y pérdida de capacidad en embalses, explotación de áridos admisibles, o variaciones en la cota de fondo. Estas últimas suelen ser las más graves para obras cimentadas en el río o cerca del mismo (puentes, acueductos, etc.) y también para obras subfluviales (túneles).

Al poseer un fondo móvil, el régimen hidráulico de un río puede adaptarse a las altas velocidades de erosión mediante una sucesión de régimen lento y rápido, como se observa en la naturaleza. Existe una resistencia al flujo dada por el tamaño del grano del material que compone el lecho, a la que debe agregarse una rugosidad debido a las formas del fondo (rizos, dunas, etc.).

Para finalizar la comparación, es conveniente destacar que los ríos se encuentran sometidos a crecidas, situación que crea las mayores solicitaciones modificando el equilibrio del cauce, formando considerables erosiones, provocando desbordes e inundaciones, etc.

3.3.2. Geometría del Cauce del Río

Para lograr una adecuada representación del terreno, se utilizó como ayuda el google earth para poder pre dimensionar el río porque se hizo el levantamiento topográficamente solo del margen izquierdo, con el objeto de ver la forma del río, la franja izquierda es el objeto del levantamiento tiene una longitud aproximada de 2133m aproximadamente. (Vea se Anexo IX Planos)



FIGURA 3-24 VISTA DEL CAUCE DEL RIO

3.3.3. Rugosidad del cauce del río

Cuando se habla de la rugosidad del cauce del río se hace referencia a la resistencia al flujo que ofrece el cauce, y necesariamente se tiene que hablar sobre un coeficiente de rugosidad. Para entender de manera satisfactoria el concepto de coeficiente de rugosidad es imperativo tratar ciertos conceptos de flujo uniforme.

Cuando el agua fluye en un canal natural, aparecen fuerzas resistentes al flujo, estas fuerzas son proporcionales a la velocidad del flujo y en todo momento se oponen a las componentes de la fuerza gravitacional que actúan en la dirección del flujo. En determinado momento del movimiento se produce un balance entre estas fuerzas, cuando esto ocurre, se dice que se está desarrollando el flujo uniforme. La longitud del canal natural dentro de la cual no se produce el balance entre las fuerzas gravitacionales y resistentes es llamada zona transitoria.

Cuando se desarrolla el flujo uniforme en determinado tramo, la profundidad, área hidráulica y velocidad del flujo son constantes en cada sección del tramo, además el caudal debe ser constante. También sucede que la línea de energía y la superficie del agua son paralelas al fondo del canal natural.

Se han propuesto varias expresiones para calcular la velocidad media del flujo uniforme turbulento, dentro de las cuales la más ampliamente aceptada es la ecuación de Manning, no solo por su simplicidad, sino también porque los resultados que se obtienen son satisfactorios a nivel práctico. La ecuación de Manning se define en el sistema internacional como:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}$$

Donde:

v : Velocidad media del flujo (m/s).

n : Coeficiente de rugosidad de Manning.

R : Radio hidráulico (m).

S_f : Pendiente de la línea de energía.

El mayor problema en el uso de la ecuación de Manning radica en la estimación del coeficiente de rugosidad n . Se sabe que el coeficiente de rugosidad de Manning depende de muchos factores, tales como la rugosidad superficial del canal, la vegetación existente, irregularidades del canal, alineamiento del canal, la sedimentación y socavación que pueda producirse, obstrucciones, cambios de estación, etc.

“Con el nivel de conocimiento y con un criterio razonable, seleccionar un valor de n significa estimar la resistencia al flujo en un canal determinado, lo cual realmente es un asunto de intangibles. Para ingenieros con mucha experiencia, esto significa utilizar profundos criterios de ingeniería y experiencia; para principiantes, no pasa de ser un proceso de adivinanza, y diferentes individuos obtendrán diferentes resultados.”

3.3.3.1. Estimación del coeficiente de rugosidad en el canal natural

El valor de n es muy variable y depende de una cantidad de factores: rugosidad de la superficie, vegetación, irregularidades del cauce del río, alineamiento del canal, depósitos y socavaciones, obstrucciones, tamaño y forma del canal, nivel y caudal, cambio estacional, material suspendido y transporte del fondo.

Para estimar el valor de n hay cinco caminos:

1. Comprender los factores que afectan el valor de n y así adquirir un conocimiento básico del problema y reducir el ancho campo de suposiciones.
2. Consultar un cuadro de valores típicos de n para canales de varios tipos.
3. Examinar y hacerse familiar con la aparición de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos y están registrados en fotos.
4. Determinar el valor de n a través de un procedimiento analítico basado en la distribución teórica de la velocidad en la sección transversal de un canal y sobre los datos de medidas de velocidad o de rugosidad.
5. Uso de ecuaciones empíricas.

❖ Método de Cowan

Reconociendo varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrollo un procedimiento para la evaluación de n . Según este procedimiento el valor de n puede ser calculado por la ecuación:

$$n = X(n_0 \Gamma n_1 \Gamma n_2 \Gamma n_3 \Gamma n_4) m_5$$

n_0 : Valor básico de n para un canal recto y uniforme de un material dado.

n1: Se determina para corregir el efecto por irregularidades de la superficie.

n2: Se considera las variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal del canal.

n3: Se considera el efecto de obstrucción u obstáculos al flujo.

n4: Depende de la vegetación.

n5: Depende de la sinuosidad longitudinal del canal.

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES
Material	Tierra	0.020
	Roca	0.025
	Grava fina	0.024
	Grava gruesa	0.028
Grado de Irregularidad	Ligero	0.000
	Menor	0.005
	Moderado	0.010
	Severo	0.020
Variaciones en la sección transversal del canal	Gradual	0.000
	Ocasional	0.005
	Frecuente	0.010-0.015
Efecto relativo de Obstáculos	Despreciable	0.000
	Menor	0.010-0.015
	Apreciable	0.020-0.030
	Severo	0.040-0.060
Vegetación	Baja	0.005-0.010
	Media	0.010-0.025
	Alta	0.025-0.050
	Muy alta	0.050-0.100
Grado de sinuosidad	Menor	1.000
	Apreciable	1.150
	Severo	1.300

TABLA 3-27 FACTORES QUE AFECTAN EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD [ECUACIÓN COWAN]

En el siguiente cuadro se resumen las condiciones que fueron asumidas para la obtención del coeficiente de rugosidad, además se muestra que el coeficiente de rugosidad adoptado para el presente estudio es de $n=0.030$

<p>TRAMO PROG. 0+0 al PROG. 0+500</p> <p>IMAGEN</p> <p>n, m de Cowan</p> <table border="1"> <tr> <th>n_1</th> <th>n_2</th> <th>n_3</th> <th>n_4</th> <th>n_5</th> </tr> <tr> <td>0.025</td> <td>0.005</td> <td>0.005</td> <td>0.000</td> <td>1.000</td> </tr> </table> <p>n Rugosidad</p> <table border="1"> <tr> <th>Izquierdo</th> <th>Cauce</th> <th>Derecho</th> </tr> <tr> <td>n de Manning</td> <td>n de Cowan</td> <td>n de Manning</td> </tr> <tr> <td>0.050</td> <td>0.030</td> <td>0.040</td> </tr> </table>	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	0.025	0.005	0.005	0.000	1.000	Izquierdo	Cauce	Derecho	n de Manning	n de Cowan	n de Manning	0.050	0.030	0.040	<p>TRAMO PROG. 0+500 al PROG. 1+000</p> <p>IMAGEN</p> <p>n, m de Cowan</p> <table border="1"> <tr> <th>n_1</th> <th>n_2</th> <th>n_3</th> <th>n_4</th> <th>n_5</th> </tr> <tr> <td>0.025</td> <td>0.005</td> <td>0.005</td> <td>0.000</td> <td>1.000</td> </tr> </table> <p>n Rugosidad</p> <table border="1"> <tr> <th>Izquierdo</th> <th>Cauce</th> <th>Derecho</th> </tr> <tr> <td>n de Manning</td> <td>n de Cowan</td> <td>n de Manning</td> </tr> <tr> <td>0.050</td> <td>0.030</td> <td>0.050</td> </tr> </table>	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	0.025	0.005	0.005	0.000	1.000	Izquierdo	Cauce	Derecho	n de Manning	n de Cowan	n de Manning	0.050	0.030	0.050
n_1	n_2	n_3	n_4	n_5																																			
0.025	0.005	0.005	0.000	1.000																																			
Izquierdo	Cauce	Derecho																																					
n de Manning	n de Cowan	n de Manning																																					
0.050	0.030	0.040																																					
n_1	n_2	n_3	n_4	n_5																																			
0.025	0.005	0.005	0.000	1.000																																			
Izquierdo	Cauce	Derecho																																					
n de Manning	n de Cowan	n de Manning																																					
0.050	0.030	0.050																																					
<p>TRAMO PROG. 1+000 al PROG. 1+500</p> <p>IMAGEN</p> <p>n, m de Cowan</p> <table border="1"> <tr> <th>n_1</th> <th>n_2</th> <th>n_3</th> <th>n_4</th> <th>n_5</th> </tr> <tr> <td>0.025</td> <td>0.000</td> <td>0.005</td> <td>0.000</td> <td>1.000</td> </tr> </table> <p>n Rugosidad</p> <table border="1"> <tr> <th>Izquierdo</th> <th>Cauce</th> <th>Derecho</th> </tr> <tr> <td>n de Manning</td> <td>n de Cowan</td> <td>n de Manning</td> </tr> <tr> <td>0.050</td> <td>0.030</td> <td>0.040</td> </tr> </table>	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	0.025	0.000	0.005	0.000	1.000	Izquierdo	Cauce	Derecho	n de Manning	n de Cowan	n de Manning	0.050	0.030	0.040	<p>TRAMO PROG. 1+500 al PROG. 2+000</p> <p>IMAGEN</p> <p>n, m de Cowan</p> <table border="1"> <tr> <th>n_1</th> <th>n_2</th> <th>n_3</th> <th>n_4</th> <th>n_5</th> </tr> <tr> <td>0.025</td> <td>0.005</td> <td>0.000</td> <td>0.000</td> <td>1.000</td> </tr> </table> <p>n Rugosidad</p> <table border="1"> <tr> <th>Izquierdo</th> <th>Cauce</th> <th>Derecho</th> </tr> <tr> <td>n de Manning</td> <td>n de Cowan</td> <td>n de Manning</td> </tr> <tr> <td>0.050</td> <td>0.030</td> <td>0.050</td> </tr> </table>	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	0.025	0.005	0.000	0.000	1.000	Izquierdo	Cauce	Derecho	n de Manning	n de Cowan	n de Manning	0.050	0.030	0.050
n_1	n_2	n_3	n_4	n_5																																			
0.025	0.000	0.005	0.000	1.000																																			
Izquierdo	Cauce	Derecho																																					
n de Manning	n de Cowan	n de Manning																																					
0.050	0.030	0.040																																					
n_1	n_2	n_3	n_4	n_5																																			
0.025	0.005	0.000	0.000	1.000																																			
Izquierdo	Cauce	Derecho																																					
n de Manning	n de Cowan	n de Manning																																					
0.050	0.030	0.050																																					

TABLA 3-28 RESULTADO DE COEFICIENTE DE RUGOSIDAD POR TRAMOS (VEA ANEXO)

3.3.3.2. Flujo variado en régimen permanente.

El flujo variado en régimen permanente o flujo permanente variado es aquel en el que los parámetros hidráulicos del flujo varían espacialmente, más no temporalmente; es decir que el tirante puede cambiar a lo largo del canal. El flujo variado se clasifica en dos: flujo gradualmente variado y flujo rápidamente variado.

➤ Flujo gradualmente variado.

Cuando los cambios en los parámetros hidráulicos del flujo, tales como profundidad y velocidad, suceden de manera gradual a lo largo del canal, se dice que el flujo es gradualmente variado.

Chow ,2004 “La pérdida de altura en una sección es la misma que para un flujo uniforme que tiene la velocidad y el radio hidráulico de la sección”.

Bajo esa suposición es posible evaluar la pendiente de energía en cada sección usando la ecuación de Manning. En realidad la suposición anterior nunca ha sido completamente verificada ni experimental ni teóricamente; sin embargo, la experiencia ha demostrado que los resultados obtenidos bajo este supuesto son satisfactorios en aplicaciones ingenieriles.

En conclusión, el flujo gradualmente variado se produce sólo bajo las siguientes hipótesis: las líneas de corriente son casi paralelas (distribución hidrostática de presiones), la pendiente del canal es pequeña (menor a 6° ó 10%) y la pendiente de la línea de energía puede ser evaluada con una ecuación de flujo uniforme (ecuación de Manning).

➤ **Flujo rápidamente variado.**

Cuando los cambios en las características hidráulicas del flujo son abruptos en una longitud relativamente corta, se dice que el flujo es rápidamente variado. Ésta situación se da cuando el flujo cambia de régimen, ya sea de flujo subcrítico a supercrítico o viceversa, tales comportamientos particulares son conocidos como fenómenos locales. Dentro de estos fenómenos locales se pueden nombrar a la caída hidráulica y al resalto hidráulico.

En esta tesis solo se tratan conceptos básicos fundamentales del flujo variado, y no se entra a tratamientos rigurosos debido al carácter netamente ingenieril y aplicativo del presente trabajo. Sin embargo, se llevan adelante todas las pequeñas demostraciones, las cuales están dirigidas hacia el entendimiento del Método del paso estándar aplicado a cauces naturales.

3.3.3.3. Ecuación de energía.

En flujo permanente, para la determinación del perfil de agua se lleva adelante un balance de energía, este balance debe ser realizado entre la sección 2 y la sección 1 mostrada en la Figura.

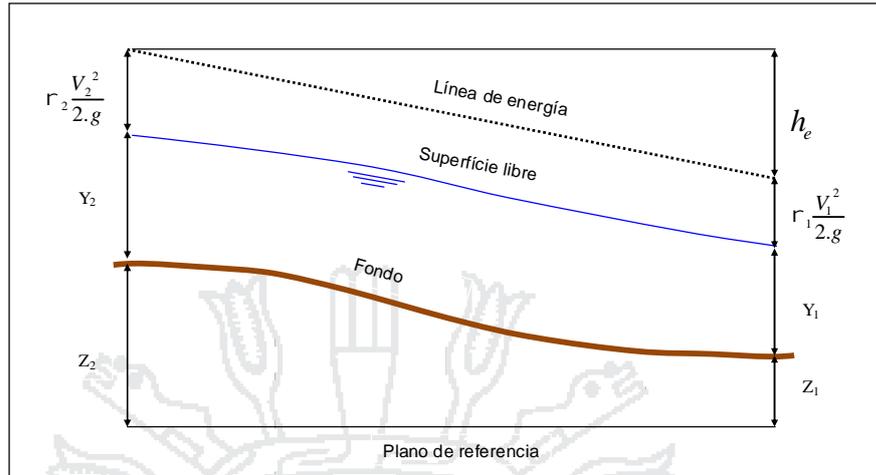


FIGURA 3-25 REPRESENTACIÓN DE LOS TÉRMINOS DEL BALANCE DE ENERGÍA

$$Z_2 \Gamma Y_2 \Gamma r_2 \frac{V_2^2}{2g} - X Z_1 \Gamma Y_1 \Gamma r_1 \frac{V_1^2}{2g} \Gamma h_e$$

$$h_e \quad X h_{f12}$$

En la ecuación anterior el término $Z \Gamma Y \Gamma r \frac{V^2}{2g}$ es el muy conocido trinomio de Bernoulli.

Donde:

Z_1, Z_2 : Cotas de los puntos más bajos de cada sección transversal, respecto a un nivel de referencia arbitrario.

Y_1, Y_2 : Tirantes de agua en cada una de las secciones, en cauces naturales son medidos respecto del punto más bajo de la sección transversal.

V_1, V_2 : Velocidades medias en cada sección transversal.

r_1, r_2 : Coeficientes de Coriolis o coeficientes de energía.

g : Constante de la aceleración de la gravedad (9.81m/s²).

h_e : Es la disipación de energía entre las secciones 1 y 2

3.3.4. Acondicionamiento del cauce estable - eje y ancho estable del río

Los factores físicos principales que actúan como condicionantes en un cauce estable son el régimen hidrológico y la sinuosidad o geomorfología.

El caudal del río llave es variable durante el año. Una gran parte del año el caudal es pequeño o mediano, que discurre en una franja relativamente estrecha y otro parte del año el caudal es alto (Diciembre, Enero, Febrero y Marzo), que ocupa franjas mayores para el transporte del flujo. Es importante que el cauce principal, dominado por el ancho estable, garantice el flujo de esta variación de caudales, sin generar erosiones e inundaciones.

La sinuosidad es otro factor importante en la estabilidad de un río. Un río en estado natural no es recto. Por lo tanto, un encauzamiento recto con curvaturas pequeñas (fondo móvil), no es capaz de conducir las aguas en línea recta sino que desarrolla inestabilidad lateral. Los ríos de gran sinuosidad tienen mayor longitud y menor pendiente; asimismo, las curvas generan resistencia al flujo; por lo tanto la capacidad de desagüe es menor, pudiendo originar desbordamiento mayores. Si las orillas no son resistentes, la acción sobre las curvas puede causar erosión en las márgenes.

3.3.4.1. Trazo del eje del río

Sobre la base de imágenes satelitales, se ha trazado el eje del río, teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Sinuosidad del río. Se ha rectificado con tramos compuesto por curvas grandes y ligeramente rectas, considerando que la pendiente de equilibrio va a permitir un equilibrio entre la sedimentación y la erosión. Teniendo en cuenta que no deben existir alineaciones rectas sino curvas ver figura

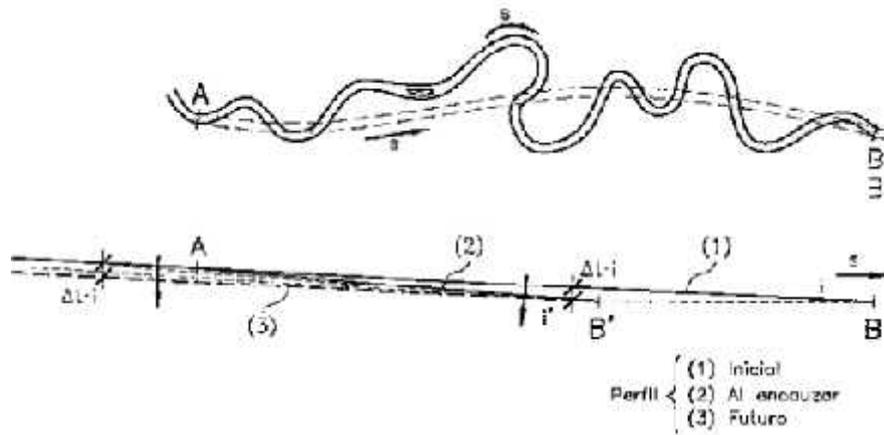


FIGURA 3-26 TRAZO PARA REDUCIR CURVAS. [ANA]

Dentro de la curvatura no es recomendable trazar arcos de círculos, ya que la curvatura es constante y cambiaría bruscamente de signo en el punto de tangencia (ver figura).

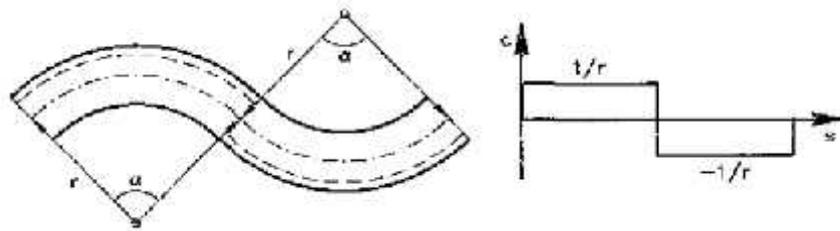
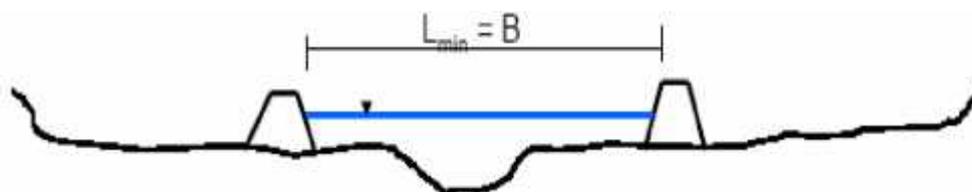


FIGURA 3-27 ALINEACIONES CIRCULARES ALTERNAS [ANA]

- Estructuras viales de cruce e hidráulicas. Las carreras paralelas de alguna forma definen el ancho de un río en ese tramo
- Predios agrícolas, se ha tenido en cuenta la propiedad privada, para no generar conflictos con los propietarios.
- Existencia de obras de defensa ribereña. Saquillos con arenas
- Aspectos legales. Se hace referencia a la Ley de Recursos Hídricos y a la Directiva sobre delimitación de Fajas Marginales.

3.3.5. Calculo del ancho estable del rio

El cauce estable del rio es aquel que se encuentra en equilibrio dinámico, no presentando tendencia a la erosión ni a la sedimentación



Es probable aplicar dos o más métodos para características morfológicas concurrentes, los resultados se cotejarán y se analizará la aplicación más conveniente, según las características del río y la inspección in-situ que se haya hecho previamente.



FIGURA 3-28 ANCHO ESTABLE DEL RIO

3.3.5.1. Calculo del ancho estable del rio

a. Ancho de encauzamiento (Según BLENCH)

$$B \times 1.81 * Q * \frac{F_b}{F_s}^{1/2}$$

B: Ancho de encauzamiento del rio en (m)

Q: Caudal máximo de diseño (m³/s)

F_s: Factor de orilla

F_b: Factor de fondo

FACTOR DE ORILLA	
Fs	Tipo de material
0.10	Material suelto en el cauce
0.20	Material ligeramente cohesivo
0.30	material cohesivo

FACTOR DE FONDO	
Fb	Tipo de material
1.20	Material grueso
0.80	Material fino

TABLA 3-29 FACTOR DE ORILLA Y FONDO BLENCH

b. Ancho estable del río (Según ALTUNIN)

$$B X a * \frac{Q^{1/2}}{S^{1/5}}$$

B: Ancho de encauzamiento del río en (m)

Q: Caudal máximo de diseño (m³/s)

S: Pendiente del cauce del río (m/m)

a: Parámetro que caracteriza el cauce del río

PARAMETROS QUE CARACTERIZA EL CAUCE DEL RIO	
a	Tipo de material
0.50	Zonas de alta montaña con cauce rocoso
0.75	Zona de montaña con cauce de cantos rodados y guijarros con corriente rápida
1.00	Zona intermedia, cauce formado por arena gruesa, media y fina, corriente tranquila
1.10	Zona de planicie, río caudaloso
1.30	Zona de planicie, río un poco caudaloso

TABLA 3-30 PARAMETROS DEL CAUCE DEL RIO ALTUNIN

c. Ancho estable del río (Según SIMONS-HENDERSON)

Inicialmente ésta fórmula experimental fue dada por Simons y Albertson, posteriormente fue modificada por Henderson en 1966.

$$B X K_1 * f Q A^{0.5}$$

Según las condiciones geotécnicas del río, varía el factor K₁

CONDICIONES GEOTÉCNICAS	K1
Fondos y orillas de arena.	5.7
Fondo de arena y orillas de material no cohesivo.	4.2
Fondo y orillas de material cohesivo.	3.6
Fondo y orillas de grava.	2.9
Fondo de arena y orillas de material cohesivo.	2.8

TABLA 3-31 CONDICION GEOTECNIA (SIMONS)

d. Ancho estable del rio (Según PETIT)

$$B \times 2.45 * fQA^2$$

Para:

Q= Caudal de diseño (m3/seg)

Resumen de las metodologías para calcular el ancho estable del rio.

MÉTODO	Ancho estable del rio B (m)
MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON	145.72
MÉTODO DE PETTIS	154.05
MÉTODO DE ALTUNIN - MANNING	132.82
MÉTODO DE BLENCH	125.60
=====> SE ADOPTA B :	154

TABLA 3-32 RESUMEN ANCHO ESTABLE PARA DIFERENTES METODOLOGÍAS

La determinación del ancho estable del tramo del rio en estudio, con estos métodos considerados, se realizó para tener una idea del orden de magnitud del ancho estable del rio. Los valores más satisfactorios, que pareciesen acercarse más a la realidad son los métodos: Altunin, Simons-Henderson y Petit por ello se ha decidido tomar el ancho estable de 154 m. vea (ANEXO IV)

3.3.6. Calculo del Tirante Hidráulico del rio

Utilizando el Programa H-canales podemos hallar el tirante hidraulico, velocidad del rio en la zona de estudio

Tirante Hidráulico.

El cálculo del tirante hidráulico se determinó mediante el método de Manning

Tramo en estudio

$n = 0.030$

$s = 0.004 \text{ m/m}$

$Q = 1203 \text{ m}^3/\text{s}$

$Z = 2$

$B = 154 \text{ m}$

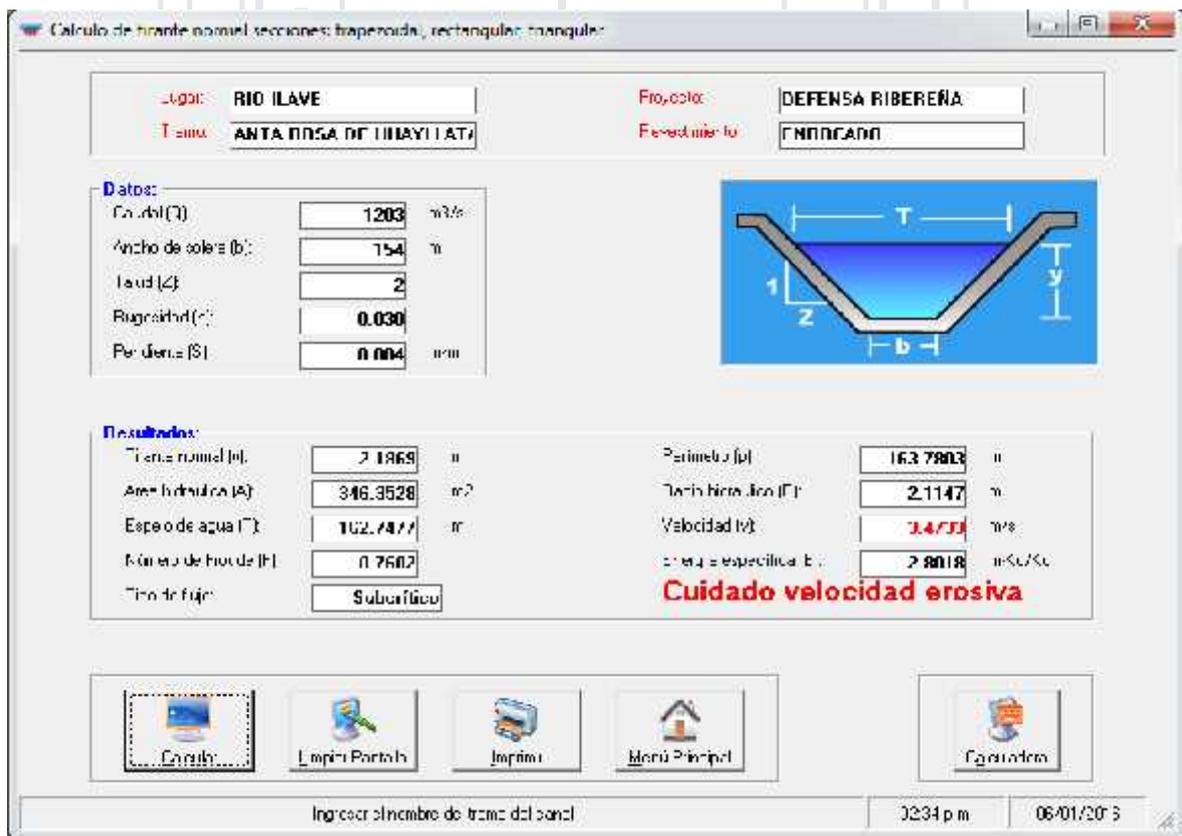


FIGURA 3-29 RESULTADOS DE LA SECCION DEL RIO CON EL PROGRAMA H-CANALES

3.3.7. Sedimentología

Las características morfológicas de un curso de agua: Anchura, Profundidad media, y pendiente son función de tres parámetros “motores”:

Caudal dominante (Q [m^3/s]) más frecuente, (tiempo de retorno aproximado 2 años).

Diámetro medio de sedimentos del cauce (dm).

Caudal sólido (C_s) aguas arriba del trecho considerado, constituido, de sedimentos más frecuentes en el cauce.

La teoría general de sedimentos fluviales involucra los procesos de erosión, iniciación del movimiento, transporte, depósito y compactación de las partículas sólidas, los sedimentos se originan en la erosión de la cuenca.

La erosión es un proceso que se desarrolla continuamente determina y modela la forma de la corteza terrestre. Esta se debe a la acción de los agentes extremos como el agua, viento, etc. así entendida la erosión es un proceso natural que puede agravarse por la acción del hombre (deforestación y denudación).

3.3.7.1. Granulometría del lecho de río

La granulometría del material del lecho del río llave para el tramo en estudio, está compuesto por partículas diversas, tales como: Arenas, limos y arcillas.

Para el trazado de las curvas granulométricas del material del lecho, se tomaron una serie de 02 muestras de material de río, en dos secciones representativas; que luego fueron tamizadas en el laboratorio de Mecánica de suelos (SILEX).

Del análisis granulométrico concluimos que el material de río de las zonas analizadas corresponden según la clasificación SUCS a arenas mal graduadas (SP), con diámetros que van desde 0.074 mm. Hasta 6.350 mm.

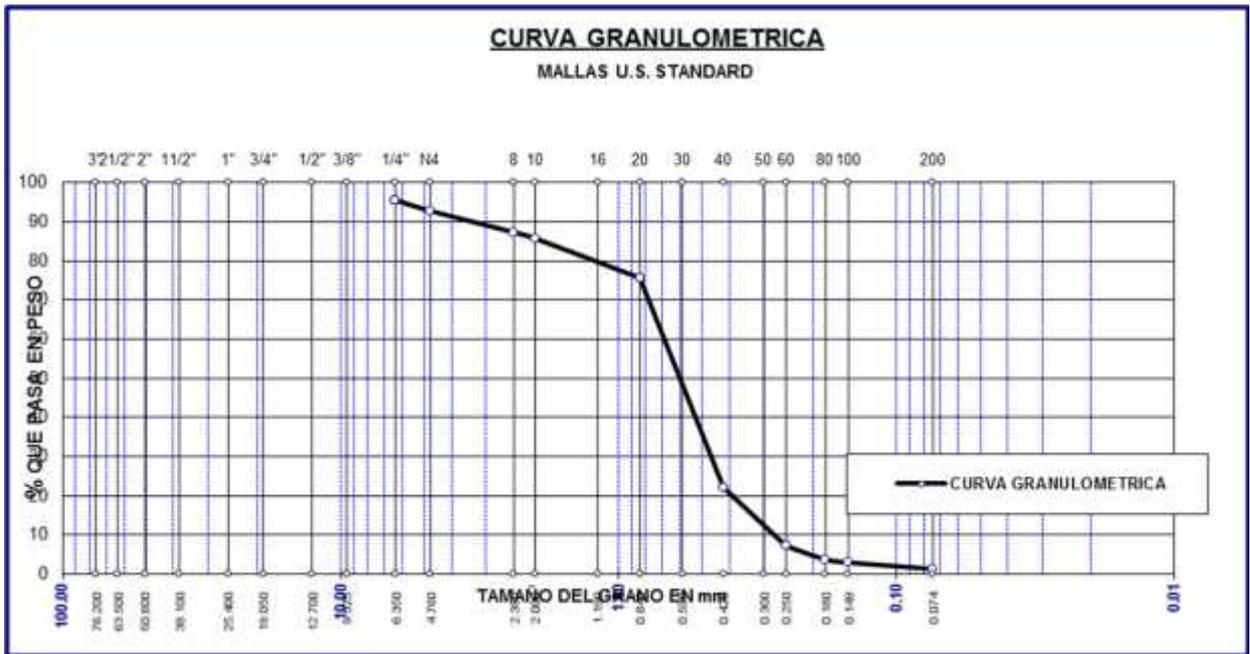


GRAFICO 3-1 CURVA GRANULOMERICA DEL LECHO DE RIO ILAVE

3.3.7.2. Clasificación Sedimentológica

Para el estudio de la mecánica del transporte de sedimentos es fundamental precisar las propiedades físicas de los sólidos transportados por la corriente. Consideramos en este trabajo solo las partículas no cohesivas. Sus propiedades más importantes.

a) **Tamaño.-** De los diferentes sistemas que existen para clasificar las partículas sólidas, presentamos la perteneciente a la American Geophysical Union (A.G.U), que parte del concepto de diámetro; el mismo, se muestra en el Cuadro Nº II.2.

Las partículas más gruesas, como los cantos rodados, guijarros y gravas, se clasifican por medio de un análisis granulométrico. Se usa mallas estandarizadas. Las partículas más finas se estudian por medio de su velocidad de sedimentación.

El diámetro de una partícula se define de varias formas:

-) Diámetro Nominal: Es el diámetro de una esfera cuyo volumen es igual al de la partícula.
-) Diámetro de Cribado: Es la cobertura de malla mínima para que pase la partícula.

J) **Diámetro de Sedimentación:** Es el diámetro de una esfera del mismo peso específico cuya velocidad de caída es igual a la de la partícula.

b) **Composición Mineralógica.-** Como los sólidos se originan en la erosión de la cuenca, se tendrá que la composición mineralógica depende de la naturaleza geológica de la cuenca.

c) **Velocidad de caída.-** Se define como la velocidad con la que cae una partícula en aguas tranquilas. Las formulas teóricas consideran una partícula aislada cayendo en un fluido infinito, sin tomar en cuenta el efecto de las paredes y el de la concentración. La fórmula general de caída se obtiene al igualar el peso de la partícula con la fuerza de sustentación que el fluido ejerce sobre ella.

1) Cantos rodados (250 a 4 000 mm)	Muy grandes	4 000	a	2 000 mm
	Grandes	2 000	a	1 000 mm
	Medianos	1 000	a	500 mm.
2) Guijarros (64 a 250 mm)	Grandes	250	a	125 mm
	Pequeños	125	a	64 mm.
3) Grava (2 a 64 mm)	Muy gruesa	64	a	32 mm
	Gruesa	32	a	16 mm.
	Media	16	a	8 mm
	Fina	8	a	4 mm.
	Muy Fina	4	a	2 mm.
4) Arenas (0.062 a 2 mm)	Muy gruesa	2	a	1 mm
	Gruesa	1	a	0.5 mm.
	Media	0.5	a	0.25 mm
	Fina	0.25	a	0.125 mm.
	Muy Fina	0.125	a	0.062 mm.
5) Limos (4 a 64)				(0.004 a 0.062 mm)
6) Arcillas (0.24 a 4)				(0.0024 a 0.004 mm)

TABLA 3-33 CLASIFICACIÓN DE PARTÍCULAS DE ACUERDO A LA AMERICAN GEOPHYSICAL UNION (A.G.U.) (En base al Diámetro)

3.3.7.3. Morfología de los Granos.

La forma de las partículas puede ser muy variada y afecta notablemente su comportamiento al iniciarse su arrastre o ser transportados por el agua: Las partículas pueden tener formas que tienden a esferas, discos, láminas, elipsoides o cilindros o ser completamente irregulares.

La morfología de los granos está relacionada con el tamaño de las partículas de los sedimentos cuya forma y redondez son importantes para estimar el transporte y el caudal de sólidos que arrastra un río.

La influencia de la forma de las partículas de los sedimentos están relacionados con la velocidad de decantación y el arrastre, parámetros que son utilizados en la definición del Número de Reynolds.

Los parámetros para definir la forma son: la relación de los ejes principales, la redondez, el área de la superficie y la comparación con el volumen, masa o velocidad de sedimentación equivalente. Por consiguiente es importante definir los conceptos siguientes:

) **Esfericidad**, es la relación entre el área de la superficie de una esfera y el área de la superficie de la partícula de igual volumen.

) **Redondez**, es la relación del radio promedio de la curvatura exterior de la partícula y radio de un círculo inscrito en el área máxima proyectada de esta partícula.

) **Factor de Forma**, consiste en la relación de los tres ejes mutuamente perpendiculares, cuya relación matemática es:

$$S.F. = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}}$$

Dónde: *a*, *b* y *c* son ejes, *a* es el mayor, *b* el intermedio y *c* el eje menor.

Para arena natural el valor de **S.F.**, es más o menos 0.70 (el cual corresponde al caso del presente proyecto).

3.3.7.4. Transporte De Sólidos De Fondo

La forma en la que los distintos materiales son transportados depende del tamaño del sedimento. Así, los sedimentos de tamaño molecular viajarán en disolución, los granos de tamaño arcilla, limo o arena viajan en suspensión, y las gravas o cantos más grandes lo hacen por saltación o por rodadura.

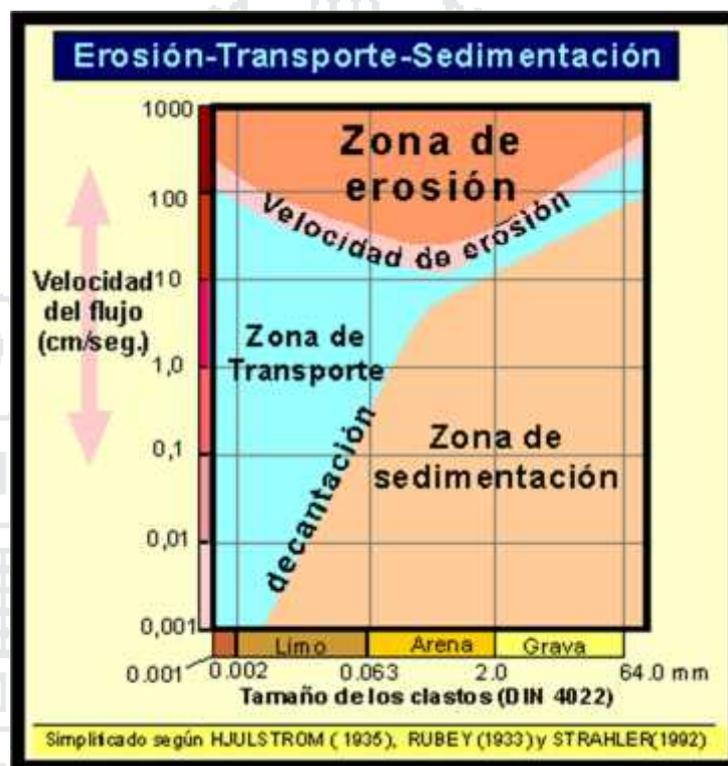
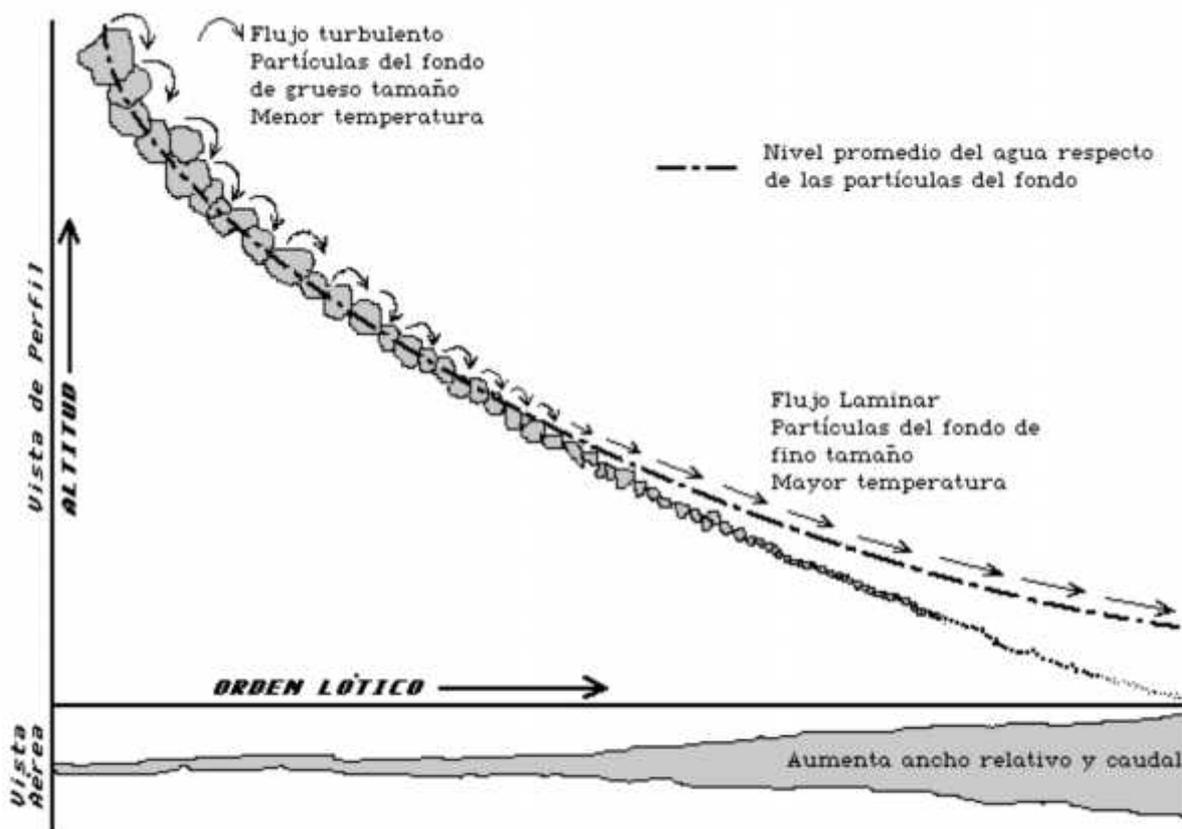


FIGURA 3-30 EROSION TRANSPORTE SEDIMENTOS (VELOCIDAD DEL FLUJO)

Diagrama de Hulstrom en el que se relaciona la velocidad de la corriente con el tamaño de los sedimentos, delimitándose las condiciones en las que se produce erosión, transporte y sedimentación

También influye la velocidad de la corriente. Quizá en épocas de crecida, la corriente es capaz de transportar en suspensión incluso a las gravas, pero en épocas de estiaje, incluso las arenas son transportadas por rodadura.



Variación de algunos parámetros ecológicos en relación con la altitud y la distancia desde las nacientes hasta la desembocadura de un curso fluvial.
Irene Rut Wais de Badgen, *Introducción a la Ecología de Ríos*, Proedicoitta, 1992.

FIGURA 3-31 SEDIMENTACIÓN Y ARRASTRE DE PARTÍCULAS SEGÚN SU TAMAÑO Y SU UBICACIÓN EN EL PERFIL DE UNA CUENCA

A lo largo del cauce, y en las orillas podemos observar estructuras sedimentarias temporales denominadas barras o isletas de grava. Son acumulaciones móviles de grava y arena, que se detienen cuando el cauce baja de nivel en verano.

3.3.7.5. Metodologías De Cálculo De Gasto Sólido De Fondo

La medición de sedimentos de fondo constituye en la actualidad un problema mucho más difícil de solucionar, que el caso de los sedimentos en suspensión. La medición de los sedimentos de fondo se realiza en forma indirecta, se realizó el ensayo helley smith debido a que no existe una medición directa y se comparó con modelos matemáticos.

3.3.7.5.1. Fórmula de schoklitsch, Fórmula de meyer – peter y müller.

Se decidió trabajar con estos dos métodos por que los resultados se asemejan al ensayo realizado **helley smith** que se puede ver (ANEXO VI)

3.3.7.5.2. Fórmula de schoklitsch.

De acuerdo con *Schröder*, se tiene que una de las fórmulas aplicables es la de *Schoklitsch*.

El cual se expresa en la siguiente ecuación:

$$T_F \times 2500 * S^{3/2} * Q Z \frac{0.6 * B * d_m^{3/2}}{S^{7/6}}$$

Donde:

TF = gasto sólido de fondo, en kg/s

Q = Gasto líquido medio = 450.00 m³/s

B = ancho medio del río = 120.00 m (campo)

S = pendiente de la línea de energía del río = 0.00035 m/m a 0.00027 m/m

valor medio de: (0.000137 a 0.000865 m/m)

dm = diámetro representativo de las partículas (dm) = 0.001 m

Reemplazando se obtiene:

Tf = 6.865 kg/s ; Tf = 593.13 Tn/día ; 216,493.50 Tn/año

Tf = 4.531 kg/s ; Tf = 391.50 Tn/día ; 142,897.49 Tn/año

3.3.7.5.3. Fórmula de meyer – peter y müller.

Cuando no hay registros de muestreos la forma mas usual de determinar el caudal de sólidos de fondo, es mediante la aplicación d fórmulas empíricas establecidas para el efecto.

Cuando el fondo es rígido (canal de concreto), la sección transversal está definida. La relación entre las diferentes variables se establece mediante una ecuación como la de Manning o Chezy. El gasto es función de la pendiente, rugosidad del contorno y tamaño de la sección transversal.

En cambio en un móvil la sección transversal es variable. El lecho está sometido a procesos de erosión y sedimentación. Esto determina no solo una configuración variable del fondo, sino también un cambio en la resistencia al escurrimiento, expresada en términos de la rugosidad. A su vez los cambios morfológicos de la sección determinan variaciones en el transporte sólido con lo que el problema se complica aún más.

La descripción matemática del modo como se transportan las partículas sólidas en una corriente líquida es sumamente compleja. Cualquier modelo que pretenda describir el movimiento de las partículas, tiene que ser, necesariamente, el producto de una esquematización, vale decir de una simplificación del modo como ocurren los fenómenos. El flujo real es tridimensional. El flujo ideal, que corresponde a las fórmulas, es bidimensional, esta profunda diferencia, añadido a otros factores, hace que frecuentemente se presenten divergencias notables entre lo previsto "Teóricamente" y lo observado posteriormente.

Bajo el supuesto anterior, podemos distinguir entre aquellas partículas que van permanentemente en contacto con el fondo y que ruedan o se deslizan sobre el lecho, constituyendo el arrastre o transporte sólido de fondo, y aquellas que van en suspensión. Algunas partículas se transportan de un modo peculiar a saltos. A esta modalidad se le denomina Transporte por saltación. El material de arrastre, que está constituida por las partículas de mayor tamaño, rueda o se desliza siempre en contacto con el fondo y avanza en forma de rizos, dunas y barras (Siempre que la granulometría lo permita), la velocidad de una partícula sólida es en general inferior a la velocidad de la corriente.

3.3.7.6. Gasto sólido de fondo.

1. fórmula de Meyer – Peter y Müller.

Los profesores Meyer – Peter y Müller , realizaron cuatro series de ensayos en el laboratorio de Zurich y determinaron su relación gasto sólido de fondo, el cual puede ser expresado por la siguiente ecuación:

$$X_w \frac{Q_s}{Q} \frac{K_s}{K_r} \frac{YS}{x''_s d_m} \times 0.047 \Gamma 0.25 \frac{x_w}{g} \frac{g''_s}{x''_s d_m} \dots (1)$$

Donde:

- X_w = Peso específico del agua.
- Q_s = Gasto líquido que produce el transporte.
- Q = Gasto líquido total.
- K_s = Coeficiente de Rugosidad del fondo.
- K_r = Coeficiente de Rugosidad debido a las partículas de fondo.
- Y = Tirante del agua.
- S = Pendiente de la línea de energía.
- x''_s = Peso específico de las partículas sumergidas.
- d_m = Diámetro efectivo.
- g = Aceleración de la gravedad.
- g''_s = Gasto sólido específico pesado bajo agua.

La Ecuación (1), puede ser escrita del siguiente modo teniendo en cuenta algunas consideraciones.

$$g_s Xg \frac{g}{X_w} \frac{1}{\zeta} (\ddagger Z\ddagger_c)^{3/2} \dots (2)$$

Donde:

$$\zeta \times \frac{x_s Z x_w}{x_w} \dots (3)$$

‡ : Es el esfuerzo de Corte de Fondo y se calcula de acuerdo a

$$\ddagger \times \frac{K_s}{K_r} \cdot x_w R_h^{3/2} * S \dots (4)$$

‡_c : Es el esfuerzo de Corte Crítico y puede ser determinado por:

$$\ddagger_c \times 0.047(x_s Z x_w) d_m \dots (5)$$

Además K_s y K_r se calculan de acuerdo a:

$$K_s \times \frac{v}{R^{2/3} S^{1/2}} \dots (6)$$

Y K_r de acuerdo a:

$$K_r \times \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \dots (7)$$

Donde:

v : Velocidad media del flujo.

R_h : Radio hidráulico.

D_{90} : Diámetro del material por el cual el 90% en peso tiene Dimensiones menores.

La ecuación (2) es dimensionalmente correcta, así que para su aplicación puede usarse cualquier sistema consistente de unidades.

El diámetro efectivo es calculado de acuerdo a la siguiente relación:

$$d_{mr} \times \frac{d_i \zeta p}{100} \dots\dots (8)$$

Debido a la variabilidad del esfuerzo de corte crítico para Sedimentos de granulometría extendida, es mas apropiado realizar el cálculo de Gastos Sólidos parciales por tamaño. En este caso el Gasto Sólido de Fondo Total se obtiene como:

$$g_{sr} \times \zeta p_i * g_{si} \dots\dots (9)$$

Donde

$$\zeta p_i \times \frac{p_i}{p_i} \dots\dots (10)$$

Y g_{si} Es el transporte sólido parcial correspondiente a ese tamaño y que puede ser calculado de acuerdo a:

$$g_{si} \times 8 \frac{g}{x_w} \frac{1}{\zeta} \sqrt{Z \dagger_{ci} A^{3/2}} \dots\dots (11)$$

Donde:

$$\tau_{ci} = \frac{K_s \cdot \rho \cdot u_*^2 \cdot d_i}{\gamma_s} \quad \dots \quad (12)$$

El valor de Sh puede ser obtenido de acuerdo al criterio de Shields, Re_* es el número de Reynolds de la partícula y se calcula de acuerdo a :

$$Re_* = \frac{u_* \cdot d_i}{\nu} \quad \dots \quad (13)$$

Para la evaluación del Gasto Sólido de Fondo mediante el método de Meyer – Peter y Müller. Se ha realizado un programa en el lenguaje de programación simple, cuyo proceso se detalla a continuación:

- 1.- De acuerdo a la ecuación (6) evaluar K_s -
- 2.- Calcular K_r según (7)
- 3.- Determinar el Esfuerzo de Corte, Ecuación (4)
- 4.- Determinar la Velocidad de Corte.
- 5.- Determinar para cada tamaño el esfuerzo de Corte Crítico usando el Diagrama de Shields.
- 6.- Obtener el Gasto Sólido de Fondo para cada tamaño usando la ecuación (11).
- 7.- Repetir para todos los diámetros el cual ha sido dividida la curva granulométrica los pasos 3-5.

En el gráfico se muestran los resultados de transporte Sólido de Fondo, para una sección representativa del tramo del río llave objeto del Estudio.

RIO ILAVE

CALCULO DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO

(MÉTODO: MEYER – PETER Y MÜLLER)

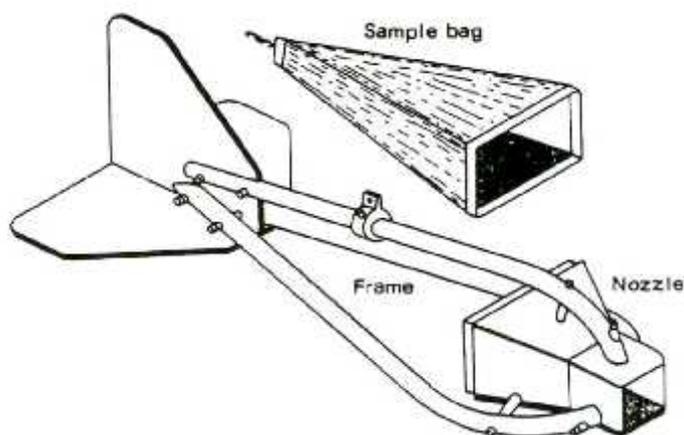
ESTACIÓN: puente ilave

Caudal m ³ /s	Velocidad m/s	RH m	Ancho m ²	Esf. Kg/m ²	Gs m ³ /s x 10 ⁻³	Gs tn/dia
10	0.1	0.22	75.8			
50	0.4	1.43	110.61	0	0.001	0.041
100	0.51	2.08	117.61	0.03	0.802	32.997
150	0.58	2.5	142.4	0.04	2.969	122.153
200	0.61	2.7	179.55	0.05	6.162	253.522
250	0.63	2.82	189.56	0.06	9.411	387.195
300	0.65	2.97	162.77	0.06	11.181	460.018
350	0.68	3.15	196.28	0.06	12.707	522.802
368	0.69	3.22	197.75	0.07	15.118	621.998
380	0.69	3.26	197.89	0.07	15.304	629.65
450	0.7	3.29	200	0.07	15.577	640.881
				0.08	15.76	648.411

TABLA 3-34 RESULTADO DEL CALCULO DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO

Se sacó muestras de sedimento con el instrumento de helley smith para poder calcular la cantidad de sedimentos transportados y luego se comparó con los métodos de Schoklitsch y meyer –peter y muller. Los resultados dieron una aproximación adecuada

Muestreo de sedimentos: Helley Smith (ANEXO IV)



3.4. Análisis Hidráulico

En el presente sub índice se resumen los criterios adoptados para enfrentar lo problemas hidráulicos descritos en sub índice 3.2., siendo las principales tareas del estudio aquellas de averiguar el comportamiento del río en ocasiones de grandes avenidas ante todo en las condiciones geométricas actuales y aquellas de establecer el tipo y tamaño de las intervenciones sobre las obras existentes de defensas ribereñas.

3.5. Análisis de Máximas avenidas en el rio llave

Se considerará como Avenida máxima del rio llave ver ANEXO III para su Calculo.

Q diseño= 1203.15 m3/s

RÍO ILAVE

CAUDALES MÁXIMOS

1970 – 2014

COMPARACIÓN DE VALORES ESTIMADOS DE LA Qmax.								
Tr	Normal	Log normal 2 par.	Log normal 3 par.	Gumbel	Log gumbel	Log pearson III	Pearson tipo III	Q promedio
2	344.54	260.603	314.75	307.071	227.011	292.95	312.58	294.214
5	538.17	531.658	519.69	510.297	480.103	537	521.84	519.823
10	639.58	772.012	647.86	644.823	787.608	695.06	650.62	691.080
20	723.29	1052.58	765.81	773.969	1267.751	836.31	770.20	884.273
50	817.11	1486.233	912.72	941.141	2347.251	1000.24	917.38	1203.153
100	879.89	1874.318	1020.11	1066.34	3725.663	1109.87	1023.16	1528.479
200	937.15	2314.618	1126.06	1191.181	5901.725	1208.34	1126.64	1972.245
500	1006.83	2992.906	1265.54	1355.842	10818.36	1323.45	1257.72	2860.092
1000	1055.58	3579.577	1368.25	1480.145	17119.955	1399.68	1356.60	3908.541

TABLA 3-35 COMPARACION DE CAUDALES EN LOS DIFERENTES AÑOS (SE TOMO PARA UN TIEMPO DE DISEÑO DE 50 AÑOS Q: 1203.153)

3.6. Simulación hidráulica en el río llave

Se analizó para el tramo en el estudio del río llave, el comportamiento del perfil hidráulico para los caudales de diseño (Q20, Q50, Q100), mediante el empleo del HEC-RAS (versión 4.1 - 2 013), que es un modelo hidráulico desarrollado por el U.S. Arms Corps Of Engineers, Hydrologic Engineering Center (Hec), sobre las base del HEC-2, en entorno Windows.

El HEC-RAS, permite el estudio del comportamiento hidráulico de un río, calculando el perfil hidráulico de la superficie del agua en su situación natural o actual (diferentes condiciones de caudal, ancho del río y cota del Lago) y/o en la situación con proyecto, para flujo permanente y gradualmente variado. Permite determinar rápidamente dichos perfiles del río, una vez entrados todos los datos geométricos del tramo del río en examen.

El procedimiento de cálculo está basado en la solución de la ecuación unidimensional de energía, considerando pérdidas por fricción y evaluadas con la ecuación de Manning.

La elevación incógnita de la superficie del agua en una sección transversal se determina por medio de una solución iterativa de las ecuaciones (4.1) y (4.2). El procedimiento de cálculo es el siguiente:

3.6.1. Simulación hidráulica con el modelo HEC-RAS.

Obtenida la simulación del caudal máximo de crecida del río llave se procedió a la simulación hidráulica del área de que podría ser afectada por el desborde del río en el tramo comprendido entre la Estación de aforo del Puente Antiguo y su desembocadura al Lago Titicaca.

Para el análisis de la simulación hidráulica realizada por el Modelo, se asumió las condiciones de Flujo Permanentes, es decir, que en la ecuación de la energía no serán incluidos términos que dependan del tiempo. Además, se realizarán los cálculos a partir de consideraciones de Flujo Subcrítico (N° de Froude < 1).

Los resultados del modelo se presentan tanto en forma gráfica como tabular, cabe mencionar que el modelo trabaja únicamente en lenguaje inglés, por lo que los parámetros incluidos en los resultados obedecen a abreviaturas en dicho idioma. A continuación se presenta el significado de la nomenclatura utilizada por el modelo.

Nomenclatura utilizada por el modelo HEC-RAS.

E.G. Elev (m)	Línea de la Gradiente de Energía para un perfil hidráulico dado.
W.S.Elev (m)	Perfil hidráulico calculado a partir de la Ecuación de la Energía.
Crit W.S. (m)	Altura crítica. Altura de agua correspondiente a la energía mínima en la curva energía vs profundidad.
E.G. Slope (m/m)	Pendiente de la línea de gradiente de energía.
Q Total (m3/s)	Caudal total en una sección transversal
Top Width (m)	Ancho del canal tomando como referencia la superficie del agua.
Vel Total (m/s)	Velocidad promedio del flujo total de una sección transversal.
Max Chl Dpth (m)	Máxima Profundidad del canal.
Conv. Total (m3/s)	Capacidad de Transporte total de la sección transversal.
Length Wtd (m)	Longitud del tramo entre dos secciones transversales.
Min Chl El (m)	Elevación mínima del canal.
Frctn Loss (m)	Pérdida de energía entre dos secciones transversales.
C & E Loss (m)	Pérdidas por contracción y expansión entre dos secciones transversales.
Wt. n-Val	Valor de la rugosidad n de Manning.
Flow Area (m2)	Área de flujo de la sección transversal.
Hydr. Depth (m)	Altura hidráulica.
Wetted Per. (m)	Perímetro mojado.
Shear (N/m2)	Tensión cortante.
Stream Power (N/m s)	Poder Hidraulico
Cum Volume (1000 m3)	Volumen acumulado de agua, medido desde el extremo final aguas abajo hasta una sección transversal dada.
Cum SA (1000 m2)	Área acumulada de la superficie de agua, medida desde el extremo final aguas abajo hasta una sección transversal dada.
Froude # Chl	Número de Froude del canal.

3.6.2. Secciones transversales.

En esta sección se mostrarán las gráficas que contienen los perfiles hidráulicos calculados por el modelo, visualizados en cada una de las Secciones Transversales analizadas en el Sistema Hídrico, aplicados a cada uno de los periodos de retorno.

El punto de control seleccionado, a través de las progresivas 0 + 550 km, nos permite mostrar la capacidad de carga en dicha sección transversal (figura N°), mostrándose así también las características principales que registran las mismas secciones a través de las Ilustración figura

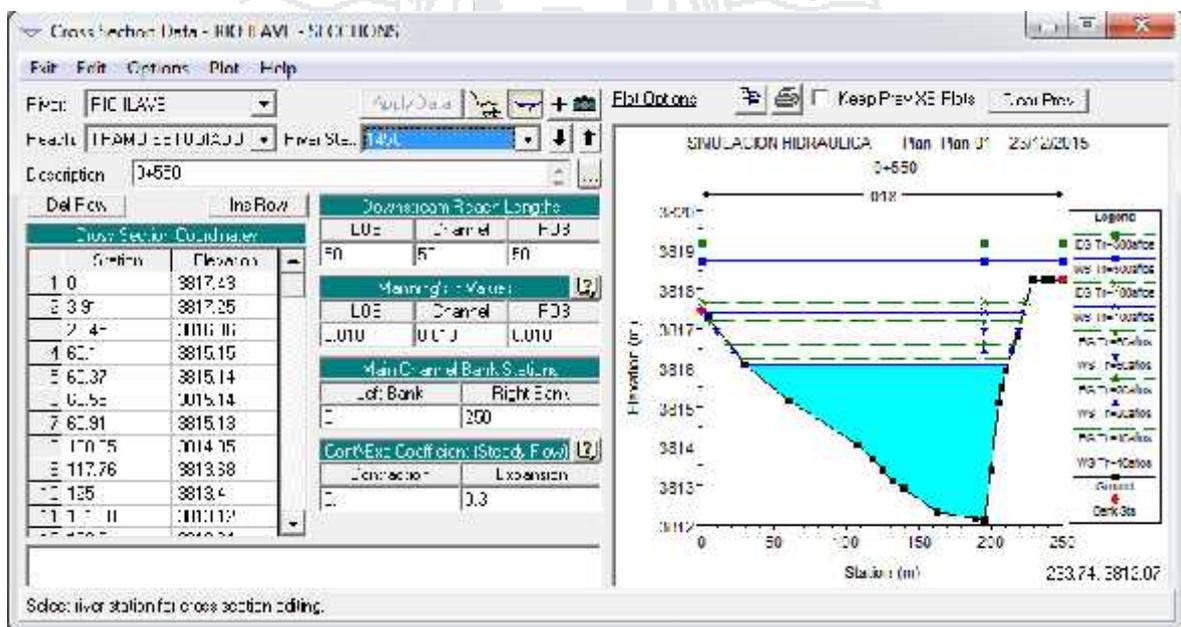


FIGURA 3-32 SECCIONTRANSVERSAL DEL RIO ILAVE

En esta sección se muestra que para un período de retorno de 50 años, la superficie de agua supera el nivel de la banca en ambos márgenes, la velocidad de flujo es mayor en el centro del cauce y a cierta distancia del fondo del lecho, lo que también está relacionado con la rugosidad del cauce y de la llanura de inundación, a mayor rugosidad menor velocidad del flujo. Para un período de retorno de 50 años se tiene una caudal de 1203 m³/s

También se puede observar la simulación del río en 10, 50 y 100 años de periodo de retorno sin defensa ribereña

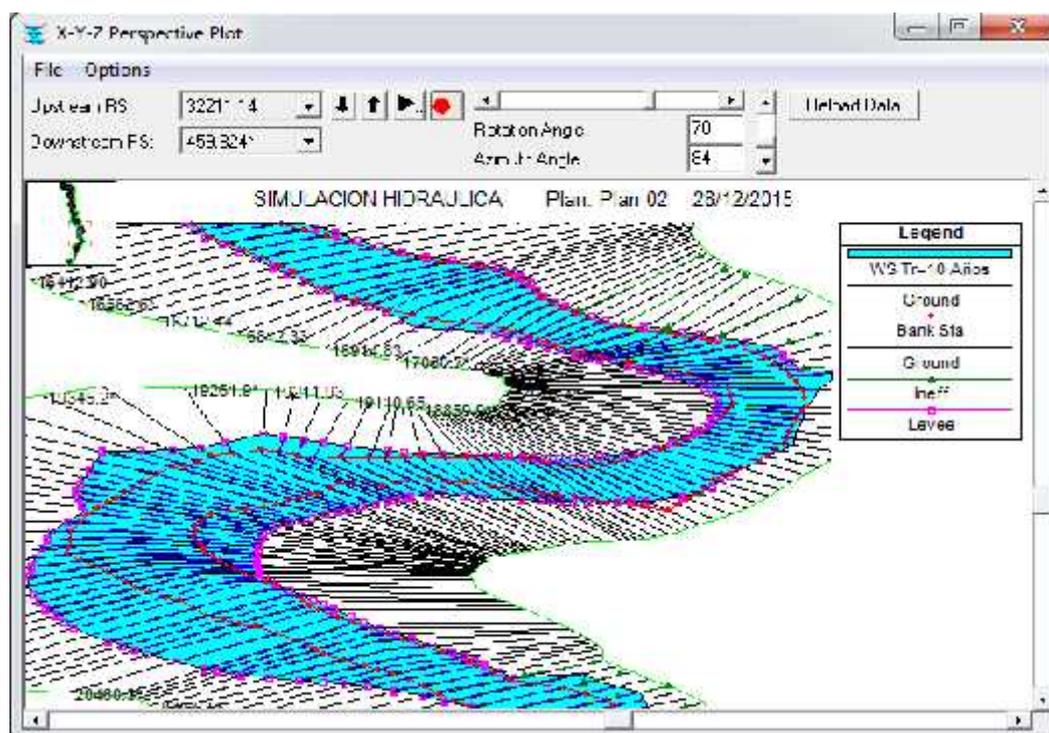


FIGURA 3-33 SIMULACION DE DESBORDE DEL RIO PARA 10 AÑOS HEC RAS

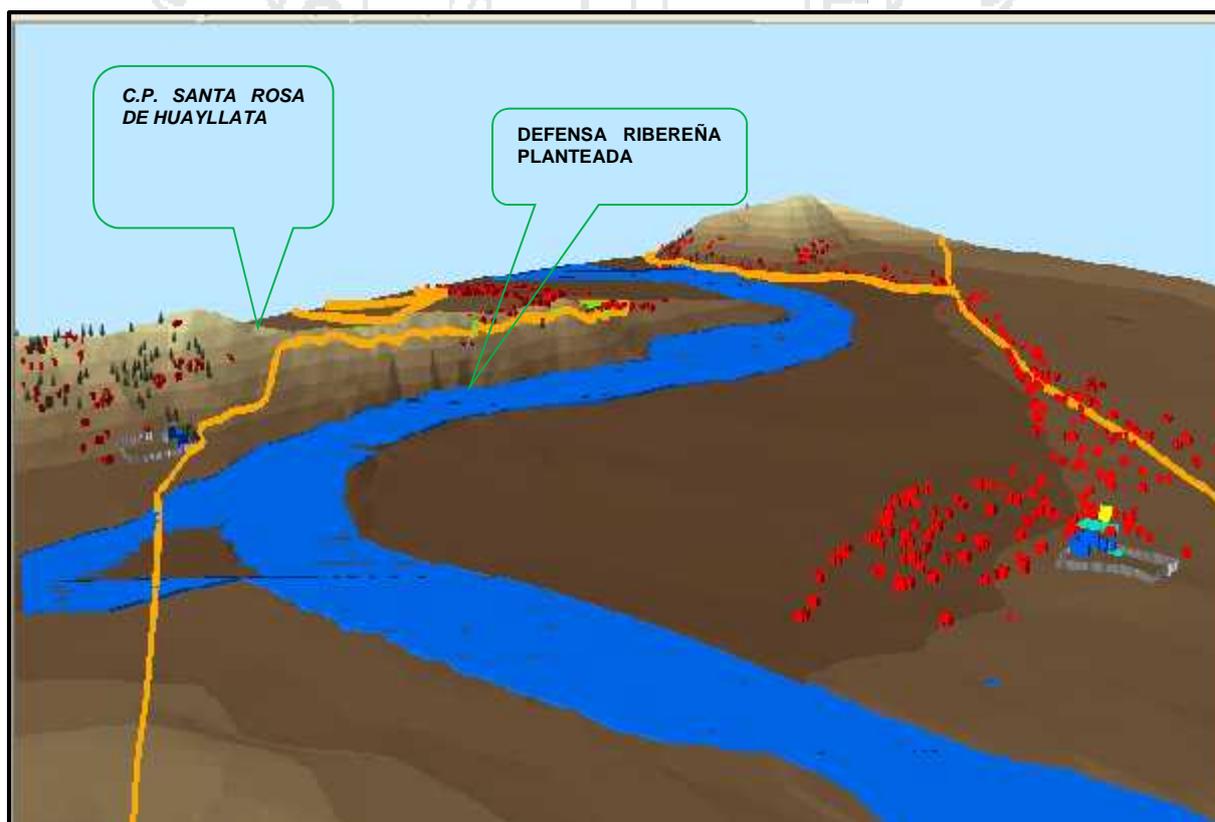


FIGURA 3-34 ESTADO DEL RIO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS

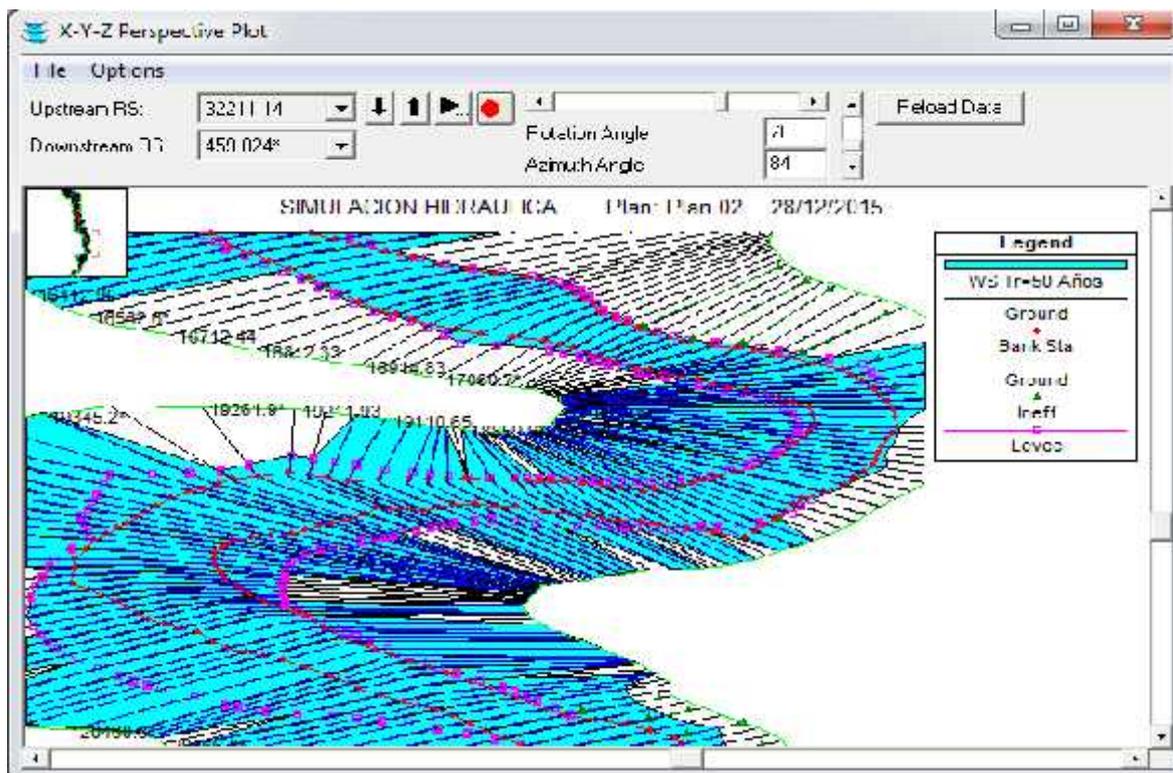


FIGURA 3-35 SIMULACION DE DESBORDE DEL RIO PARA 50 AÑOS HEC RAS

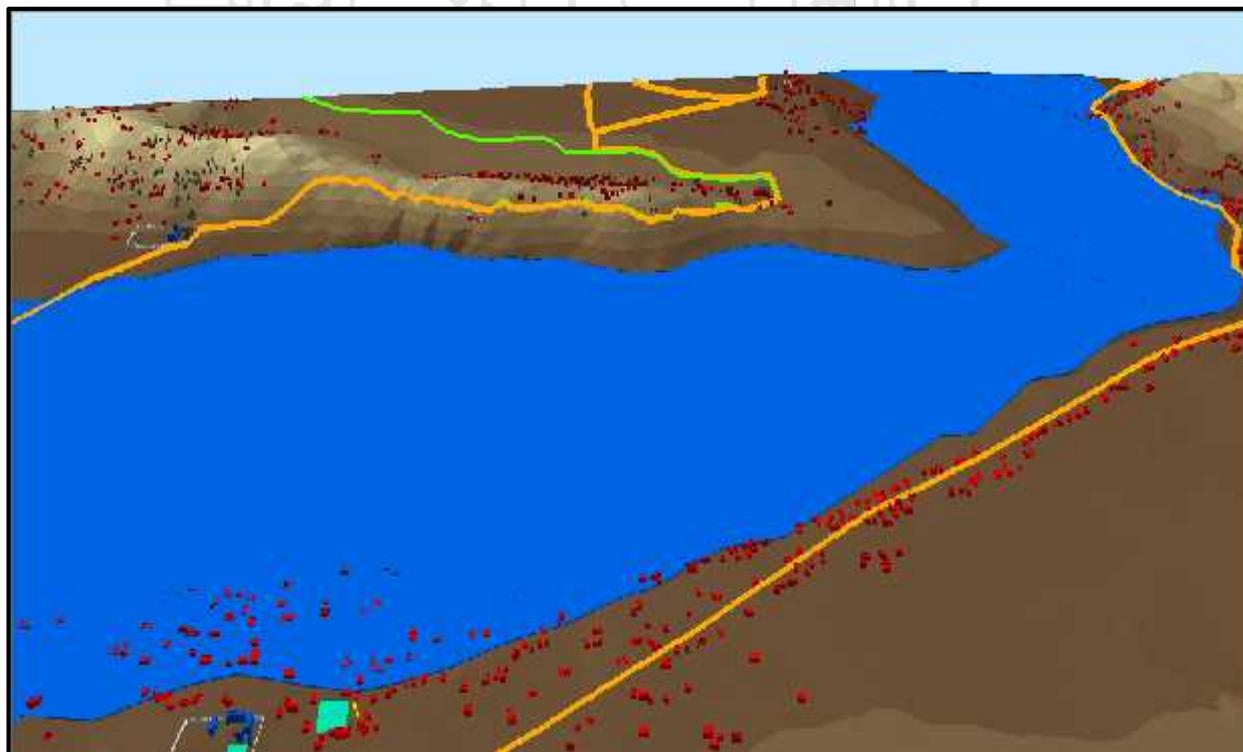


FIGURA 3-36 ESTADO DEL RIO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS

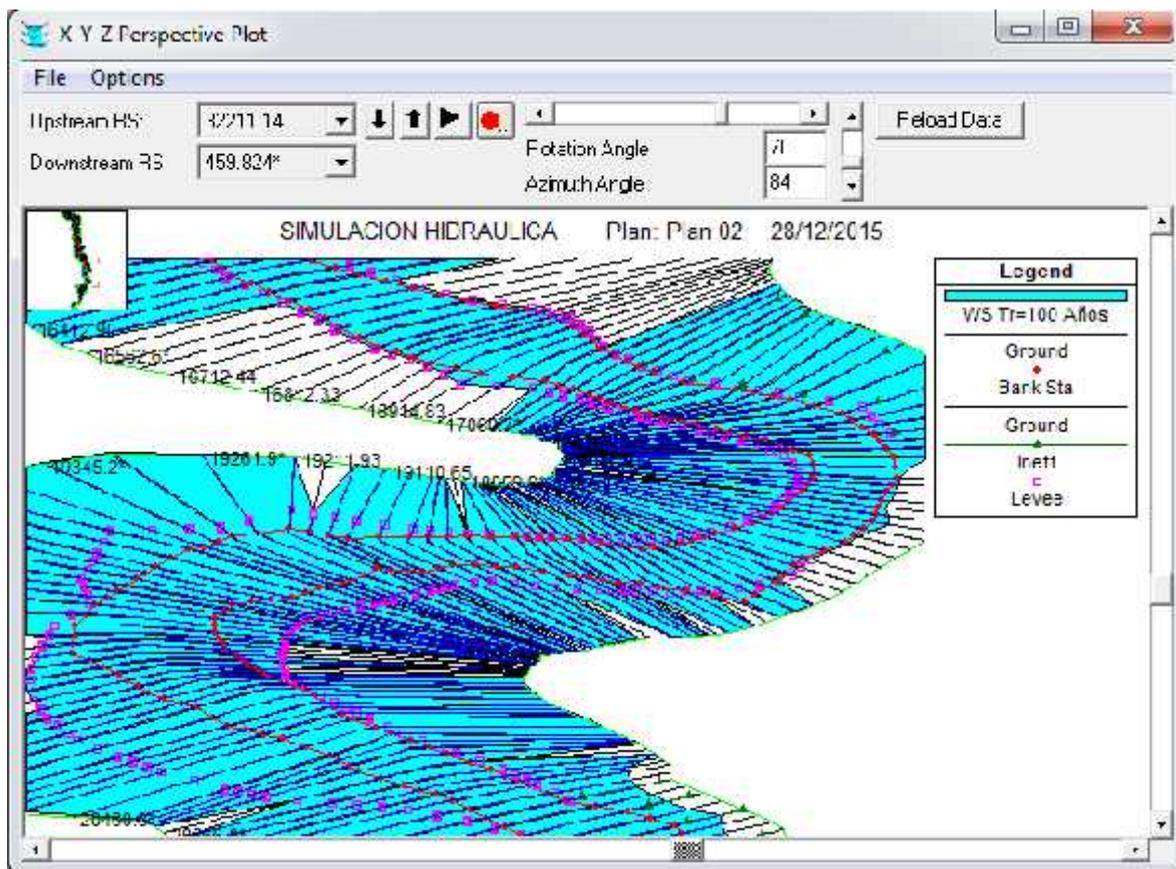


FIGURA 3-37 SIMULACION DE DESBORDE DEL RIO PARA 100 AÑOS HEC RAS

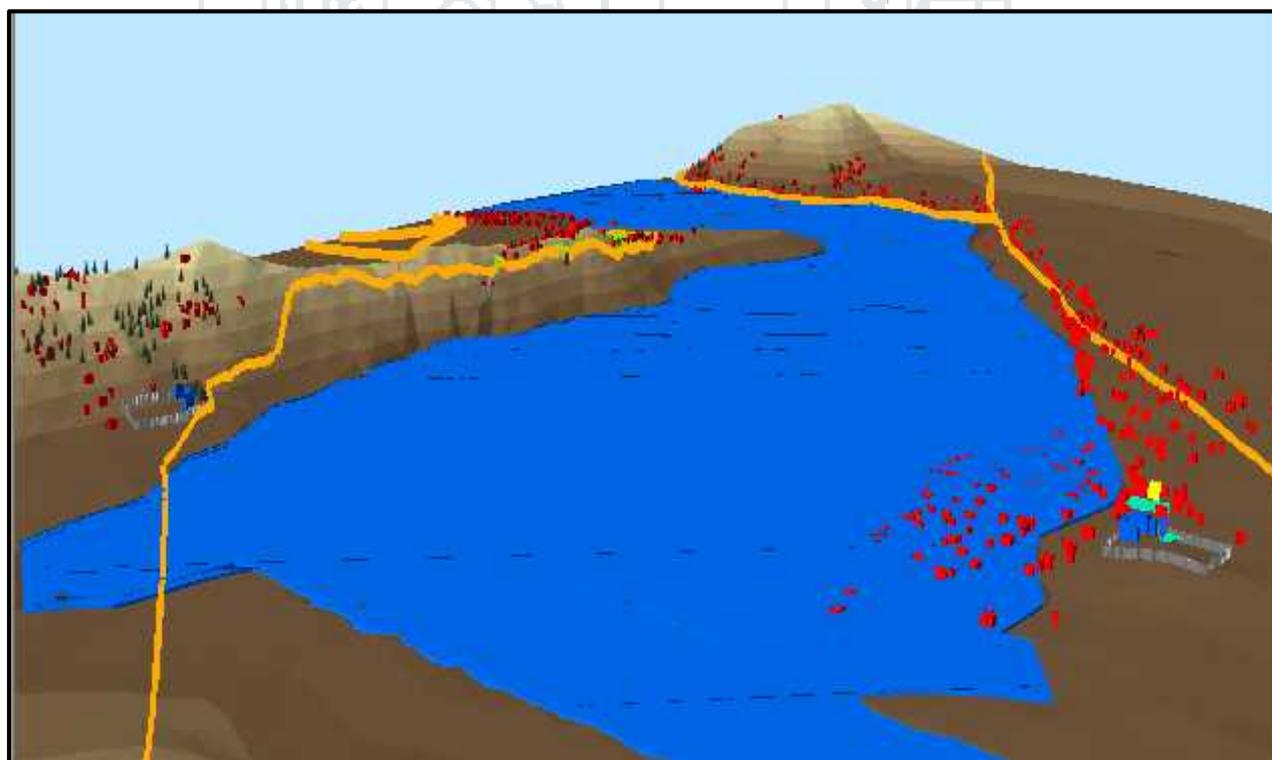


FIGURA 3-38 ESTADO DEL RIO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS

También se puede observar la simulación del río en 10, 50 y 100 años de periodo de retorno con defensa ribereña

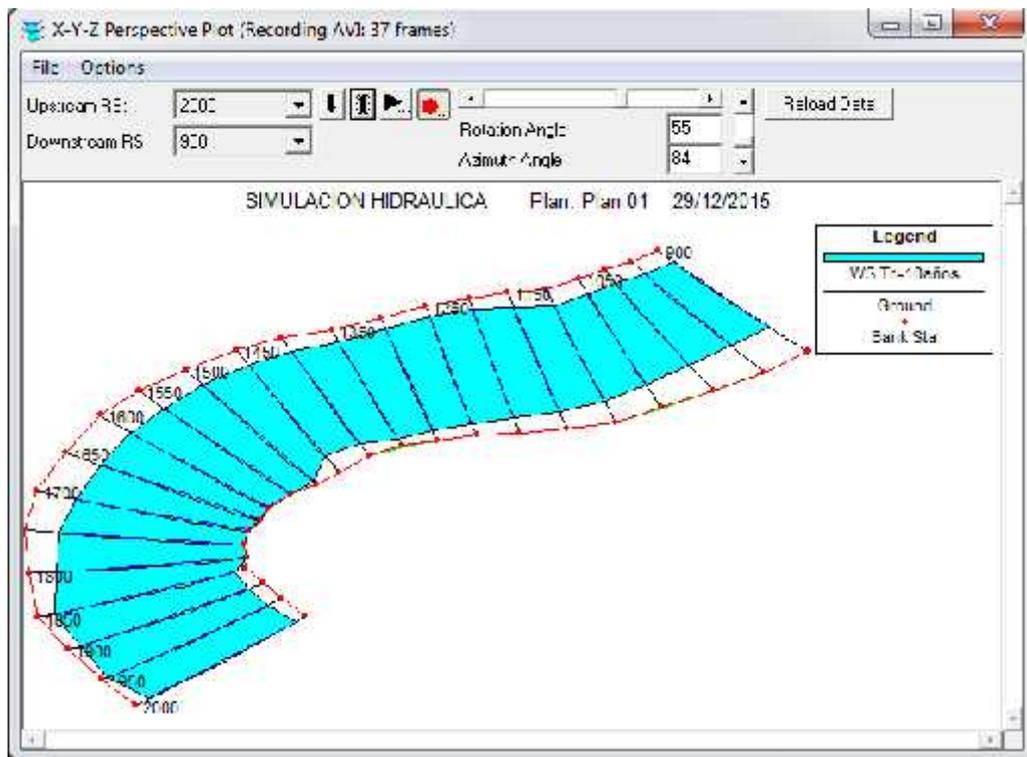


FIGURA 3-39 SIMULACION DEL RIO EN 10 AÑOS CON DEFENSA RIBEREÑA

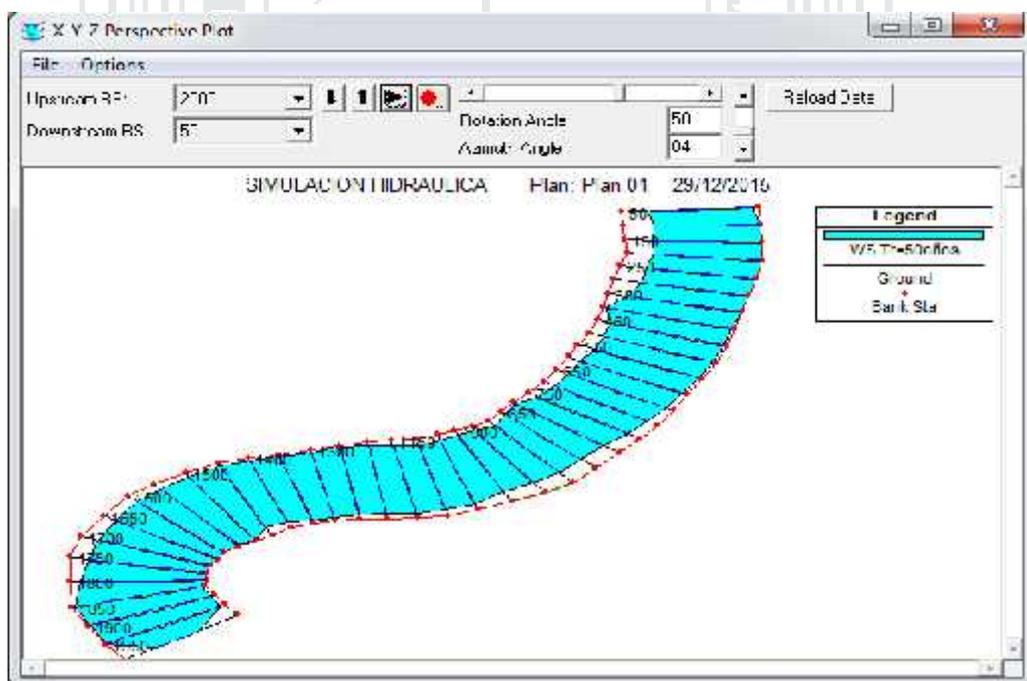


FIGURA 3-40 SIMULACION DEL RIO EN 50 AÑOS CON DEFENSA RIBEREÑA

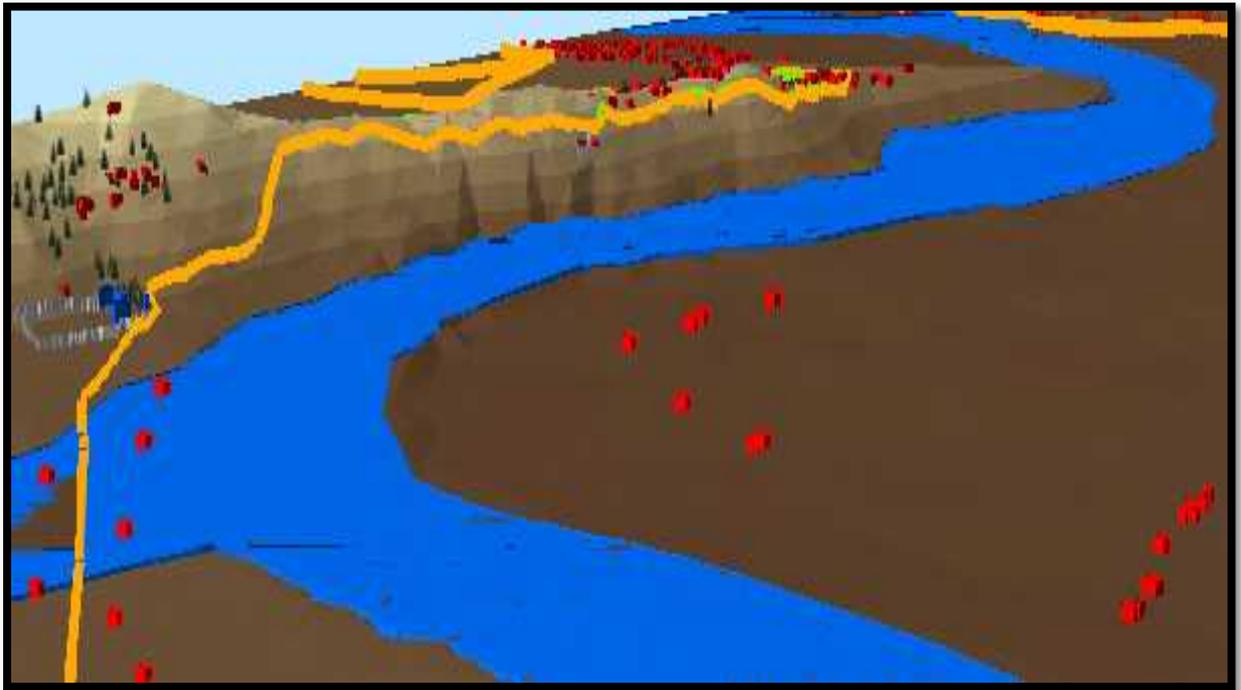


FIGURA 3-41 SIMULACION DEL RIO ILAVE EN PARTE CURVA SIN DEFENSA Y SE OBSERVA EL DESBORDE DEL RIO

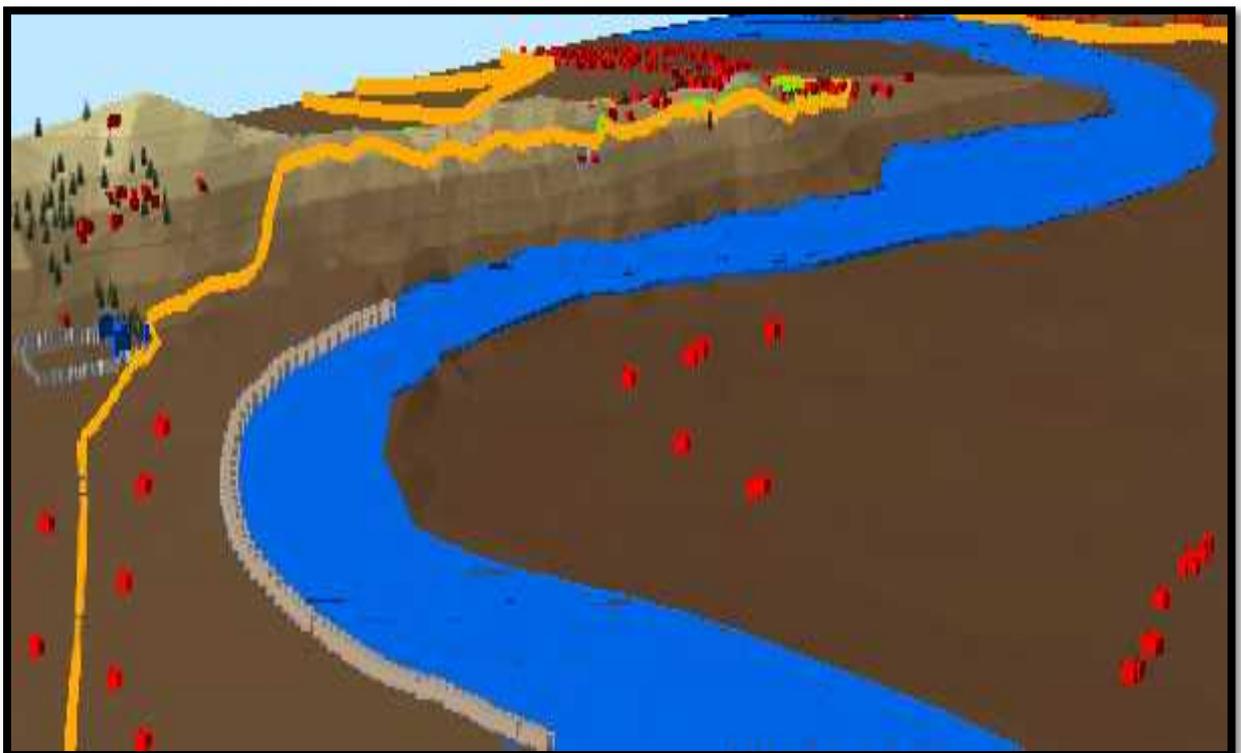


FIGURA 3-42 SIMUALCION DEL RIO ILAVE PARTE DE LA CURVA CON DEFENSA RIBEREÑ SE OBSERVA LA PROTECCION DEL DESBORDE DEL RIO

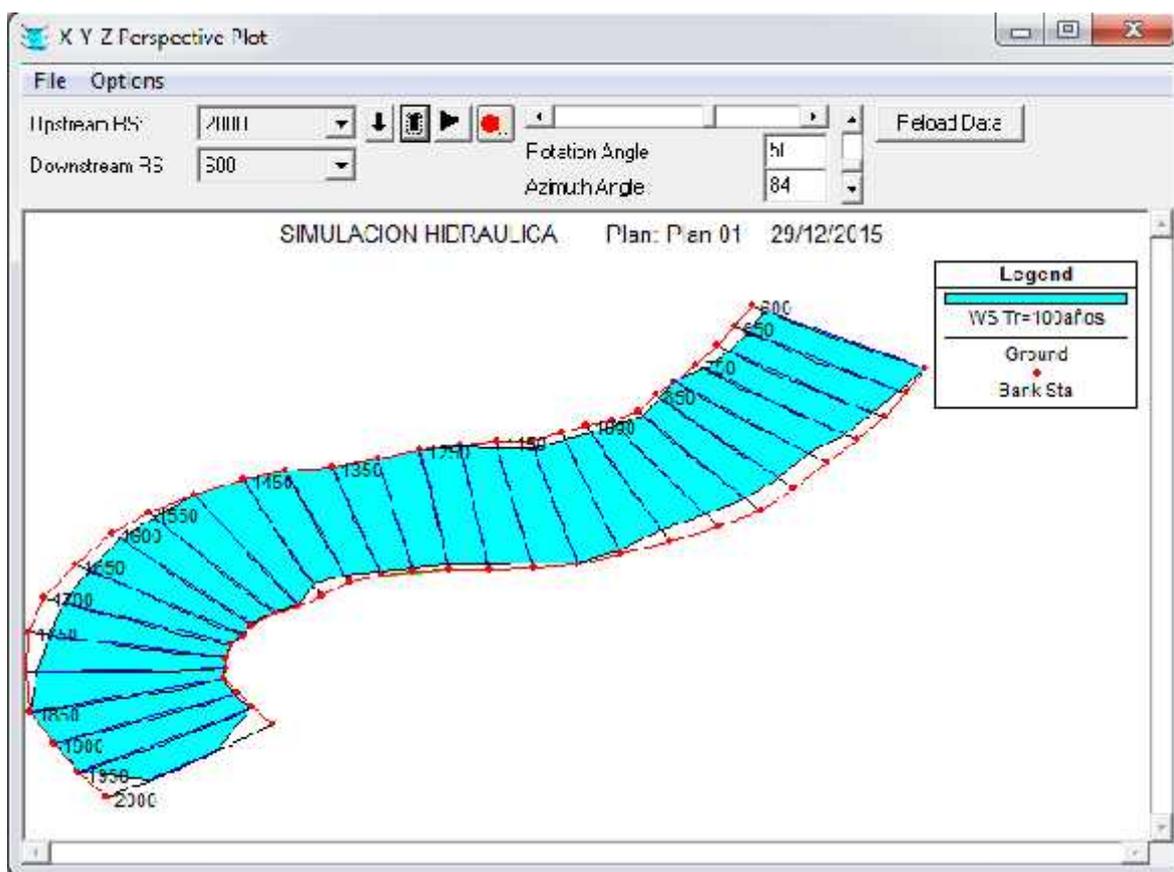


FIGURA 3-43 SIMULACION DEL RIO EN 100 AÑOS CON DEFENSA RIBEREÑA

3.7. Diseño hidráulico de los diques para el río

Como se estableció anteriormente existe un sector del río que debido a su ubicación no está influenciado por la altura del nivel del Lago Titicaca, esto quiere decir que en esas zonas se producen desbordes aún en época en que el lago se encuentra a niveles considerados como normales o menores que estos, lo cual, sucede en la época de fines del mes de Diciembre.

Dentro de este concepto se puede precisar que el dimensionamiento de la altura de los diques y su separación entre ellos, estarán fijados por el caudal de agua para un período de retorno (Tr) no menor de 20 años ni mayor de 50 años [$Tr = 50$ años $Q = 1203 \text{ m}^3/\text{seg}$] y por la pendiente hidráulica que dispone el río. De tal modo que podemos fijar los siguientes parámetros.

En base a los cálculos se diseña el dique en el capítulo V (INGENIERIA DEL PROYECTO) características del dique con el programa river

3.8. Características hidráulicas de la defensa

Los factores que conforman las características en cualquier sección particular del tramo en estudio son las siguientes:

- a. **Caudal De Diseño.** En base a los Caudales máximos instantáneos, analizados, se determinó que:

El río llave para un	Tr = 20 años	Q = 884.273 m ³ /seg
	Tr = 50 años	Q = 1203.15 m ³ /seg

Dada la no significativa diferencia entre caudales es conveniente asumir como caudal de diseño $Q_d = 1203 \text{ m}^3/\text{seg}$.

- b. **Pendiente Del Río.** Como es deducible debido a las condiciones topográficas del cauce, la pendiente de fondo varía entre un mínimo de 0.000137 a un máximo de 0.000865, valores que también rigen para las pendientes hidráulicas o de superficie del agua.
- c. **ancho de río.** Asumiendo un ancho que varía entre un mínimo de 110 m a un máximo de 140 m, datos que se producen en el terreno.
- d. **Coefficiente De Rugosidad.** Para la determinación de la rugosidad en el río llave, se uso los valores del Cuadro N° 3 (Ven te Chow), (Anexo III - Hidráulica Fluvial - Río llave), y de acuerdo a las condiciones observadas en el terreno se determinaron los siguientes valores:

) Río llave, Cauce Principal	:	n = 0.030
) Río llave, margen derecho e izquierdo	:	n = 0.040

- e. **talud.** El Talud de un canal depende del ángulo de reposo del material el cual no se debe exceder a fin de de asegurar la estabilidad de las paredes. La inclinación del talud se ha adoptado en:

1:1.75 (V:H) A. Arriba

1:2.00 (V:H) A. Abajo

- f. **bordo libre.** - El borde libre debe ser suficiente para que las variaciones del nivel del agua debido al oleaje no sobrepase la altura del muro de defensa. Para efectos del presente trabajo la altura del bordo libre tendrá un valor promedio de 0.50 m.
- g. **velocidad.**- La velocidad promedio Máximo del flujo de agua en el tramo estudiado es: 1.30 m/s. y mínimo de 0.75 m/s.

3.9. Conclusiones sobre dimensionamiento hidráulico del río llave

- a. El caudal de diseño es de 1,203 m³/seg, para el río llave, da un margen de seguridad para absorber cualquier avenida extraordinaria no registrada hasta el momento.
- b. En lo referente al ancho del río, se ha estimado un ancho superior al río existente, en la mayoría de las secciones del río, esto se ha realizado teniendo en cuenta que debe permitir el paso del caudal de diseño, lo cual realizara aún a costa de un tirante un poco alto, pero que puede ser soportado por los diques propuestos, asimismo no es conveniente ampliar mucho el cauce, debido a la tenencia de la tierra, ya que abunda el minifundio, y una zona inundable muy amplia podría generar problemas sociales donde ya estos existen y aumentarlos sería inconveniente..
- c. Por eso es preferible iniciar una defensa con diques de regular altura que provenga la sedimentación y asimismo evite los problemas de tener una base amplia pero que inunda terrenos de pequeños propietarios que podrían genera problemas sociales en una zona ya tensa.

CAPÍTULO IV

4. TIPOS DE DEFENSAS RIBEREÑAS

Una defensa ribereña es una estructura hidráulica que se ubica en la ribera de un cauce y que tiene como función prevenir el desborde por inundación y la erosión provocada por fenómenos hidrológicos de máximas avenidas.

Existen diferentes tipos de defensas ribereñas para los cauces fluviales, que se construyen en ambas márgenes del río, su selección depende de los parámetros hidráulicos la máxima avenida del río, la topografía del cauce, socavación general del cauce, consisten en estructuras diseñadas en base a los principios de la ingeniería hidráulica. Su diseño y ejecución requieren conocimientos y experiencia especializada. Se emplean para prevenir y controlar el desbordamiento del río y erosión en las riberas, estas estructuras son:

-) Diques de tierra con enrocado de protección en la cara húmeda del dique
-) Muros de gaviones
-) Muros de gravedad de concreto ciclópeo y muro de concreto armado

Las funciones de las defensas ribereñas son:

-) Protección contra las inundaciones o desbordamiento a consecuencia de la máxima avenida del río
-) Protección de las riberas contra la erosión

-) Recuperación de áreas inundables dentro de la faja marginal
-) Control y redirección del curso fluvial para la protección de la ribera

4.1. Enrocado

Este sistema de defensa ribereña consta de un terraplén y un revestimiento de enrocado. La sección del dique posee una sección trapezoidal típica, cuya altura depende del tirante de diseño.

El reporte HEC-11 define al enrocado o escollera como *“una capa o recubrimiento flexible de roca, colocada para prevenir la erosión, socavamiento o desprendimiento de una estructura o terraplén”*. Esta capa, que puede ser continua o discontinua, se coloca en el lado húmedo del terraplén.

La roca en el revestimiento es uno de los materiales más utilizados por su disponibilidad general y compatibilidad ambiental. Mientras mayor sea la roca a utilizar se tiende a garantizar mejor la protección de las orillas contra la erosión, es necesario seleccionar un tamaño de roca adecuado de acuerdo a las características hidrológicas e hidráulicas del río.



FIGURA 4-1 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DEFENSA RIBEREÑA CON ENROCADO DE PROTECCIÓN

La superficie rugosa de este revestimiento ofrece mayor resistencia al flujo corriente que una superficie naturalmente lisa, lo que reduce la energía del flujo. Una buena selección de rocas y un diseño de entramado pueden ayudar a prevenir

que el material del revestimiento sea arrastrado por corrientes provocadas por grandes precipitaciones y los escombros que éstas arrastran. La calidad de la roca:

La roca debe ser sana, dura, de cantera,

Debe ser resistente al agua y a los esfuerzos de corte

Se recomienda las rocas ígneas como: granito, granodiorita, diorita, basalto, riolita, etc., con densidad relativa $DR \gg 2$

La mejor forma de la roca es la angulosa

La estabilidad del enrocado depende de la forma, tamaño, peso, durabilidad de las piedras.

Los enrocados son más estables en pendientes ligeras, con una pendiente entre 1:2 y 1:4. Son adaptables a una gran variedad de condiciones locales y material disponible. Se puede usar apropiadamente en los bancos de canales naturales, estructuras de caída hidráulica, uñas de enrocados, en las transiciones de superficies de concreto a superficies cubiertas de vegetación, etc.

La estabilidad del revestimiento depende no solamente del tipo y construcción del enrocado, sino además del tipo y composición del filtro.

El filtro protege al suelo de la erosión debido a la corriente de agua y de flujos subterráneos; y evita el movimiento de las partículas finas que conforma el suelo protegido.

Hay que notar que dependiendo de las condiciones de diseño, el flujo en el filtro puede tener componentes:

A lo largo del enrocado en la dirección del alineamiento del río

Hacia arriba o hacia abajo del talud del enrocado

Perpendicular al talud

Hacia adentro o hacia fuera del suelo protegido

Se puede tener filtros de material granular, o filtros de geotextil

La altura de la uña dependerá de la máxima socavación esperada y las pendientes dependerán principalmente del ángulo de reposo del material constituyente y de la topografía.

4.2. Gaviones

Los gaviones son elementos prismáticos muy flexibles, fabricados con mallas de alambre de acero fuertemente galvanizado, tejidos mediante una doble torsión.

Las características de los gaviones están dadas por: la abertura de la malla o cocada, el calibre de los alambres tanto de malla como de bordes y de amarres y el tipo de recubrimiento que estos tienen.

Las especificaciones técnicas de los materiales deben adecuarse a las realidades de cada zona, pues existen elementos muy importantes a considerar en el diseño como: características topográficas, hidráulicas y químicas, la pendiente del cauce, los materiales de arrastre y en suspensión, etc.

La Defensa Ribereña de protección con gaviones será una estructura monolítica y sumamente flexible, que será capaz de absorber acentuadas erosiones y asentamientos sin perder su eficiencia. Será una estructura continua, homogénea, y que sumará a la solidez de la piedra la resistencia de la malla.

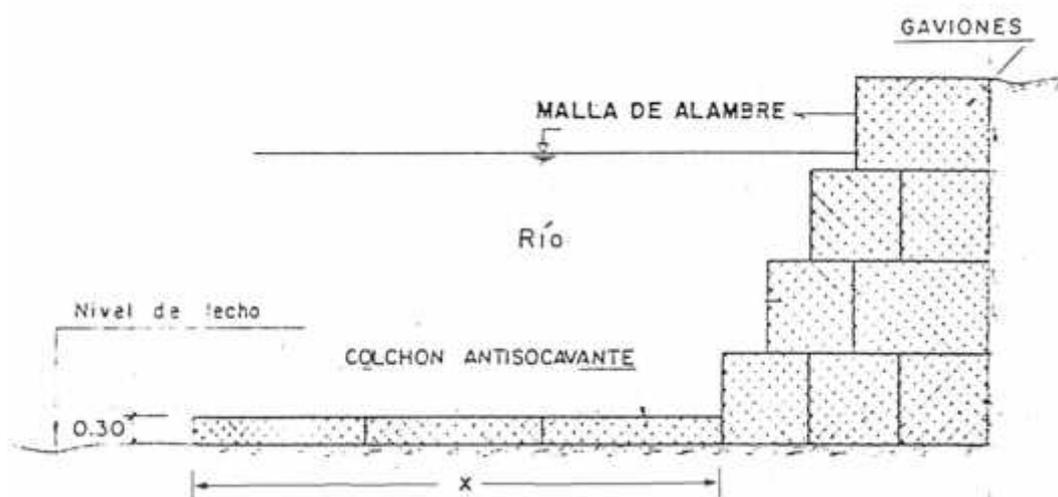


FIGURA 4-2 MURO DE GAVIONES EMPLEADO COMO DEFENSA RIBEREÑA

Los gaviones son aplicables cuando el flujo es subcrítico, cuando el material rocoso de gran tamaño escasea, cuando la pendiente de la ribera es muy empinada y cuando la velocidad del flujo es excesivo para revestimiento de enrocados con material de diámetro menor. Se debe evitar que el material de relleno contenga óxido de fierro, gran alcalinidad o compuestos salinos para proteger el material del alambre de posibles problemas que se puedan originar en el futuro.

Las mayores ventajas del uso de este tipo de defensa ribereña incluyen: flexibilidad y versatilidad en la forma, permeabilidad, bajo impacto ambiental y ventajas económicas. Como todos los revestimientos, tiene flexibilidad limitada, pues se flexionarán con el hundimiento del talud hasta que se produzca la falla cuando la resistencia a la tensión de la malla sea excedida.

4.2.1. Tipos de Gaviones

4.2.1.1. Gaviones tipo caja

Son prismas rectangulares constituidos por mallas que forman una base con paredes verticales y una tapa, que eventualmente puede ser formada por separado. Son denominados tipo caja porque la altura de una unidad desde 1.0 m.

Las paredes verticales de los extremos que completan una unidad, deben ser unidas a la base de la malla mediante procesos mecánicos de torsión a través de un alambre retorcido continuo (tortol), de manera que garantice la perfecta unión y articulación del gavión.

Cada gavión debe ser dividido por diafragmas, conformando celdas cuyo largo no deberá ser superior a una vez y medio el ancho del gavión, esta separación es de 1 m. Los diafragmas están unidos a la malla de base, y deben ser atados a las paredes verticales del gavión.

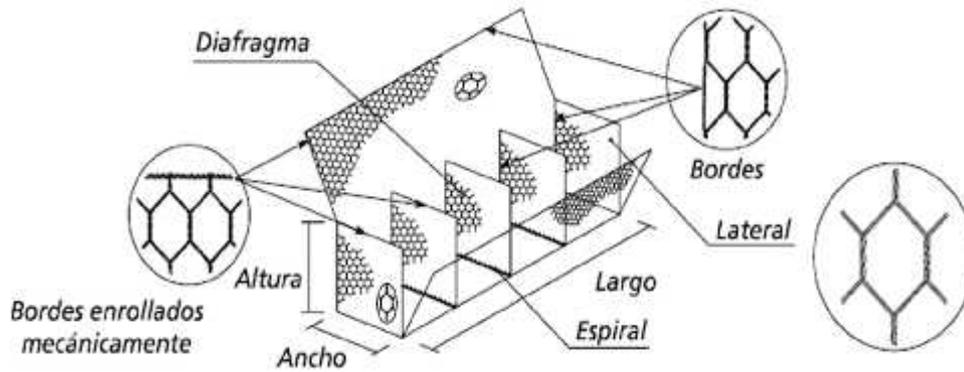


FIGURA 4-3 GAVIONES TIPO CAJA [MANUAL TÉCNICO DE OBRAS DE CONTENCIÓN. MACCAFERRI]

4.2.1.2. Gaviones tipo colchón

Están conformados de la misma manera que los gaviones tipo caja con la única diferencia que sus paredes verticales son de menor dimensión teniendo alturas de 0.20-050 m.

Un colchón está dividido por diafragmas colocados a cada metro conformando las celdas, estos diafragmas están unidos a la base. La tapa es generalmente suministrada de forma unida al cuerpo del Gavión.

Las unidades de la matriz se colocan lado a lado para formar una capa sobre la orilla del canal o ribera. La profundidad suele ser mucho menor a su ancho o largo, por lo que forman estructuras flexibles, usadas para el revestimiento tanto de márgenes como de cauce. Suele estar formado por dos elementos: base y tapa, lo que puede derivar en el llenado in situ o en cantera para ser colocado con posterioridad por medios mecánicos.

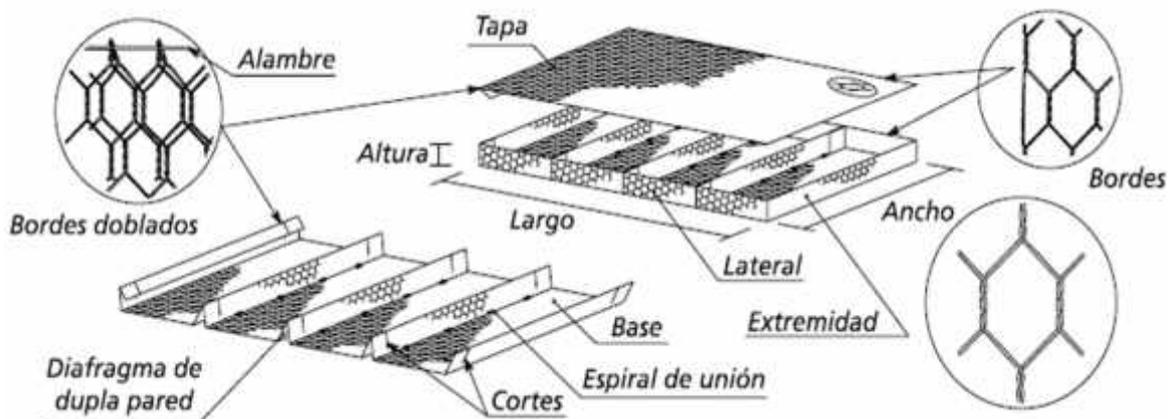


FIGURA 4-4 GAVIONES TIPO COLCHÓN [MANUAL TÉCNICO DE OBRAS DE CONTENCIÓN. MACCAFERRI]

La piedra será de buena calidad, densa, tenaz, durable, sana, sin defectos que afecten su estructura, libre de grietas y sustancias extrañas adheridas e incrustaciones cuya posterior alteración pudiera afectar la estabilidad de la obra.

El tamaño de la piedra deberá ser lo más regular posible, y tal que sus medidas estén comprendidas entre la mayor dimensión de la abertura de la malla y 2 veces dicho valor. Podrá aceptarse, como máximo, el 5% del volumen de la celda del gavión con piedras del tamaño menor al indicado. El tamaño de piedra deseable estará entre 6" y 12".

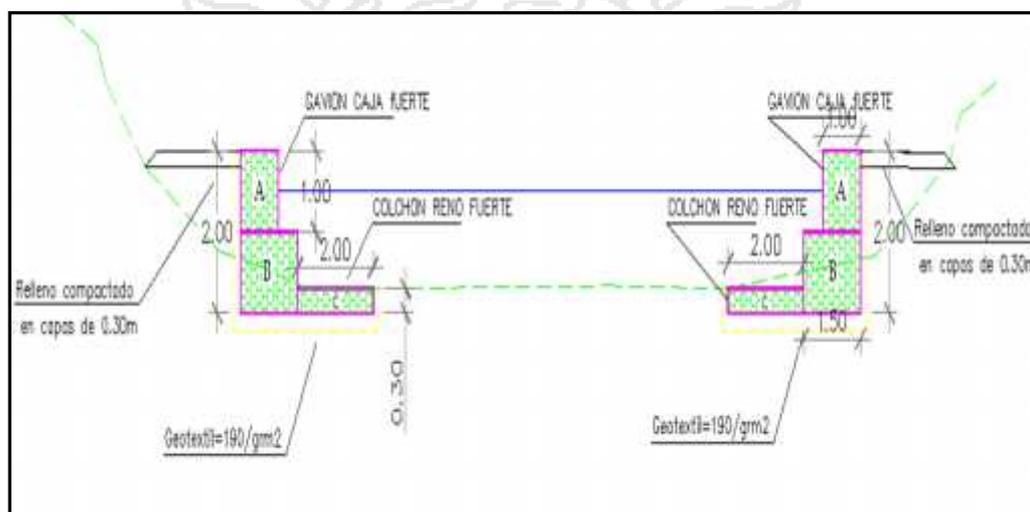


FIGURA 4-5 DISEÑO TIPICO DE GAVION

Dimensiones típicas de Gaviones

Tipo A: 5.0x1.0x1.0 m.

Tipo B: 5.0x1.5x1.0 m.

Tipo C: 5.0x1.0x0.3 m.

4.2.1.3. Gaviones tipo saco

Son gaviones especiales, de forma cilíndrica de 0.65 m de diámetro y de longitudes variables, los cuales están constituidos por un único paño de malla de forma rectangular, cuyo calibre de alambre de borde es mayor al de la malla, estos gaviones deben ser amarrados en sus extremos y luego de ser llenados deberán ser unidos los lados mayores de la red, tomando así forma cilíndrica.

Este tipo de gaviones son usados generalmente en obras de emergencia y en aquellas que no permiten el uso de gaviones tipo caja, por las condiciones de la obra.

4.2.2. Dimensionamiento de los Gaviones

De manera general podrían, los gaviones fabricarse en diferentes dimensiones, sin embargo algunas de las dimensiones estándar se muestran a continuación:

CAJA				
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° de Diafragmas	Volumen (m ³)
2.0	1.0	1.0	1.0	2.0
4.0	1.0	1.0	2.0	3.0
5.0	1.0	1.0	3.0	4.0
4.0	1.5	1.0	4.0	5.0
5.0	1.5	1.0	3.0	6.0

COLCHON				
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	N° Diafragmas	Area (m ²)
5.0	2.0	0.20	4	10.0
5.0	2.0	0.30	4	10.0
5.0	2.0	0.50	4	10.0
6.0	2.0	0.50	5	12.0

TABLA 4-1 DE DIMENSIONES ESTANDARN DE GAVIONES CAJA Y COLCHON

Tolerancias de las dimensiones de los gaviones.

Las tolerancias en el largo, ancho y alto del gavión será de +- 3% en el ancho y alto para GAVIONES TIPO CAJA y GAVIONES TIPO COLCHON.

Los pesos están sujetos a una tolerancia de +- 5% (que corresponden a una tolerancia menor que la de 2.5 % admitida para el diámetro del alambre).

Características del alambre

Los alambres que se usan para la fabricación, armado e instalación de gaviones debe ser hecho de acero "dulce reconocido" y deberán cumplir las siguientes especificaciones.

Material Base

% C	Máx 0.10
%P	Máx 0.40
%S	Máx 0.05

Tipos de alambre

-Alambre de malla

Es aquel que compone la malla hexagonal tejida a triple torsión.

-Alambre de borde

Todos los bordes libres del gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas deben ser de mayor calibre que la malla para que adquiera mayor resistencia y consistencia.

- Alambre de amarre y atirantamiento

El alambre de amarre es aquel que será utilizado para coser las mallas hexagonales que formarán el gavión así como la unión de ellos mismos para componer la estructura deseada y el alambre de atirantamiento es aquel que se usa para evitar deformaciones del mismo. Será de calibre menor al del alambre de malla. Para los gaviones tipo caja corresponderá al 8% del peso total y 6% del peso total para los tipos colchón.

- Alambre de amarre y atirantamiento

El alambre de amarre es aquel que será utilizado para coser las mallas hexagonales que formarán el gavión así como la unión de ellos mismos para componer la estructura deseada y el alambre de atirantamiento es aquel que se usa para evitar deformaciones del mismo. Será de calibre menor al del alambre de malla. Para los gaviones tipo caja corresponderá al 8% del peso total y 6% del peso total para los tipo colchón.

Calibre de los alambres

Diámetro	Galvanizado	Galvanizado	Plastificado
Alambre de malla (mm)	2.70	3.00	3.50
Alambre de borde(mm)	3.40	3.90	4.10
Alambre de amarre y atirantamiento (mm)	2.40	2.40	3.50

TABLA 4-2 DIMENSIONES DEL DIAMETRO DE ALAMBRE CON QUE SE FABRICA LOS GAVIONES

4.3. Muros de Concreto

Los muros de concreto pueden cumplir uno o dos objetivos en común: encauzamiento y contención.

-) Los muros de encauzamiento son estructuras que permiten la canalización o redirección del flujo de un río con el fin de evitar inundaciones ocasionales y conseguir las condiciones predeterminadas de diseño.
-) Los muros de contención son estructuras permanentes capaces de contener presiones laterales que tienden a desplazar linealmente y rotacionalmente a la estructura. Se presentan dos fuerzas actuantes sobre los muros de contención: horizontales (empuje activo del terreno, empuje pasivo y sobrecargas) y verticales (peso del relleno, peso propio de la estructura y sobrecargas). En resumen, la carga del empuje lateral produce esfuerzos en el muro, que puede comportarse como un elemento sometido a flexión, cortante y flexo compresión.

Suárez Díaz recomienda considerar los siguientes aspectos para el diseño de un muro de contención:

- Capacidad para resistir esfuerzos de corte y momento internos generados por las presiones del suelo y demás cargas.
- Seguridad contra el volcamiento.
- Seguridad contra el desplazamiento lateral.
- Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte en la cimentación.
- Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables.

- Prevenir la erosión del suelo por debajo y delante del muro debido a flujos hidrológicos y escorrentía.
- Evitar la presencia de presiones de agua detrás del muro.
- Estabilidad frente a deslizamiento de todo tipo.

4.3.1. Clasificación

Se pueden considerar dos tipos de estructura:

4.3.1.1. Muros de concreto ciclópeo

Los muros de gravedad de concreto son estructuras estables que resisten los esfuerzos pasivos y activos debido a su masa estructural. Suelen ser económicos para alturas pequeñas, menores de 5 metros. Son de forma longitudinal, de dimensiones variables en función al caudal máximo de diseño y el nivel de socavación.

Según el Capítulo de Concreto Simple contemplado en la normativa, el concreto ciclópeo es una mezcla de concreto simple colocado con piedra desplazadora y que tiene una resistencia mínima de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$. El volumen de piedra no excederá el 30% del volumen total, colocada de manera homogénea y requiere que todos los bordes se encuentren embebidos en el concreto. La mayor dimensión de la piedra será como máximo de 25 cm y no debe exceder la mitad de la menor dimensión del elemento. El uso de concreto ciclópeo está limitado a cimientos, sobrecimientos, falsas zapatas y muros de contención de gravedad.

Los muros de concreto ciclópeo necesitan de un suelo para la cimentación donde se eviten los asentamientos diferenciales, un correcto sistema de drenaje y evitar la erosión en la base de la estructura. Adicionalmente se puede añadir al muro una base con punta, cuando sea conveniente tolerar pequeños esfuerzos de tracción absorbidos por una escasa cantidad de refuerzo, por tal razón reciben el nombre de muros de semi-gravedad. Pueden llegar a ser más económicos que los muros de gravedad y permiten ganar una altura en promedio un metro superior.



FIGURA 4-6 MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO [REGIONPASCO.GOB.PE]

En cuanto al material constituyente, además de concreto ciclópeo, otros muros que clasifican como muros de gravedad son la mampostería, el material rocoso y los gaviones, anteriormente descritos. Una variante consiste en el empleo de dados de concreto de un metro de lado, superpuestos con maquinaria pesada conforme se necesite ganar altura.

Se ha de verificar los siguientes factores de seguridad:

- Deslizamiento. Las fuerzas resistentes deben ser mayores a las actuantes de desequilibrio, en una proporción mínima de 1.5 : 1. Debe estar cimentado por debajo de posibles superficies de fallas. En la fórmula siguiente el empuje pasivo es despreciable y se omite el empuje vertical ya que el ángulo de relleno con la horizontal tiende a 0.

$$F. S. D = \frac{f (W_m + W_r) + E_p}{E_h}$$

Dónde: f es el coeficiente de fricción en la base

W_m es el peso propio del muro

W_r es el peso del relleno

E_p es el empuje pasivo

E_h es el empuje horizontal

- Volteo. Se toma momentos desde el extremo de la punta en la base ya que si se hubiera un vuelco, el apoyo estaría en el extremo. Para simplificar la ecuación,

igual que en la comprobación por deslizamiento se omitirá el empuje pasivo y el empuje vertical, por lo que queda reducida a:

$$F.S.V = \frac{(W_m * x_{Cl} + W_r * x_c)}{E_h * x_{y-y}}$$

- Dónde:
- W_m es el peso propio del muro
 - x_{Cl} Es la distancia al centro de gravedad del muro
 - W_r es el peso del relleno
 - x_c Es la distancia al centro de gravedad del relleno
 - E_h es el empuje horizontal
 - x_{y-y} es la distancia del brazo en el eje y



FIGURA 4-7 MUROS DE GRAVEDAD [MUROS EN INGENIERÍA. JOSÉ V. HEREDIA T.]

Como se observa en la figura anterior, para verificar la estabilidad de la estructura se debe comparar los momentos estabilizantes ME con los momentos volcantes MV. Los primeros son generados por el peso propio de la estructura y los segundos por el empuje del terreno.

- Excentricidad. Se verifica en la base que:

$$\frac{B}{6} < e$$

Donde: B es la longitud de la base en el eje x
 e es la excentricidad, igual a $B/2$ menos la resultante X_a

El diseño consiste en la verificación de los esfuerzos de flexión en distintas alturas del muro. Se toma momentos a cierta altura para calcular la compresión y los esfuerzos de tracción y compresión debidos al momento [Blanco Blasco]. Como se ha dicho anteriormente, las tracciones han de ser mínimas.

4.3.1.2. Muros de concreto armado

El uso de este tipo de muros de contención de concreto armado depende si se va a contener gran cantidad de terreno. Son muros de voladizo, libre en la parte superior y empotrado en una base o zapata. El cuerpo de la estructura forma una pantalla vertical que tendrá un espesor según la altura total del muro. Además consta de una base estructural con la función de convertir las presiones horizontales detrás del muro a presiones verticales hacia la cimentación, o sea utilizan parte del peso del relleno para asegurar la estabilidad.

Según la literatura, son muros viables y comparativamente económicos para alturas máximas de hasta doce metros, aunque lo más usual es que tengan una altura promedio de cinco metros. Para evitar la creciente flexión conforme se gana altura, se usan contrafuertes. La presencia de contrafuertes y de anclajes son características que añaden estabilidad y son recomendables sólo cuando se supere una altura de seis metros, ya que suelen encarecer el costo de la estructura.

Para que la estructura sea segura para la cimentación se necesita de un suelo con buenas características físicas y de un sistema de drenaje eficiente. Entre sus limitaciones se puede generalizar que necesitan una mano de obra calificada, que no ingresan seguidamente en funcionamiento y que pueden fallar por volcado, desplazamiento horizontal, capacidad de carga y corte.



FIGURA 4-8 MUROS DE CONCRETO ARMADO [REGIONPASCO.GOB.PE]

4.4. Defensa con sacos



FIGURA 4-9 DEFENSA RIBEREÑA CON SACOS RELLENOS

Los sacos en mención se rellenan de tierra o de una mezcla de arena y cemento. Se emplean principalmente de forma temporal cuando el enrocado no está disponible.

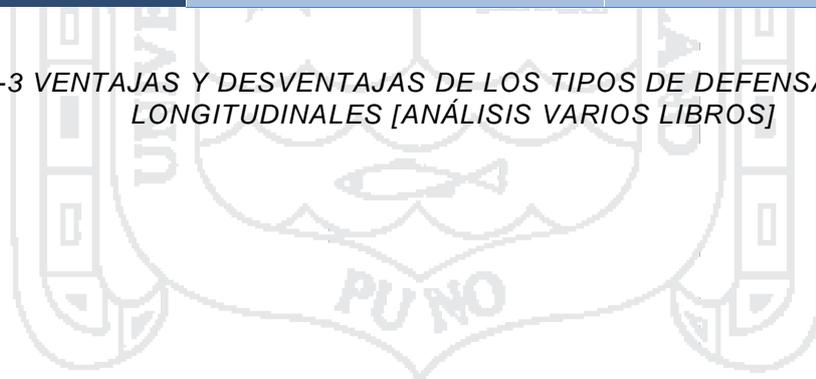
Este tipo de protección es el más ampliamente empleado en situaciones de emergencia ante la inundación inminente. La Guía Simplificada de Protección frente a inundaciones señala que la efectividad de esta protección depende de la elección del lugar apropiado dónde colocar los sacos, a una distancia prudente del borde original del río y que sea realmente defendible, evitando el desborde dentro de sus posibilidades. Una mala planificación puede hacer inútil el esfuerzo de colocación de la defensa.

4.5. Resumen

Como resumen del capítulo presente, se puede hacer un cuadro comparativo donde se manifiesten las ventajas y desventajas de los métodos anteriormente descritos:

	Ventajas	Desventajas
Enrocado	<p>Suelen resistir fuerzas tractivas altas debido a su peso.</p> <p>El costo generalmente es inferior al del concreto.</p> <p>Se pueden emplear en corrientes de moderadas velocidades.</p> <p>Provee una protección inmediata a largo plazo.</p> <p>La instalación es relativamente sencilla.</p> <p>El mantenimiento suele ser bajo.</p>	<p>Las rocas pueden agrietarse en sus discontinuidades, desintegrándose en fracciones menores durante el transporte y la explotación, como la laminación frecuente de las rocas sedimentarias.</p> <p>Si la accesibilidad a la orilla es difícil, la instalación se hace difícil.</p> <p>Se requiere maquinaria pesada para posicionar el material.</p> <p>Puede derivar los problemas de erosión a zonas aguas abajo.</p>
Gaviones	<p>Suelen abarcar sin fallar menor espacio en el asentamiento de la orilla.</p> <p>Usan una menor calidad, tamaño y densidad de roca con respecto al enrocado.</p> <p>Se tiene constancia de un desempeño satisfactorio en varios casos diferentes.</p>	<p>El alambre de las cajas puede ser susceptible a la corrosión y a la abrasión.</p> <p>Mayores costos al requerir la fabricación y relleno de las cajas.</p> <p>Mayor dificultad y costo económico en la reparación e inspección periódica.</p> <p>Menor flexibilidad con respecto al enrocado.</p>
Muros de concreto	<p>Mayor durabilidad</p> <p>Versatilidad en el empleo de materiales disponibles (concreto, acero, madera, etc.)</p> <p>Puede emplearse en espacios confinados.</p>	<p>Los bordes rectos en las estructuras, como en el pie o áreas laterales, son propensos a socavación.</p> <p>Evitar la corrosión de los refuerzos de acero, lo que afectaría significativamente su durabilidad.</p> <p>Su elevado precio en la construcción</p>

TABLA 4-3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS TIPOS DE DEFENSAS RIBEREÑAS LONGITUDINALES [ANÁLISIS VARIOS LIBROS]



CAPÍTULO V

5. INGENIERIA DEL PROYECTO

Las obras de defensa del río se han diseñado bajo las condiciones hidráulicas de que el máximo caudal a enfrentarse fuera igual a $1\,203\text{ m}^3/\text{s}$ y que al mismo tiempo el nivel del lago se encontrara en la cota de 3810 a 3812.00 msnm (Cota en la que se mantiene el nivel del Lago Titicaca con la construcción de las Obras de Regulación en el Puente Internacional Río Desaguadero).

Operativamente, antes de todo se ha realizado el trazo, replanteo y seccionamiento del eje de los diques propuestos, teniendo en cuenta la configuración topográfica del terreno y en base al ancho medio de equilibrio calculado. (vea Anexo IX Planos)

Se han establecido las cotas de coronación 0.50 m. arriba de la cota del nivel hidráulico definido.

5.1. Selección De Alternativas De Diques De Sección Homogénea Y Heterogénea

En la solución del problema, se han planteado las siguientes alternativas:

Enrocado, Gaviones, Muro de concreto y se determino hacer una defensa ribereña de enrocado por el material existente en la zona, el menor costo, el mantenimiento que este implica y de ser el mas adecuado en zonas rurales.

los cuales existen 2 tipos de diques de enrocado:

A. Diques de Sección Homogénea.

Los diques de sección homogénea están compuestas de un solo material (excluyendo la protección de los paramentos). El material que constituye el dique debe ser suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva para el agua, y para la estabilidad los taludes deben ser relativamente tendidos, en general se emplea arcilla compactada por capas y con el grado de humedad óptimo.

Sobre el paramento de aguas arriba se coloca una protección de enrocado cuyas dimensiones dependen de la forma y tamaño del dique. Sobre el paramento de aguas abajo generalmente se planta grama de una especie con raíces largas que protegen la arcilla contra la acción erosiva de la lluvia siendo al mismo tiempo permeable, la alternativa que se utiliza para proteger este talud es la colocación de enrocado.

Los diques homogéneos son aplicables en zonas geológicamente uniformes y donde es posible encontrar arcilla en cantidades suficientes.

Los diques de tierra de sección homogénea se han perfeccionado con la sucesiva introducción de drenes al pie de aguas abajo, horizontales y verticales. Los drenes en la práctica son filtros constituidos por arena gruesa o grava que deben ser aislados de la tierra por medio de transiciones formadas por capas de materiales mas finos para impedir la contaminación del filtro por parte de la arcilla.

B. Diques de Sección Heterogénea

El dique de sección heterogénea es el tipo más común de dique de tierra compactada, y es el que consta de un núcleo central impermeable confinado por zonas de materiales considerablemente más permeables. Las zonas permeables confinan, soportan y protegen el núcleo impermeable. Estos dos elementos

básicos, zonas exteriores permeables y un núcleo impermeable, se dividen las funciones de estabilidad y permeabilidad, complementándose, .Y formando un conjunto armónico que se adapta a una diversidad de condiciones de cimentación y aprovecha todos los materiales disponibles.

Las zonas permeables pueden ser de arena, grava, cantos o roca; o mezclas de estos materiales.

Una presa de núcleo impermeable, de anchura moderada, compuesta de material resistente y provista de faldones exteriores permeables, puede tener taludes exteriores relativamente inclinados, limitados solamente por la resistencia de la cimentación, la estabilidad del terraplén, y las consideraciones sobre su consideración. Las condiciones que tiendan a aumentar la estabilidad pueden resultar decisivas en la elección de una sección, aun cuando sea necesario un acarreo mas largo para obtener los materiales necesarios para los diques.

Puede decirse que, si se dispone de una variedad de suelos fácilmente, el tipo de presa de tierra que se elija debe ser siempre de sección compuesta, debido a sus ventajas inherentes que producirán economías en el costo de construcción.

5.2. Evaluación De Alternativas

Para decidir sobre el tipo de dique más conveniente se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

En las inmediaciones de la zona se encuentran canteras de arcillas, para el mejoramiento de diques de tierras existentes las mismas que son de baja permeabilidad. La impermeabilidad del cuerpo del dique puede asegurarse con la utilización de estos materiales.

A 4 kilometros se enuentra una cantera de roca, las pruebas realizadas a la cantera de roca indican que son durables y de buen peso específico, y teniendo las cantidades suficientes serán utilizadas como enrocado de protección de los diques. (en un futuro)

Vease ensayo de abracion (ANEXO VII ENSAYOS DE SUELOS)

Por las características expuestas se ha adoptado para la construcción de las

defensas ribereñas una sección típica de dique heterogeneo (por tener terraplenes existentes).

En el pie de los diques se ha colocado una uña con rocas de mayor diametro para evitar la socavacion.

5.3. Características Del Dique

Se proyectado ha que los diques sean de núcleo de material Heterogeneo ya que existe terraplenes de tierras con un enrocado de protección con filtros de material granular aguas arriba y aguas abajo al pie del dique.

- Ancho de la Corona.- Se fija este ancho para aumentar el volumen de la presa y por consiguiente su estabilidad. Para el presente estudio se ha adoptado un ancho de corona de 2.00 m. (Haciendo un total de 2.70 m. debido a los 0.70 m. de enrocado de protección-ver detalle en los planos).

- Taludes.- Algunos reglamentos recomiendan como taludes mínimos, para altura de presas de 4.50 a 12.00 m. Aguas Arriba 2: 1 y Aguas Abajo 1.75: 1.

Según los resultados de Estabilidad de taludes que cumplen F_s mínimo para la infiltración (H:V). (2:1) Aguas arriba y agua abajo para darle mayor estabilidad al dique y peso.

- Bordo Libre.- Adoptamos 0.50m.. (Ver detalle típico).

a **El núcleo del Dique.-** tendrá las siguientes características geométricas:

Dique

Forma : Trapezoidal.

Altura (Variable) : 5.0 m. (Promedio).

Pendiente : H = 2 y V = 1.00 cara húmeda

H = 3 y V = 4 cara Seca

Base mayor dique	:	13.00 m. (Promedio)
Base menor dique	:	2.00 m.

- b **Enrocado de Protección (Talud Húmedo).**- Este será colocado en el talud de la cara húmeda del Dique a fin de proteger de la erosión por efecto de las máximas avenidas y remanso del agua. El enrocado de protección tendrá las siguientes características geométricas:

Forma	:	Trapezoidal invertido.
Altura (Variable)	:	5.00 m.
Pendiente	:	H= 2.00 y V= 1.00
Dimensión de Talud	:	7.00 m. (promedio).
Ancho Enrocado	:	De 0.70 m. a 1.00 m.

Véase (Anexo VI – Anexo IX diseño de la defensa ribereña y planos)

5.4. Profundidad De Socavación

5.4.1. Erosión, Socavación

En general se denomina erosión, socavación a la remoción que efectúa el agua de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial y cuyo resultado es una profundización del cauce.

La erosión puede ser local o generalizada.

- La erosión local o socavación propiamente dicha, está circunscrita a un lugar determinado y a veces está sujeta a una perturbación del flujo.

La socavación es el descenso local que experimenta un lecho móvil con respecto a su nivel natural, debido a un desbalance entre la capacidad erosiva de una corriente y el suministro de sedimento. Este descenso afecta a cualquier estructura cuya función esté inserta en un lecho móvil.

- La erosión generalizada o degradación se produce a lo largo y ancho de un cauce fluvial. La degradación del cauce es extensa y progresiva.

5.4.2. Causas de Erosión en cauces de Ríos

En general son muchas las causas que ocasionan alguna forma de erosión, algunas de éstas son:

a) **Aumento de Caudal:** Cuando ocurre una avenida o cuando está ocurriendo un aumento de caudal, también aumentan la velocidad media de la corriente, la fuerza tractiva y la capacidad de transporte. Esta causa puede generar un acorazamiento del lecho, una erosión generalizada, erosiones locales en determinados puntos, etc.

b) **Interrupción del Transporte Sólido:** Un río tiene tendencia hacia el estado de equilibrio. Si por algún motivo se interrumpe o disminuye el aporte sólido, el río conserva su capacidad de transporte. Al poseer menos sólidos, obtiene estos del lecho fluvial, la consecuencia es la erosión generalizada y la profundización del cauce.

- c) **Estrechamiento del Cauce:** Muchas veces y por diversas circunstancias se produce el estrechamiento del ancho de un tramo del río, por ejemplo un puente. Esto implica la reducción de la sección transversal y por lo tanto el incremento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente, la consecuencia es la profundización del cauce.
- d) **Flujo en Curva:** En la margen exterior de una curva fluvial hay tendencia a la erosión y en la margen interior hay tendencia a la sedimentación. Por lo tanto en la margen exterior se produce una profundización del cauce.
- e) **Confluencia Fluvial:** Aguas abajo del punto en que un río recibe un afluente o tributario, hay tendencia a que se produzca erosión. El mismo fenómeno ocurre aguas debajo de la confluencia de los brazos de un río entrelazado.
- f) **Pilares y Estribos:** Cuando en un río hay elementos extraños, como un pilar de puente o estribo, aparece la erosión local por formación de vórtices.

Otros: Hay erosión en la punta de los espigones. En la zona de dunas grandes. Al final de un salto hidráulico. También cuando se produce en el corte de un meandro. En las desembocaduras de los ríos, se produce erosión regresiva.

5.4.3. Estudio del Fenómeno de la Socavación

1). Definición

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del lecho de un curso de agua, causada por el paso de una máxima avenida, debido a la capacidad de transporte de material sólido que adquiere la corriente al incrementarse el caudal y por consiguiente la “intensidad del flujo” expresada a través de la tensión de corte sobre el lecho, que es capaz de poner a las partículas en movimiento y la mayor velocidad media del agua, que mantiene a las mismas en movimiento.

La socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una avenida o creciente, o por la construcción de una obra dentro del cauce. Debe diferenciarse la socavación de la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la

socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce. La socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen.

2). Clases de socavación

En el estudio del fenómeno de socavación, se puede distinguir dos tipos de socavación: socavación general y socavación local. La primera está referida a la erosión de todo el cauce sin que dependa de la existencia de alguna estructura construida dentro del mismo y la segunda, se refiere a la erosión local originada en el área circundante a las estructuras construidas dentro del cauce, tales como los pilares de un puente, el barraje de una bocatoma o cimentaciones de muros de encauzamiento, etc. Para el estudio de la vulnerabilidad de las riberas de un curso de agua, como es el caso del río llave, corresponde el estudio de la socavación general y local.

a) Socavación general

Como se ha señalado en el numeral precedente, la socavación general es una erosión de todo el cauce y no depende de que exista o no una estructura construida dentro del mismo. La socavación general tiene como resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y por lo tanto puede producir exposición de las fundaciones.

La estimación de las profundidades de socavación general en cauces naturales es un tema de gran importancia en ingeniería fluvial, especialmente útil para la toma de decisiones en el diseño de obras de cruce a través del cauce, tales como puentes, tuberías, túneles subfluviales; además de obras tan importantes como las defensas ribereñas y encausamiento de cauces. Los procedimientos clásicos se basan en variadas hipótesis, entre las cuales la más importante es la que sostiene la igualdad entre la velocidad media del flujo en la sección transversal de cauce

considerada y la hipotética velocidad límite o de equilibrio para el movimiento de las partículas que forman parte del lecho fluvial.

En resumen, las principales causas para que se presente una socavación general en el lecho de un río son:

- Aumento del caudal durante las avenidas
- Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal o corte de meandros.
- Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.
- Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.
- Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
- Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal.

La socavación puede ocurrir a todo lo largo y ancho del cauce durante el paso de una avenida. Los niveles de socavación general varían de acuerdo a los caudales y la profundidad de socavación no es la misma en toda la sección. Generalmente la socavación es mayor en el sector más cercano a las curvas

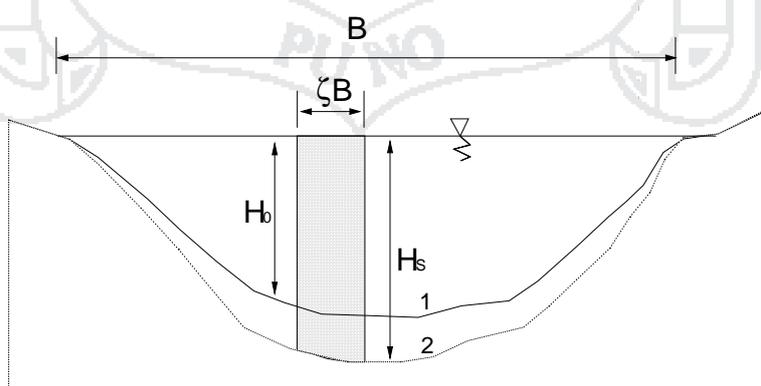


Fig. 2

FIGURA 2.45 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE SOCAVACIÓN

a. Cálculo de la socavación general

Según **Líschvan – Levediev** (Maza, 1967) las expresiones para evaluar la socavación general son las siguientes:

Para cauces aluviales granulares:

$$y_s \propto \frac{r * y_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} s \xi} \frac{1}{\Gamma z}$$

Para cauces aluviales cohesivos:

$$y_s \propto \frac{r * y_o^{5/3}}{0.60 x^{1.18} s \xi} \frac{1}{\Gamma x}$$

Donde:

$$r \propto \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} B_e \dots}$$

y_s = Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida y el fondo erosionado.

y_o = Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida).

y_o, y_s = Se miden en cada sección vertical donde se desea hacer el cálculo.

H_o = Tirante medio entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original.

Se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre B_e .

B_e =Ancho libre de la superficie al presentarse la Avenida

Q_d = Caudal de diseño

D_m =Diámetro medio.

z = Exponentes en función de D_m según el tipo de material del fondo.

ξ Coeficiente que depende de la concentración del material transportado en suspensión.

Γ Coeficiente, depende del período de retorno del gasto de diseño.

Γ Coeficiente que depende de la contracción del cauce.

v_m seccion m/seg	Longitud Libre entre dos Pilas (claro), en m												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
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
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00	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 5-1 VALORES DEL COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN DEL CAUCE II (MAZA, 1967)

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
d ton/m ³	x	$\frac{1}{1 - x}$	d ₅₀ mm	x	$\frac{1}{1 - x}$
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.68	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.20	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.82
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79			

TABLA 5-2 VALORES DE X Y Z (MAZA, 1967)

Probabilidad anual (%) de que se	Coefficiente
100.00	0.77
50.00	0.82
20.00	0.86
10.00	0.90
5.00	0.94
2.00	0.97
1.00	1.00
0.30	1.03
0.20	1.05
0.10	1.07

Mezcla agua-sedimento	Coefficiente
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

TABLA 5-3 VALORES DE (MAZA, 1967)

TABLA 5-4 VALORES DE (MAZA, 1967)

Según método **Líschtván – Levediev** cálculo de la socavación

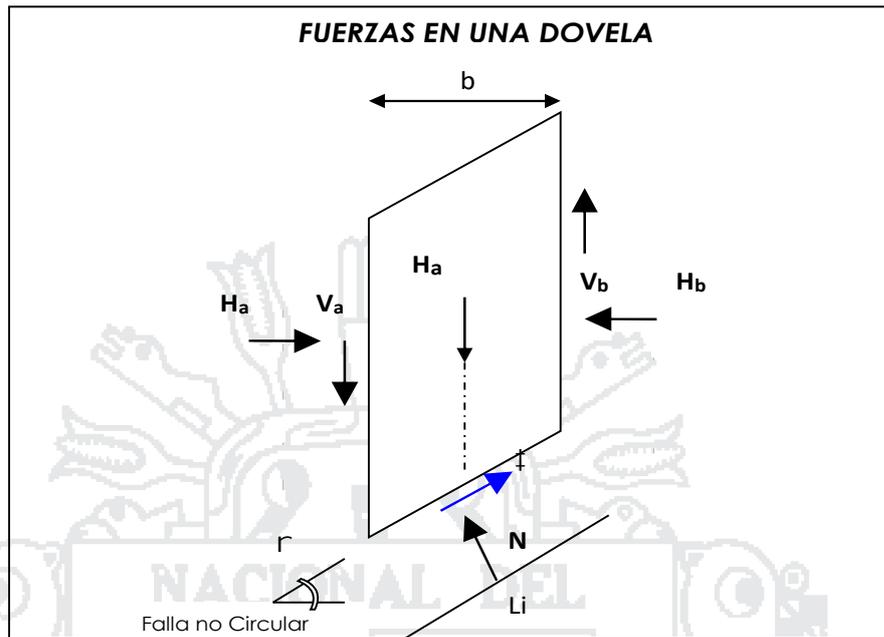
La socavación resulta Según el método **Líschtván–Levediev**: (ANEXO V cálculo de socavación)

Socavación total= 1.53m

5.5. Análisis de Estabilidad

5.5.1. Método De Bishop

Este método se basa en una Superficie circular, pero también puede ser aplicado a superficies de falla no circulares pero adoptando un centro de rotación ficticio; Se caracteriza por no tomar en cuenta las fuerzas de corte entre dovelas. La fuerza total perpendicular es asumida, representada en el centro de la base de cada dovela y es determinado a resolver las fuerzas verticalmente en cada dovela.



La fuerza Normal es calculada con la siguiente expresión:

$$N = W \cdot \frac{1}{F} \cdot (c \cdot l \cdot \text{sen} \gamma + Z_u \cdot l \cdot \tan \omega \cdot \text{sen} \gamma) + \frac{M_i(r)}{M_i(r) \cdot X \cos \gamma} \cdot \frac{\text{sen} \gamma \tan \omega}{F_s}$$

horizontal no es satisfactorio. Bishop (1955) discutió el significado y demostró que el factor de seguridad no es particularmente sensible al valor de las fuerzas de corte entre dovelas siempre que el momento entre equilibrio total sea satisfactorio.

Descomponiendo las fuerzas del polígono se tiene.

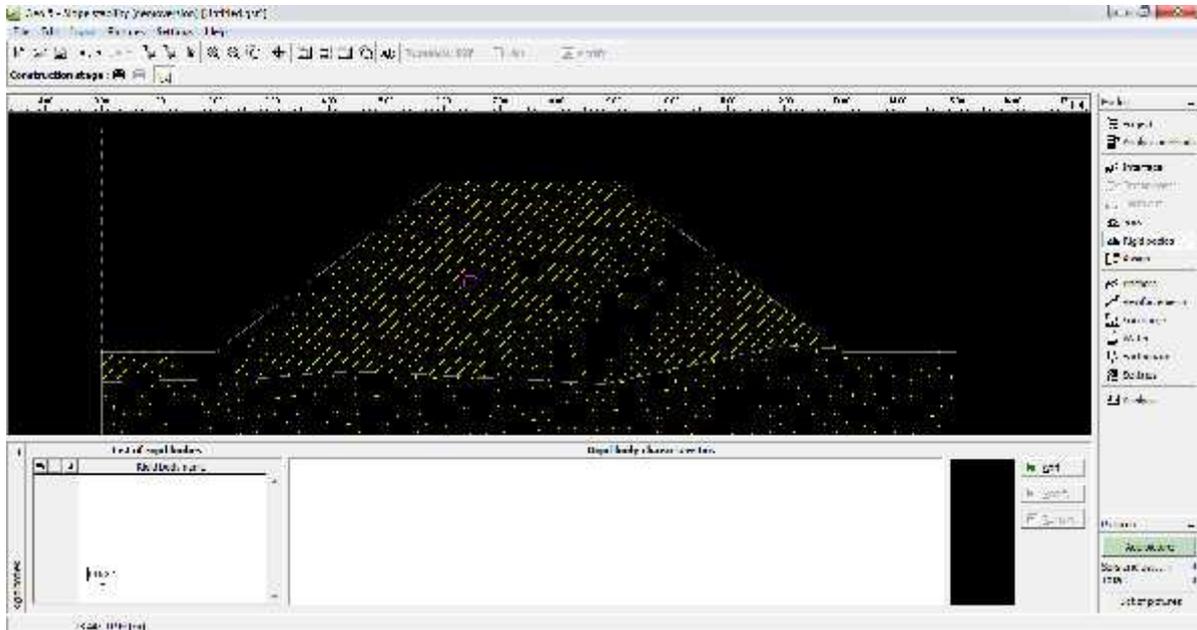
$$N \cdot \cos \gamma + \frac{N \cdot \tan \omega}{F_s} + \frac{c \cdot l}{F_s} \cdot \text{sen} \gamma + W \cdot Z \cdot (V_a - Z \cdot V_b) \cdot X$$

$$W \cdot \gamma \cdot (V_a - Z \cdot V_b) \cdot X \cdot \text{sen} \gamma + \frac{N \cdot \tan \omega}{F_s} + \frac{c \cdot l}{F_s} + \gamma \cdot N \cdot \cos \gamma$$

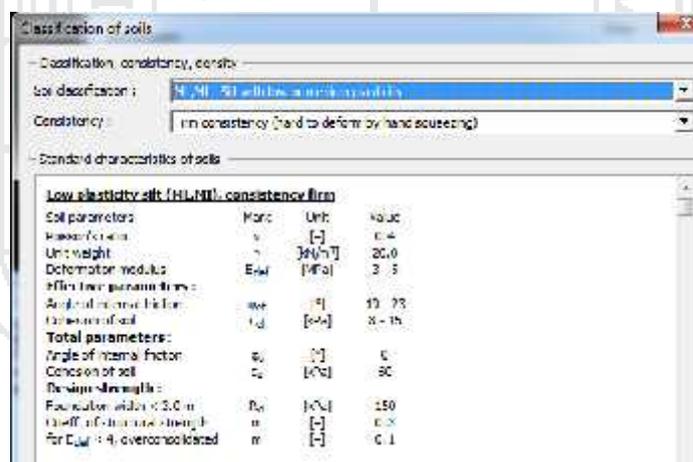
$$F_s \cdot X \cdot \frac{c \cdot b \cdot \gamma \cdot W \cdot \tan \omega + \gamma \cdot (V_a - Z \cdot V_b) \cdot \tan \omega'}{w \cdot \text{sen} \gamma} + \frac{1}{M_i(r)}$$

Utilizando el programa Geo5 (slope v 15) para estabilidad de taludes el programa utiliza el método (BISHOP)

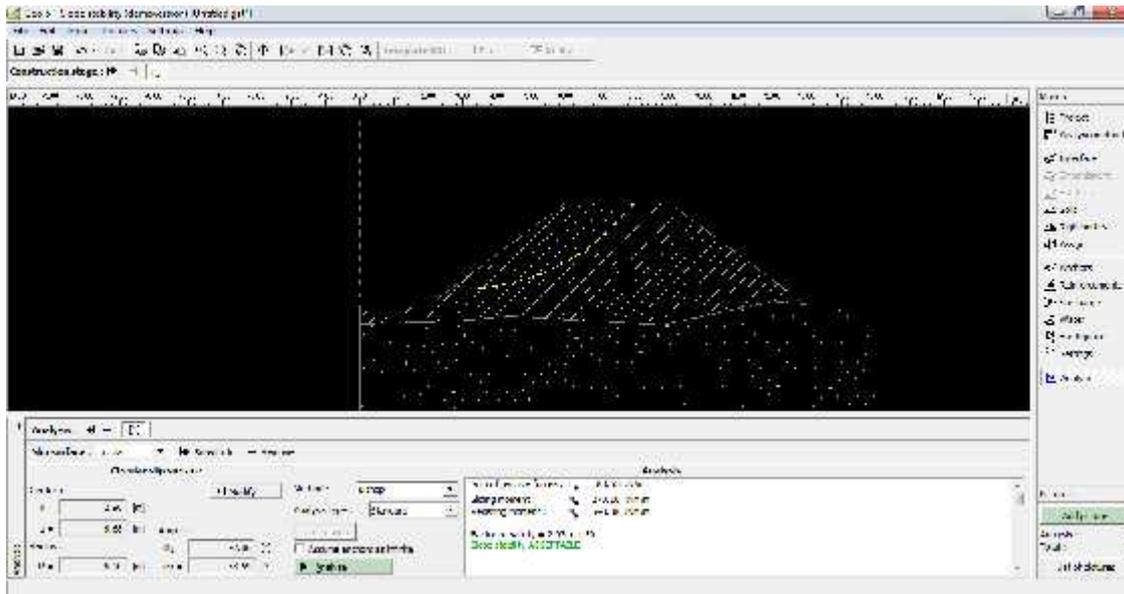
) Dibujamos con las coordenadas la geometría del terraplén



) Luego como se determinó el tipo de suelos (ML y SP) respectivamente según el análisis de suelo y sus parámetros.



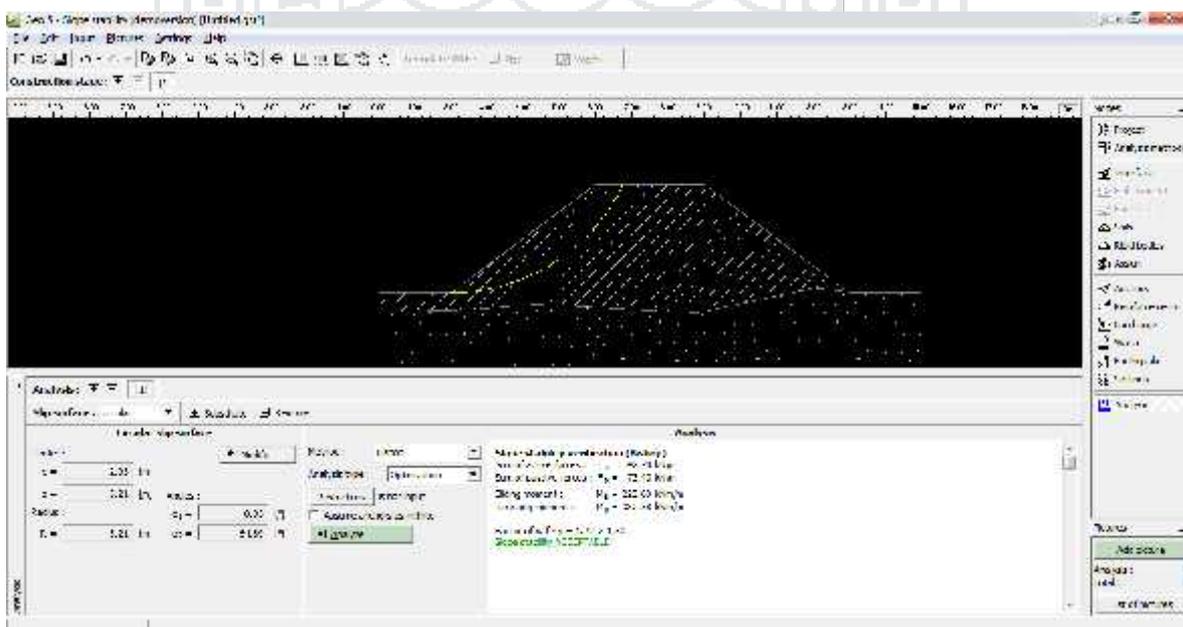
) Luego de definir los parámetros utilizamos la herramienta de analizar, opción de superficie de deslizamiento circular y procedemos a analizar



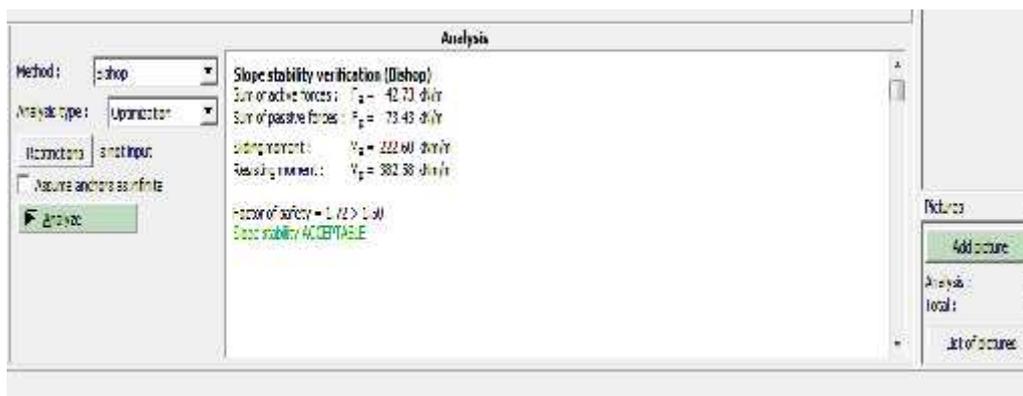
) Con el método Bishop análisis estándar nos indica que el factor de seguridad es de 2.03 nos indica que es aceptable



) Con el método Bishop optimizado tenemos



) Con el método Bishop análisis optimizado indica que el factor de seguridad es de 1.72 nos indica que es aceptable y no tiende al volteo



Para El Cálculo de estabilidad del Terraplén con enrocado véase (ANEXO V CALCULO ESTABILIDAD DEL TERRAPLEN)



CAPÍTULO VI

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

➤ En el trabajo realizado se llegó a la conclusión que es necesario la construcción de una defensa ribereña por el alto riesgo de inundaciones que existe en la zona, las pérdidas que estas producen como son económicos por su actividades de ganadería y agricultura, la de transporte por la obstrucción de caminos y trochas carrozables, en salud por las enfermedades y epidemias que estas producen y como consecuencia el atraso y desarrollo para el centro poblado de Santa Rosa de Huayllata.

1. Las características de baja pendiente del río llave en la zona del proyecto unida al hecho de que el cauce presenta márgenes demasiado explanados lo hace propenso a sufrir problemas de inundaciones en épocas de avenidas máximas llegando a tener en periodos de retornos de 50 años hasta 1203m³/s de caudal, con una socavación de 1.53 m, Precipitaciones de máximas en 24 horas 78.20 mm.

2. Del análisis de las alternativas planteadas se seleccionó la opción de diques de tierra con enrocado de revestimiento por las características de Hidráulica fluvial del río llave, que reúne las condiciones debido a que esta alternativa es la más apropiada comparada a la defensa rivereña de gaviones y muro de concreto, en

un menor costo, materiales existente en la zona, el mantenimiento que este implica y de ser el mas comun en zonas rurales

3. Frente a las amenazas de inundación se concluye la realización del expediente técnico y su pronta ejecución.



6.2. Recomendaciones

➤ Se recomienda para el diseño de una defensa ribereña adecuada a la zona reunir información de confiable y verificarla, también seguir charlas y capacitaciones que brinda el SENAMHI, INDECI, Ministerio de agricultura (ANA) y otras entidades para entender mejor la magnitud de desastre, que las inundaciones producen y así diseñar profesionalmente la defensa ribereña.

1. Se recomienda al SENAMHI que la estaciones meteorológicas sean automáticas para tener datos más precisos y así evitar los datos faltantes para tener un mejor análisis con datos completos

2. Se recomienda la capacitación de programas que son de mucha utilidad para el diseño de la defensa ribereña como programa River, Hidroesta, H-canales, Hec ras y otros que son de mucha ayuda para comprender y analizar las ecuaciones y fórmulas que estas utilizan, y así saber introducir adecuadamente los datos necesarios que estos nos pida para tener resultados precisos y no cometer errores en el diseño y en los cálculos, también utilizar otros programas de simulación para comparar los resultados y tener una mejor idea de la proporción del daño que puede causar el desborde de un río

3. Fomentar campañas informativas y de sensibilización de la población del centro poblado Santa Rosa de Huayllata con peligro de inundaciones identificadas, dando orientaciones

CAPÍTULO VII

7. Bibliografía.

1. *Bladé E., M. Sánchez–Juny, H.P. Sánchez, D. Niñerola, M. Gómez, “Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable” Ediciones UPC, Barcelona-España, 2009.*
2. *Casanova M. Leonardo., “Topografía Plana” Taller de publicaciones de Ingeniería, Mérida-Venezuela, 2002*
3. *Chow Ven Te, “Hidráulica de los Canales Abiertos”, Mc. Graw Hill, Bogotá – Colombia, 1986.*
4. *Cowan W., “Estimating hydraulic roughness coefficients”, Agricultural Engineer-ing, vol. 37, USA 1956.}*
5. *García rico, elmer; manual de diseño hidraulico de canales y obras de arte; chiclayo, ediciones concytec, 1987, 287 pp.*
6. *Juárez badillo, eulalio; rico rodríguez, alfonso; mecanica de suelos tomo i - ii - iii; méxico, editorial limusa; 1995, 704 pp.*
7. *Linsley R, “Hidrología para Ingenieros”, Editorial Mc Graw -Hill. New York. (1968).*
8. *Molina, Medardo. “Hidrología UNA” Publidart, Lima – Perú, 1970.*
9. *Ministerio de Agricultura (2009), Evaluacion de los recursos Hidricos en La cuenca del rio llave Puno-2009.*
10. *Municipalidad Distrital de llave (Gerencia de Infraestructura) 2014*
11. *Mejía A. (2001). “Hidrología aplicada” Vol. I, Lima–Perú. 108 Pág.*

12. Rocha F. Arturo, "Introducción a la Hidráulica Fluvial". Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú, 1998.
13. Rocha Felices, Arturo; RECURSOS HIDRAULICOS – Libro 16; Lima, Editorial CIP, Capitulo de Ingeniería Civil, 1993; 376 pp.
14. Rocha Felices, Arturo; TRANSPORTE DE SEDIMENTOS APLICADO AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS - Libro 1; Lima, Ed. CIP, Capitulo de Ingeniería Civil; Abril 1990, 108 pp.
15. Sviatoslav Krochin, "Diseño Hidráulico", Editorial de la Escuela Politécnica Nacional Quito – Ecuador, 1996.
16. Teran Adriazola, Rubén. "Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas", Escuela Superior de Administración de Aguas "Charles Sutton", Arequipa – Perú, 1998.
17. Teran A. Rubén; DISEÑO Y CONSTRUCCION DE DEFENSAS RIBEREÑAS; Arequipa, Ediciones ESAA Charles Sutton, 1998, 113 pp.
18. Villón B. Máximo, "Hidrología", Editorial Villón, Lima – Perú, 2002.
19. Villón M. (2002). "Hidrología Estadística", segunda edición, Editorial VILLÓN, Lima-Perú.
20. Villón B. Máximo, "Hidrología Estadística", Editorial Villón, Lima – Perú, 2005.
21. Vasquez Villanueva Absalón, "Manejo de Cuencas Altoandinas". Lima, Perú. 1,997.

CAPÍTULO VIII

8. Anexo y planos.

