

UNIVERSIDAD NACIONAL "HERMILIO VALDIZÁN"

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



SIMULACIÓN Y ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO, DE LA DEFENSA RIBEREÑA DE 2km. DE LONGITUD, DEL RÍO AGUAYTIA EN EL FRONTIS DEL DISTRITO DE CURIMANA; UCAYALI PERÚ

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

TESISTAS:

*Robert Paul Inocente Carlos
Saúl Juan Jaime Lima Vásquez*

ASESOR:

Ing. Edgar G. Matto Pablo

HUÁNUCO - PERÚ

MARZO 2015

DEDICATORIA

A Dios...

"Por mostramos los milagros escondidos del día a día que tiene esta vida, al lado de mis seres queridos, y ser guía en mi vida".

A nuestros queridos padres:

"Por todo su incansable e inacabable apoyo en todo tiempo, para afrontar los retos de la vida".

A nuestros queridos hermanos, primos, tíos, abuelos, padrinos:

"Por brindarnos su apoyo, alegrías y motivos para seguir adelante"

A todas aquellas personas:

"Que ponen su fe en las cosas que hacemos y creemos".

A los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil, colegas y amigos:

"Quienes estuvieron pendientes de alguna u otra manera del avance del trabajo".

Robert Paul Inocente Carlos
Saúl Juan Jaime Lima Vásquez

RESUMEN

El presente trabajo de tesis se realizó en la subcuenca del río Aguaytía, adyacente a la localidad del mismo nombre se encuentra localizada en la parte central del Perú, sobre la vertiente del río Aguaytía en la región Ucayali. La subcuenca evaluada es un afluente del río Ucayali.

Los objetivos planteados en la investigación son los siguientes: 1) Determinar el comportamiento hidráulico de inundación del río Aguaytía, para precisar la ubicación y el diseño adecuado de las estructuras hidráulicas; 2) Diagnosticar la vulnerabilidad de inundación del río Aguaytía, para caracterizarla; 3) Cálculo del río con los diferentes caudales de diseños para los diferentes tiempos de retorno para el río Aguaytía; 4) Determinar las secciones más adecuadas para el diseño de defensas ribereñas.

La información requerida para la realización de la investigación fue, estadística de precipitaciones máximas 24 horas de las estaciones meteorológicas de Las Palmeras - Pucallpa, información cartográfica actualizada, además de softwares como: Excel, AutoCad, ArcGis. Previa a la realización de los objetivos planteados, se realizó el levantamiento topográfico del cauce del río Aguaytía seccionando cada 100 metros. El análisis de frecuencia e interpretación de la estadística de precipitaciones permitieron determinar a la estación Meteorológica de Las Palmeras.

SUMMARY

This thesis was carried out in the basin of the river Aguaytia, near the town of the same name is located in the central part of Peru, on the slope of Aguaytía Ucayali River in the region. The evaluated subbasin is a tributary of the Ucayali River.

The research objectives are: 1) Determine the hydraulic behavior of the river flood Aguaytía to specify the location and proper design of hydraulic structures; 2) Diagnose the river flood vulnerability Aguaytía, to characterize; 3) Calculation of river flows with different designs for different return times for Aguaytía river; 4) Determine the most suitable for the design of coastal defenses sections.

The information required for the conduct of the investigation was, maximum rainfall statistics 24 hours Weather Stations Las Palmeras - plus updated softwares like Pucallpa, cartographic information: Excel, AutoCad, ArcGis. Prior to the realization of the objectives, surveying the riverbed Aguaytía sectioning was performed every 100 meters. Frequency analysis and interpretation of the statistics of rainfall allowed to determine the Meteorological Station Las Palmeras.

INTRODUCCIÓN

El presente estudio de evaluación hidrológica es para el proyecto de defensa ribereña del distrito de Curimana en la margen derecha de 2 km.

En la actualidad las defensas ribereñas han cobrado una gran importancia en el desarrollo de los pueblos que se encuentran en las cercanías de los cauces; debido a que sin ella estaría expuesta a las inclemencias de la naturaleza de los ríos con graves pérdidas a las infraestructuras de servicios y pérdidas humanas.

Los recursos hídricos son vitales y de suma importancia para el desarrollo de toda actividad, ya sea de forma directa e indirecta, por tanto su uso y aprovechamiento debe ser económico, racional y múltiple. La abundancia o escases del agua de una zona, así como su calidad pueden ocasionar restricciones en su aprovechamiento, así como conflictos en los ecosistemas.

El área de estudio forma parte de la vertiente de las amazonas, caracterizada por presentar ríos de gran magnitud, profundos navegables y de caudal regular que desaguan al río Ucayali y esta a su vez a las amazonas, que a su vez desemboca en el oceánico atlántico.

En todas las etapas del estudio la población se organizó para facilitarnos la toma de información necesaria a los tesisistas y poder desarrollar el proyecto de investigación académica.

El desarrollo de la presente tesis abarca principalmente la simulación y análisis hidráulico del río Aguaytía en el frontis del distrito de Curimana, para luego realizar el diseño de la defensa ribereña en ese trama.

Se ha dividido en 8 capítulos; El Capítulo I hace referencia al planteamiento del problema; en el Capítulo II y III, sobre el marco teórico y marco metodológico; el Capítulo IV describe la evaluación y calculo hidrológico del río Aguaytía; el Capítulo V, está referido a la evaluación y simulación hidráulico del río Aguaytía con el modelo hidráulico del Hec-Ras. El Capítulo VI, está enfocado al diseño de la defensa ribereña y finalmente los Capítulos VII y VIII se refieren a los resultados y discusiones; así mismo a las Conclusiones, Recomendaciones y Bibliografía respectivamente.

ÍNDICE

RESUMEN.....	ii
SUMMARY.....	iii
INTRODUCCIÓN.....	iv
CAPÍTULO I.....	1
PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1. ANTECEDENTES Y FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA:.....	3
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.2.1. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.3. HIPÓTESIS.....	4
1.3.1. HIPÓTESIS GENERAL.....	4
1.3.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.....	4
1.4. VARIABLES.....	5
1.4.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.....	5
1.4.2. VARIABLES DEPENDIENTE.....	5
1.5. INDICADORES.....	5
1.5.1. INDEPENDIENTE.....	5
1.5.2. DEPENDIENTE.....	5
1.6. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL ESTUDIO.....	5
1.6.1. IMPORTANCIA DEL TRABAJO.....	6
1.7. LIMITACIONES.....	6
1.7.1. LIMITACIÓN ECONÓMICA.....	6
1.7.2. LIMITACIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	7
CAPÍTULO II.....	8
MARCO TEÓRICO.....	8
2.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	9
2.2. ANTECEDENTES NACIONALES.....	10
2.3. ANTECEDENTES LOCALES.....	12
2.4. TEORÍA FUNDAMENTAL.....	13
2.4.1. HIDRÁULICA FLUVIAL Y MORFOLOGÍA.....	13
2.4.2. CUENCA HIDROGRÁFICA.....	20
2.4.3. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA.....	22

2.4.4.	HIDROLOGÍA	32
2.4.5.	ANÁLISIS DE CONSISTENCIA	33
2.4.6.	ANALISIS DE FRECUENCIA.....	39
2.4.7.	PERÍODO DE RETORNO.....	42
2.4.8.	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.....	43
2.4.9.	MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE EVENTOS MÁXIMOS DE CAUDALES.....	52
2.4.10.	CURVA INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA (I-D-F)	55
2.4.11.	CAUDAL MAXIMO	59
2.4.12.	MODELO	68
2.4.13.	MODELOS HIDRÁULICOS	70
2.4.14.	SIMULACIÓN	71
2.4.15.	USO DEL MODELO HEC RAS EN EL CONTROL DE INUNDACIONES	72
2.4.16.	DEFENSAS RIBEREÑAS CON MUROS DE GAVIONES ARMADOS.....	85
2.5.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	105
CAPITULO III.....		108
MARCO METODOLÓGICO		108
3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN	109
3.2	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	109
3.3	POBLACION Y MUESTRA.....	109
3.4	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS	110
3.5	MATRIZ DE CONSISTENCIA	105
3.6	MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES	106
CAPITULO IV		108
EVALUACIÓN Y CÁLCULO HIDROLÓGICO DEL RIO AGUAYTÍA.....		108
4.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA Y DEL RECURSO PRINCIPAL DE LA FUENTE NATURAL	109
4.1.1.	UBICACIÓN Y DEMARCACIÓN DE LA UNIDAD HIDROGRÁFICA	109
4.1.2.	ACCESIBILIDAD - VÍAS DE COMUNICACIÓN	110
1.7.1.	ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS	111
4.1.4.	GEOMORFOLOGÍA	113
4.1.5.	ASPECTOS ECOLÓGICOS.....	114
4.1.6.	CALIDAD DE AGUA	115
4.2.	ANÁLISIS HIDROLÓGICO	116
4.2.1.	PARÁMETROS HIDROFISIOGRAFICOS	116

4.3. ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEROLOGICA E HIDROMÉTRICA.....	120
4.3.1. ANÁLISIS DE LAS VARIABLES METEOROLÓGICA.....	120
4.3.2. TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEROLOGICA	120
4.4. DISPONIBILIDAD DE AGUA A NIVEL MENSUALIZADO.....	129
4.5. TRABAJO DE MÁXIMAS AVENIDAS.....	133
4.5.1. INFORMACIÓN BÁSICA.....	133
4.5.2. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA	134
4.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA Y DEL RECURSO PRINCIPAL DE LA FUENTE NATURAL	164
4.2.1. UBICACIÓN Y DEMARCACIÓN DE LA UNIDAD HIDROGRÁFICA	164
4.2.2. ACCESIBILIDAD - VÍAS DE COMUNICACIÓN	165
1.7.2. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS	166
4.2.4. GEOMORFOLOGÍA	168
4.2.5. ASPECTOS ECOLÓGICOS.....	169
4.2.6. CALIDAD DE AGUA	170
4.3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO	171
4.2.1. PARÁMETROS HIDROFISIOGRAFICOS	171
4.4. ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEROLOGICA E HIDROMÉTRICA.....	175
4.4.1. ANÁLISIS DE LAS VARIABLES METEOROLÓGICA.....	175
4.4.2. TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEROLOGICA	175
4.6. DISPONIBILIDAD DE AGUA A NIVEL MENSUALIZADO.....	184
4.7. TRABAJO DE MÁXIMAS AVENIDAS.....	188
4.6.1. INFORMACIÓN BÁSICA.....	188
4.6.2. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA	189
CAPÍTULO V.....	219
EVALUACIÓN Y SIMULACIÓN HIDRÁULICO DEL RÍO AGUAYTÍA CON EL MODELO HIDRÁULICO DEL HEC-RAS	219
5.1. HIDRÁULICA DE RÍOS	220
5.1.1. EVALUACIÓN TOPOGRÁFICA.....	221
5.1.2. CÁLCULO DEL ANCHO ESTABLE.....	223
5.2. CAUDALES MAXIMOS EN EL RIO AGUAYTIA (CURIMANA)	226
5.2.1. EVALUACIÓN DE LAS INUNDACIONES	228
5.2.2. MODELAMIENTO HIDRÁULICO.....	229
5.2.3. INFORMACIÓN REQUERIDA PARA LA SIMULACIÓN.....	232

5.3. SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO AGUAYTÍA (SECTOR CURIMANA) ..	234
5.3.1. DETERMINACIÓN DE SECCIONES PARA DIFERENTES TIEMPOS DE RETORNO 10,25 Y 50 AÑOS	234
CAPÍTULO VI.....	- 251 -
DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA	- 251 -
6.1. EVALUACIÓN DEL MURO DE CONTENCIÓN	- 252 -
6.1.1. MURO DE CONCRETO ARMADO CON CONTRAFUERTE	- 252 -
6.1.2. MURO DE GAVIÓN – TIPO CAJA	- 253 -
6.1.3. MURO DE GAVIÓN – TERRAMESH SYSTEM	- 255 -
6.2. TERRAMESH SYSTEM.....	- 256 -
6.2.1. ELECCIÓN DEL ARREGLO GEOMETRICO DEL MURO DEL GAVIÓN CON EL TERRAMESH SYSTEM.....	- 258 -
6.2.2. ELECCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE UNA UNIDAD DE GAVIÓN CON EL TERRAMESH SYSTEM.....	- 259 -
6.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA GEOMETRIA GLOBAL DEL MURO DE GAVIÓN.....	- 260 -
6.2.4. FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MURO DE GAVIONES.....	- 261 -
6.2.5. PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES DE LOS GAVIONES, A UTILIZAR PARA EL DISEÑO	- 264 -
6.2.6. PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DEL SUELO, DONDE SE REALIZARA EL MURO DE GAVIÓN.....	- 265 -
6.3. ACERCA DEL PROGRAMA MACSTARS2000	- 267 -
6.3.1. MODELAMIENTO DEL MURO DE GAVIONES CON EL PROGRAMA MACSTARS2000	- 268 -
6.4 GEOMETRIA Y DIMENSIONES FINALNALES DEL RESULTADO DEL RESULTADO DE DISEÑO.....	- 274 -
CAPITULO VII.....	- 276 -
RESULTADO Y DISCUSIÓN	- 276 -
7.1 PRUEBA DE HIPOTESIS.....	- 277 -
7.2 IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES.....	- 279 -
7.3 MEDIDAS CORRECTIVAS.....	- 281 -
CAPITULO VIII	- 284 -
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	- 284 -
BIBLIOGRAFIA.....	- 294 -
ANEXOS	- 296 -

CAPÍTULO I
PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. ANTECEDENTES Y FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA.

En estos últimos años debido a eventos extremos, la localidad del Distrito de Curimana se ha vuelto comprendida por inundaciones de aguas por parte del río Aguaytía, dañando cultivos y estructuras de diferentes índoles, esto ha venido preocupando a las autoridades municipales del distrito de Curimana por lo que iniciaron la formulación de un proyecto de defensas ribereñas para este sector.

La localidad del Distrito de Curimana parte alta, cuenta con una población urbana total de 1911 habitantes, constituyendo la población beneficiaria, la misma que por muchos años ha sufrido los embates de la naturaleza a nivel climático y meteorológico, traducido en fuertes vientos que alcanzan hasta los 26 Km/h. como valor medio, temperatura media anual de 29 °C y que varía entre 23.5 °C y 33°C, y fuertes lluvias con precipitaciones de hasta 165.9 lt/m² mm de lluvia al año.

Asimismo cabe mencionar que éste pueblo también ha sido víctima del narcotráfico.

Los habitantes de esta localidad se dedican específicamente a las actividades de agricultura, predominando los cultivos del plátano, camu camu, aguaje, yuca, arroz, etc. Y su índice de ingresos económicos es bajo teniendo como promedio un salario de 25 nuevos soles durante los períodos de agricultura, llegando a ser solamente hasta de 15 soles durante épocas cuando no hay siembra y solamente se dedican a la crianza con fines de venta.

En términos generales está establecido que el distrito Curimana se encuentra en estado de EXTREMA POBREZA.

1.1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA:

- ¿Cuál será el comportamiento hidráulico de inundación del río Aguaytía, ante la simulación y análisis hidráulico, que permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Determinar el comportamiento hidráulico de inundación del río Aguaytía, mediante la simulación y el análisis hidráulico, para precisar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Calcular los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno de 10 años, 25 años y 50 años para el río Aguaytía; para discernir con criterio con cuales caudales trabajaremos para realizar el diagnóstico de vulnerabilidad de inundación y el cálculo de la altura de la defensa ribereña.
- Diagnosticar la vulnerabilidad de inundación del río Aguaytía, mediante la simulación y análisis hidráulico, para poder caracterizarla las zonas inundables; todo ello con el caudal del periodo de retorno elegido, para el análisis respectivo.

- Determinar la sección más crítica, mediante la simulación y análisis hidráulico, para el diseño de la defensa ribereña; todo ello con el caudal del periodo de retorno elegido, para el análisis respectivo.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. HIPÓTESIS GENERAL

- La determinación del comportamiento hidráulico de inundación del río Aguaytía, ante la simulación y análisis hidráulico, que permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña

1.3.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- El cálculo de los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno de 10 años, 25 años y 50 años para el río Aguaytía; para discernir con criterio con cuales caudales trabajaremos para realizar el diagnóstico de vulnerabilidad de inundación y el cálculo de la altura de la defensa ribereña.
- El diagnóstico de la vulnerabilidad de inundación del río Aguaytía, mediante la simulación y análisis hidráulico, para poder caracterizarla; todo ello con el caudal del periodo de retorno elegido, para el análisis respectivo.
- La determinación de las secciones más crítica, mediante la simulación y análisis hidráulico, para el diseño de la defensa

riberaña; todo ello con el caudal del periodo de retorno elegido, para el análisis respectivo.

1.4. VARIABLES

1.4.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

Comportamiento de la simulación y análisis hidráulico de inundación del río Aguaytía.

1.4.2. VARIABLES DEPENDIENTE

Ubicación y diseño adecuado de la defensa ribereña.

1.5. INDICADORES

1.5.1. INDEPENDIENTE

X1: Precipitación (mm)

X2: Caudal (m³/s)

X3: Cota (msnm)

1.5.2. DEPENDIENTE

Y1: Tirante hidráulico en cada sección de análisis.

1.6. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

Considerando el crecimiento poblacional que se viene asentado en casco urbano del distrito de Curimana y al gran impulso que se viene dando en esta parte del país se ha venido desarrollando el crecimiento de estructuras viales, poblacionales, servicios básicos para el desarrollo de la población creciente, sin embargo este progreso viene

siendo amenazado constantemente por avenidas de las aguas del rio Aguaytía en varias oportunidades ha venido realizando daños a dichas estructuras, por lo que al constituirse la defensa ribereña en la margen derecha del rio Aguaytía en el sector de Curimana, dará seguridad a una área aproximada de 5200 km², asimismo a una población 1200 personas asentadas en el sector influentes.

La construcción de la defensa ribereña de aproximadamente 2 km aguas arriba del punto de control, no generara impactos ambientales negativos significativos.

1.6.1. IMPORTANCIA DEL TRABAJO

El presente trabajo de investigación es importante, debido a que se dará mayor realce al estudio hidrológico e hidráulico del rio Aguaytía, control de avenidas, que en términos concretos significa la prevención de daños por desbordamiento o derrames de las corrientes naturales; pero el hombre puede hacer poco para evitar una gran avenida; sin embargo puede reducir el daño a través de una combinación de medidas defensivas; cuyo fin supremo es brindar seguridad al entorno humano.

1.7. LIMITACIONES

1.7.1. LIMITACIÓN ECONÓMICA

En este aspecto se puede mencionar el poco apoyo de algunas instituciones que brindan información meteorológica, y en algunos

casos ofreciendo cifras inalcanzables para un alumno que requiere de esa información. Perú es el único país que vende datos meteorológicos, así sea para fines de investigación académica.

1.7.2. LIMITACIÓN BIBLIOGRÁFICA

Entre una limitación bibliográfica que se puede resaltar, es la poca información sobre aspectos de simulación hidráulica de cauces naturales en idioma español, ya que todo relacionado con simulación hidráulica se encuentra en inglés y los manuales de los programas también, a esto se suma la poca difusión de este tipo de programas en nuestra región y de esta manera no existe mucha bibliografía para casos similares, y si lo existen son mínimas.

CAPITULO II
MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

En el ámbito internacional se tiene la tesis del ingeniero Edgar Castelló, "Determinación de la capacidad Hidráulica del canal los Molinos - Córdoba". Universidad Nacional de Córdoba, Maestría en ciencias de la ingeniería – Mención Recursos Hídricos. Tesis para optar el grado de Magister. Córdoba – Argentina 2009, que después de haber empleado los modelos numéricos, en una de sus conclusiones menciona que mediante la aplicación de los modelos HEC-RAS (centro de ingeniería hidrológica – sistema de análisis de ríos) y SWMM (Modelo de Gestión de Aguas Pluviales), se logró una adecuada representación de las características hidráulicas del canal. HEC-RAS permitió la simulación de los tramos con flujo a superficie libre y la visualización de las curvas de remanso generadas. El flujo a presión en los sifones existentes fue estimado por medio del modelo SWMM.

Se tiene la tesis del Sr. Oscar Lenin Juela Sivisaca, "Estudio hidrológico y balance hídrico de la cuenca alta del rio Catamayo hasta la estación arenal en el sitio el boquerón, provincia de Loja". Universidad Nacional de Loja. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Agrícola. Loja – Ecuador 2011, indicando en sus conclusiones que:

- La distribución temporal de aforos realizados históricamente en la estación Arenal no son secuenciales y no garantizan confiabilidad, por tanto las curvas de descarga, de duración general y variación estacional no son confiables.

- La socavación y sedimentación notoria en el sitio o en la sección de la estación Arenal, produjeron una serie de curvas de descarga, con severas dificultades de definición de la ecuación matemática así como de sus periodos y niveles de validez.
- La información de niveles diarios con vacíos demasiado largos en tiempo no permitieron la generación o cálculo de una estadística completa de caudales diarios.

2.2. ANTECEDENTES NACIONALES

En el ámbito nacional se tiene la tesis del Ing.Mag. Eduardo Abraham Chávarri Velarde, "Modelación Hidrodinámica unidimensional de los grandes ríos de la cuenca amazónica". Universidad Nacional Agraria La Molina – Escuela de Postgrado. Tesis para optar el grado de Doctoris Philosophiae. Lima – Perú 2013, y a partir de los resultados obtenidos refiere en sus conclusiones:

- El 60% del área del territorio del Perú, se encuentra dentro de la cuenca Amazónica, por lo tanto, el conocimiento de la hidrodinámica del río Amazonas es fundamental para tratar los temas ambientales, económicos y sociales de dicha Región, y aún más importante en estos últimos años debido a la mayor frecuencia de ocurrencia de eventos extremos.
- Sobre la aplicabilidad de la altimetría radar, concluye que esta tecnología es una nueva alternativa para monitorear la evolución de las ondas del flujo a lo largo de los ríos y por otra parte, es útil

en los procesos de calibración y validación de los modelos hidrodinámicos en el ámbito de la cuenca Amazónica, especialmente para ríos con anchos de espejo de agua mayores o iguales a 42.00 m.

Así mismo se tiene la tesis de la Srta. Palomino Cuya, Grace, "Zonificación de áreas inundables utilizando sistemas de información geográfica. Aplicación al tramo final del río chillón". Universidad Nacional de Ingeniería.

Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil. Lima – Perú 2004, después de hacer su análisis respectivo manifiesta que los mapas de amenaza de inundación pueden mostrar mapas de inundación históricas, y que la planicie de inundación perteneciente al periodo de retorno de 100 años muestra áreas inundadas que no deberían ser ocupadas por edificaciones permanentes o de vital importancia como viviendas, centros educativos, centros de salud, centros industriales, etc. Así por ejemplo se tiene que el área inundada para un caudal de 183 m³/seg con periodo de retorno de 100 años es de 192.28 Ha y para un caudal de 90 m³/seg con periodo de 5 años es de 48.80 Ha.

Así también el Sr. Mamani Apaza, Rodolfo, que realizó un estudio de defensa aplicado al río Ramis Taraco – Puno, correspondiente al tramo puente Taraco – comunidad Sacasco, presentado a la Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima – Perú 1994, llegando a la conclusión

de que mediante el modelamiento del perfil hidráulico con el uso del programa HEC-2, (versión anterior al Hec-Ras) se comprobó que existe problemas de inundación a lo largo de todo el cauce del río para periodos de retorno superiores a 25 años, en condiciones más crítica.

Por otra parte el Sr. Ochoa Acuña, Juan en su estudio de defensa ribereña con estructuras flexibles al río Rimac tramo puente Girasoles – puente Ñaña, presentado a la universidad agraria la Molina, Lima - Perú 1992; en una de sus conclusiones hace mención que toda obra hidráulica a ser construida en cauces de ríos, debe ser estudiada con la teoría de Hidráulica Fluvial en dos condiciones: (1) en su estado natural o sin proyecto y, (2) en su estado artificial o con proyecto.

2.3. ANTECEDENTES LOCALES

En el ámbito local se tiene la tesis del Sr. Héctor Antonio Bardales Salazar, “Simulación Hidráulica de desbordes del río Huallaga – Zona Huachog”. Universidad Nacional Hermilio Valdizan Medrano. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil. Huánuco – Perú 2008, que en sus conclusiones comenta que:

- El área de la cuenca hasta el punto de salida de la estación hidrométrica del puente Taruca es de 5607.65 Km², y el área de la cuenca hasta la zona de estudio (Huachog) se determinó en 5158.07 Km².
- Con la simulación realizada se encontró que el río Huallaga en la zona de Huachog se desborda con un caudal superior a 174.47 m³/s que corresponde a un periodo de retorno de 2 años.

- La altura hidráulica promedio del sistema defensivo en la zona de estudio es de 1.45 m, variando una altura mínima de 0.22 m a una máxima de 2.64 m.

2.4. TEORÍA FUNDAMENTAL

2.4.1. HIDRÁULICA FLUVIAL Y MORFOLOGÍA

El objetivo de la hidráulica fluvial es proporcionar conocimientos de las características físicas de los ríos. Rocha (1998) por ejemplo manifiesta que son las condiciones del clima (precipitaciones, temperatura) y las características geológicas (topografía, litología, suelos), son las que se asienta una determinada vegetación y usos de suelos, que determinan el comportamiento hidrológico de cada cuenca y la salida de caudales y sedimentos de los cauces configurando su morfología y régimen.

2.4.1.1. Clasificación de ríos

Rocha (1998), dice que hay muchas formas y criterios de clasificación de los ríos, cada clasificación tiene un origen y una finalidad específica; una de ellas es importante en el desarrollo de estas tesis son las clasificaciones siguientes:

2.4.1.1.1. Clasificación por susceptibilidad a las inundaciones

- a) Ríos sin área de inundación (confinados).
- b) Ríos con área de inundación.

La presencia de dos cauces, es decir, la existencia de áreas de inundación, se debe a los movimientos laterales que efectuado el río a lo ancho de una planicie aluvial a lo largo del tiempo; (Rocha, 1998).

El movimiento lateral de los ríos trae como consecuencia que los nuevos cursos fluviales abandonen ciertas áreas que luego pueden construir terrazas fluviales.

El cauce menor, que en algunos casos es un cauce de estiaje, es ocupado por avenidas de bajo periodo de retorno. Cuando el periodo de retorno es mayor el río se desborda, con respecto al cauce menor, y ocupa el cauce total, o cauce mayor o cauce de avenidas.

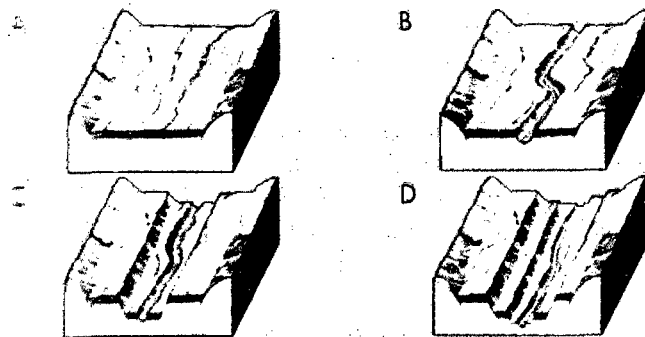


Figura N° 01: Formación de las terrazas fluviales

2.4.1.1.2. Clasificación del río por su forma

Los ríos pueden ser clasificados en términos del patrón del cauce, que es, la configuración del río vista en planta, en un mapa o el aire. Según esto se clasifican en rectos, meándricos, entrelazados o alguna combinación de estos.

Rocha (1998) menciona que los cauces rectos son raros en la naturaleza. Aunque un cauce puede tener riveras relativamente rectas, el thalweg (línea de mayor tirante a lo largo del cauce), es usualmente sinuoso. Como resultado, no es muy sencillo distinguir entre cauces rectos y meándricos.

La sinuosidad del río, la razón entre la longitud del thalweg a la distancia hacia abajo del valle, es frecuentemente usado para distinguir un cauce recto de un meándricos.

Una vista aérea de los ríos indicaría que sus formas son tantas como ríos existen, pero para fines prácticos se consideraran tres principales formas fundamentales:

a) Ríos de cauce rectos

En la naturaleza prácticamente no existen ríos rectos. Se les suele considerar como un estado transitorio al meándricos. Villón (2011), dice que un tramo fluvial recto es anormal y transitorio; es decir esencialmente inestable. Rocha (1998), afirma que; según su experiencia, en la naturaleza los cursos de agua verdaderamente rectos son tan raros que pueden considerar como inexistentes. Hay ríos que tienen pequeños tramos rectos, o casi rectos (se les llama semirrectos), cuya longitud podría ser, referencialmente, tan solo del orden de 10 veces el ancho del río. Esta aparición circunstancial de pequeños tramos rectos puede deberse a la presencia de determinadas estructuras geológicas.

Un río recto podría definirse como aquel cuya sinuosidad es tan pequeña que puede despreciarse. En un tramo rectilíneo el índice de sinuosidad es teóricamente igual a 1.20. Referencialmente, se puede señalar que usualmente se llama "río recto" a aquel cuyo índice de sinuosidad es menor que 1.20.

b) Los ríos de cauces trenzados

Los ríos trenzados tienen varios canales secundarios (brazos) que se comunican entre sí y que forman bancos (islas transitorias) entre ellos. Se ha dicho que son multicanalizados.

Estos canales se separan y vuelven a unirse. Este tipo de ríos tiene un curso divagante, literalmente "entrelazado". Los cauces se entrecruzan. Los brazos no tienen una definición permanente. Estas variaciones son notables después de las grandes avenidas. Cuando se trata de construir un puente sobre un río entrelazado, se requiere de una gran luz debido al ancho importante del río, cuya gran variedad no puede dejar de tenerse en cuenta; Rocha (1998).

Se acepta que un río trenzado se origina cuando en una corriente hay gran transporte sólido y líquido y, de pronto, disminuye el caudal líquido y entonces los sólidos, al no ser transportados, depositan en el lecho formando islas o barras.

Una vista panorámica de un río entrelazado daría la impresión de ser rectilíneo, pero los brazos (canales) que lo constituyen suelen ser muy sinuosos. Los ríos entrelazados aparecen en las corrientes que tienen grandes cantidades de sólidos de fondo,

relativamente gruesos. En general, en los márgenes y en el lecho hay poca cantidad de limos y arcillas. Los ríos trezados son marcadamente inestables y de comportamiento altamente impredecible. Aparecen con pendientes grandes, tienen pequeños calados (tirantes) y su ancho es grande. Pueden tener grandes cantidades de sólidos de fondo que excedan la capacidad de transporte de la corriente. El exceso de sólidos sedimenta y se forman islas transitorias y bancos inestables. El río se subdivide en varios brazos muy sinuoso que rodean los bancos que se forman.

Rocha (1998), planteó la existencia de dos causas, que juntas o independientemente, podrían dar lugar a un río trezado:

- Exceso de sedimentos que el río no puede transportar en su totalidad que trae como consecuencia que una parte de ellos deposite en el cauce y de lugar a la formación de bancos (islas).
- Pendiente grande, lo que origina pequeños tirantes.

La primera causa señalada, que se presenta cuando la capacidad de transporte de la corriente es insuficiente para transportar las cantidades de sólidos de fondo que se presentan en el río como producto de la erosión de la cuenca. Se denomina capacidad de transporte a la máxima cantidad de material sólido de fondo, de una cierta granulometría, que una corriente puede transportar con un gasto dado.

Una variante de los ríos entrelazados está constituida por los ríos anastomosados, los que se presentan cuando del curso principal se separen brazos que regresan, luego de un cierto recorrido, al cauce principal.

c) Los ríos de cauces meándricos.

La tendencia a formar meandros es característica de los ríos aluviales, es por eso que se dice que son serpenteantes. Es decir que tienen una tendencia natural a no seguir un curso rectilíneo, lo que constituye una expresión de su inestabilidad. La aparición de meandros significa necesariamente un aumento del recorrido fluvial lo que implica la disminución de la pendiente y de la velocidad media de la corriente.

Los ríos meándricos están formados por una sucesión de curvas cuyo índice de sinuosidad es superior a 1.5 (valor referencial). Un río aluvial es tortuoso en la medida en la que tiene muchas curvas y tiene meandros en la medida en la que estas curvas (es decir, las tortuosidades) se desplazan.

Rocha menciona que un canal en roca puede ser tortuoso, pero no tiene meandros, porque no hay movilidad de las tortuosidades. Esta enorme movilidad de los meandros tiene gran importancia para la ingeniería en el momento de proyectar una obra, como podría ser un camino o un puente. Parece ser que existe una gran similitud, en diferentes ríos, entre sus respectivas relaciones entre el radio de curvatura y el ancho del río.

Numerosos investigadores se han dedicado a estudiar los meandros fluviales así por ejemplo. Rocha (1998) señala que “Para ríos aluviales el alineamiento meandriformes parecería la forma más plausible y eficiente a través de la cual el sistema tiende a minimizar progresivamente su pendiente para aproximarse a la condición de equilibrio dinámico. Aunque algunos ríos exhiben largos tramos cuasi-rectilíneos, la mayor parte de los ríos de llanura desarrollan meandros más o menos regulares.

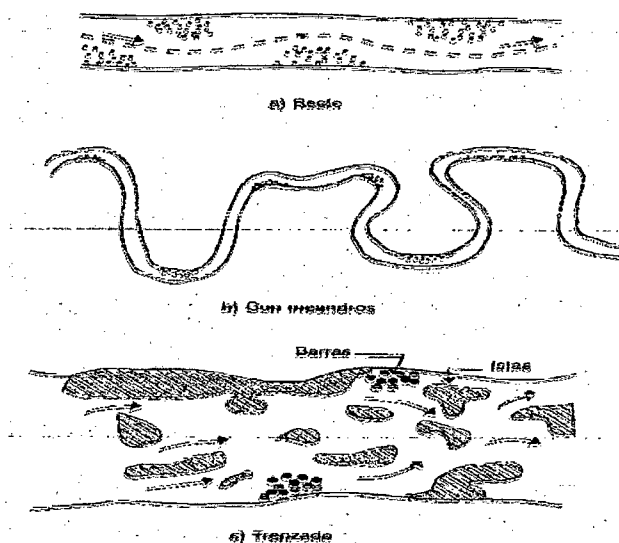


Figura N° 02: Clasificación de los ríos por su forma.

2.4.1.2. Sinuosidad hidráulica

La mayor sinuosidad suele ser en cauces de poca pendiente, frente a una baja sinuosidad representativa de un cauce de mayor pendiente y, por ello, con mayor fuerza erosiva. El cálculo de la sinuosidad es propuesto por Schumm, quien la define de la siguiente forma: el desarrollo de meandros existentes en el

cauce principal de un río, y su cálculo se obtiene poniendo en relación la longitud de dicho cauce con la longitud máxima del valle que forma, (Schumm ,1963).

Cuadro N°01: Índices de sinuosidad para ríos

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

Fuente: Elaboración propia basada en Schummm 1963

2.4.2. CUENCA HIDROGRÁFICA

Chereque (1989) define una cuenca hidrográfica como la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en tal área es descargado a través de una única salida. Es el sistema área o ámbito geográfico, delimitado por el divortium aquarum (divisorias de agua), donde ocurre el ciclo hidrológico e interactúan los factores naturales, sociales, económicos, políticos e institucionales y que son variables ante el tiempo.

Una cuenca como un área geográfica, referida a una sección del río o un punto de terreno o una sección de una calle, tal que la precipitación caída dentro de ella escurra a ese punto o sección. Puede definirse también como un área de captación natural de agua de lluvia que

converge escurriendo a un único punto de salida. La cuenca hidrográfica se compone básicamente de un conjunto de superficies vertientes a una red de drenaje formada por cursos de agua que confluyen hasta resultar en un único lecho colector (Farias, 2005).

2.4.2.1. Funciones de una cuenca

Las cuencas hidrográficas cumplen muchas funciones, entre las principales se mencionan:

Función hidrológica: Las cuencas hidrográficas cumplen esta función, cuando receptan el agua de las diferentes fuentes de precipitación, la almacenan y posteriormente la distribuyen a través de los manantiales, quebradas y ríos durante distintos momentos a lo largo del tiempo.

Función Ecológica: Provee diversidad de espacios a través de los cuales se completa el ciclo hidrológico, en donde a su vez, se llevan a cabo interacciones entre las características de la calidad física y química del agua. Además provee de hábitat para la flora y fauna que constituyen los elementos biológicos del ecosistema y que se encuentran en interacción directa con el agua.

Función Socioeconómica: Suministra recursos para el desarrollo de actividades productivas que dan sustento a la población, provee de un espacio para el desarrollo social y cultural de la sociedad. La cuenca constituye una unidad espacial eco-geográfica relevante para analizar los procesos ambientales generados como consecuencia.

Función Ambiental: Las cuencas hidrográficas, constituyen verdaderos sumideros de Dióxido de Carbono (CO₂), regulan la

recarga hídrica y los ciclos bio-geoquímicos, albergan bancos de germoplasma y contribuyen a conservar la biodiversidad.

2.4.3. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA

Es el estudio cuantitativo de las características físicas (fisiográficas) de una cuenca hidrográfica, y se utiliza para analizar la red de drenaje, las pendientes y la forma de una cuenca a partir del cálculo de valores numéricos. Dentro de este contexto es importante señalar que las mediciones deben ser realizadas sobre un mapa con suficiente información hidrográfica y topográfica. (Bardales, 2008).

Así pues, el estudio sistemático de los parámetros físicos de las cuencas es de gran utilidad práctica, pues con base en ellos se puede lograr una transferencia de información de un sitio a otro, donde existe poca información: bien sea que fallen datos, bien que haya carencia total de información de registros hidrológicos, siempre que exista cierta semejanza geomorfológica y climática de las zonas en cuestión (Juera, 2011).

Estudiar el recurso hídrico de una cuenca es un problema complejo que requiere del conocimiento de muchas características de la cuenca, algunas de las cuales son difíciles de expresar mediante parámetros o índices que son muy útiles en el estudio de una cuenca y permitir una comparación con otras cuencas mediante el establecimiento de condiciones de analogía.

Los parámetros más importantes y de mayor influencia sobre una cuenca son:

2.4.3.1. Parámetros de forma

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.

Los principales factores de forma son:

a) **Área:** Se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma irregular y se obtiene después de delimitar la cuenca. Su cálculo es importante porque sirve de base para la determinación de otros elementos (parámetros, coeficientes, relaciones, etc.); además por lo general los caudales de escurrimiento crecen a medida que aumenta la superficie de la cuenca y, porque el área puede relacionarse con la producción de sedimentos generándose lo que se conoce como tasa de degradación, la cual puede estar asociada con la erosión del suelo, a través de la relación de la producción de sedimentos y la remoción definida como tasa de entrega de un área de drenaje. (Villón. 2011).

Debido a que la forma de la cuenca es muy irregular, el cálculo del área de la cuenca no se puede realizar por fórmulas geométricas, en la actualidad para el cálculo de este parámetro se utilizan diferentes software. Se mide en kilómetros cuadrados, y en hectáreas cuando la cuenca es pequeña.

- **Cuenca Grande**

Es aquella cuenca en la que predominan las características fisiográficas de la misma (pendiente, elevación, área, cauce). Una

cuenca para fines prácticos se considera grande, cuando el área es mayor de 250 km².

- Cuenca Pequeña

Es aquella cuenca que responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya área varía desde unas pocas hectáreas hasta un límite, que para propósitos prácticos, se considera 250 km². (Villón, 2011).

Cuadro N°02: Denominación de la cuenca según su área

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

Fuente: Elaboración propia basado en Villón 2011

b) Perímetro: Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma irregular y se obtiene una vez delimitada la cuenca. Se mide en Km y para su cálculo también se utiliza diferente software. Es importante porque en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca.

c) Longitud Axial: Esta medida se considera como la longitud en línea recta, desde el punto o parte más alta de la cuenca (cabecera de la cuenca) hasta el punto de desembocadura del río, a un caudal mayor, o punto más bajo de la cuenca.

d) Longitud del Cauce: La longitud del cauce de un río es la distancia entre la desembocadura y el nacimiento, (su recorrido de inicio a fin).

e) Ancho Promedio (Ap): Corresponde al área de la cuenca, relacionada con su longitud axial, y se expresa como:

$$Ap = A / La$$

Dónde:

Ap = Ancho promedio (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

La = Longitud Axial (Km).

f) Factor de Forma (Ff): Villón (2011), expresa la relación entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud mayor del cauce o río, es decir:

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

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

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

Dónde:

Ff = Factor de forma

B = Ancho promedio de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

L = Longitud mayor del cauce (Km).

Este factor relaciona la forma de la cuenca con la de un cuadrado, correspondiendo un $F_f = 1$ para regiones con esta forma, que es imaginaria.

Un valor de F_f superior a la unidad nos proporciona el grado de achatamiento de la cuenca o el de un río principal corto. En consecuencia, con tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa formando fácilmente grandes crecidas. (Villón, 2011).

g) Índice De Compacidad (K_c): Otro índice de forma, designado por K_c , Villón (2011) afirma que es el resultado de dividir el perímetro de la cuenca por el perímetro de un círculo de igual área que de la cuenca. Para hallarlo se utiliza la siguiente relación:

$$K_c = \frac{\text{perímetro de la cuenca}}{\text{perímetro de un círculo de igual área}}$$

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

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

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

Dónde:

K_c = Índice de compacidad.

0.28 = Valor constante.

P = Perímetro de cuenca (Km).

A = Área de cuenca (Km²).

Este coeficiente está relacionado con el tiempo de concentración, que es el tiempo que tarda una gota de lluvia en desplazarse desde la parte más lejana (alta) de la cuenca hasta su desembocadura; en este momento ocurre la máxima concentración de agua en el cauce, puesto que está llegando gotas de lluvia de todos los puntos de la cuenca.

A medida que el coeficiente (K_c) tiende a 1 será cuando la cuenca tiende a ser redonda, aumenta la peligrosidad de la cuenca a las crecidas, porque las distancias relativas de los puntos de la divisoria con respecto a uno central, no presentan diferencias, mayores y el tiempo de concentración se hace menor, por lo tanto mayor será la posibilidad de que las ondas de crecida sean continuas (Vásquez 2000).

Cuadro N°03: Tendencias de cuencas según K_c

INDICE DE COMPACIDAD	TENDENCIA DE CUENCA
$K_c \leq 1$	Redondeada
$K_c > 1$	Alargada

Fuente: Elaboración propia basado en Villón 2011

2.4.3.2. Parámetros de relieve

Relieve es la diferencia de elevación entre dos puntos referenciales. El relieve máximo de la cuenca es la diferencia de elevación entre el punto más alto en la divisoria de cuenca y la salida de la cuenca. La razón de relieve es la razón del relieve máximo de la cuenca a la

distancia recta horizontal más larga de la cuenca medida en una dirección paralela a aquella del curso de agua principal. La razón de relieve es una medida de la intensidad del proceso erosiona activo en la cuenca.

a) Pendiente media del cauce (S_c): Es un parámetro muy importante, en el estudio del recurso hídrico, ya que se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las ondas de avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos.

b) Pendiente media de la Cuenca: La pendiente media del terreno es un parámetro esencial, pues da un índice de la velocidad media de la esorrentía y su poder de arrastre y de la erosión sobre la cuenca, está relacionada con la infiltración, con el escurrimiento superficial, con la contribución de agua subterránea a la corriente y con la duración del escurrimiento.

La pendiente de la cuenca es la relación del desnivel que existe entre los extremos de la cuenca, siendo la cota mayor y la cota menor, y la proyección horizontal de su longitud, siendo el lado más largo de la cuenca (Villón, 2011).

Dónde:

Alta pendiente.- > 30% mayor velocidad de esorrentía, disminuye la capacidad de infiltración.

Baja pendiente.- < 30% menor velocidad de esorrentía, mayor capacidad de infiltración.

c) **Curva Hipsométrica:** La curva hipsométrica es la representación gráfica de la variación altitudinal de una cuenca, y se obtiene a partir de un plano topográfico tomándose los valores en porcentajes del área que están por debajo de una determinada altura, que inicialmente serán la del punto más bajo de la cuenca e irá aumentando de acuerdo a los valores de las cotas de la curva de nivel que encierra las franjas de terreno por ellas definidas y el punto de salida que es generalmente el sitio más bajo de la cuenca (Villón, 2011).

Se divide en tres zonas:

- Ríos Jóvenes, refleja una cuenca con gran potencial erosivo.
- Ríos Maduros, es una cuenca en equilibrio.
- Ríos Viejos, cuenca sedimentaria.

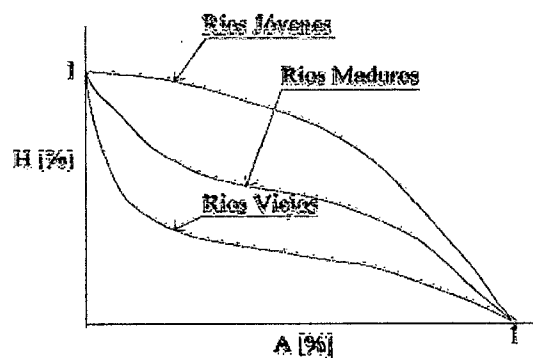


Figura N°03: Tipos de curvas hipsométricas

2.4.3.3. Parámetros relativos a la red de drenaje

Clasificación de cursos de agua

Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca (Villón, 2011).

Así una corriente puede ser Efímera, Intermitente y Perenne.

a) Corriente Efímera, es aquella que solo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.

b) Corriente Intermitente, lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en épocas de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

c) Corriente Perenne, contiene agua todo el tiempo que aun en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

d) Orden de Corrientes: Es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca, para hacer esta clasificación se requiere de un plano de la cuenca. El procedimiento es de considerar como corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario, de orden dos, a los que sólo tienen tributarios de orden uno, de orden tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. Así, el orden de la corriente principal, indicara la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca (Villón, 2011).

e) Densidad de Corriente (Dc): Villón (2011), este parámetro es la relación entre el número de corrientes y el área drenada de la cuenca (corr/km²), es decir:

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

Dónde:

Dc= Densidad de drenaje (corr. / km²)

Nc= Numero de corrientes (corr.)

A= Área total de la cuenca (km²)

f) Densidad de Drenaje (Dd): Villón (2011), define la densidad de drenaje de una cuenca como el cociente entre la longitud total de las corrientes de flujo pertenecientes a su red de drenaje y la superficie de la cuenca: En Km/km².

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

Dónde:

Dd= Densidad de drenaje

L= Longitud total de las corrientes (Km)

A= Área total de la cuenca (km²).

La densidad de drenaje, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Valores altos, representan zonas con poca cobertura vegetal, suelos fácilmente erosionables o impermeables. Por el contrario, valores bajos, indican

suelos duros, poco erosionables o muy permeables y cobertura vegetal densa. Con base en la densidad de drenaje se establece las características de drenaje de la cuenca.

Cuadro N°04: Características de la cuenca en función de la densidad de drenaje

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

Fuente: Elaboración propia basada en Farias 2005

2.4.4. HIDROLOGÍA

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

Define también el ciclo Hidrológico como un fenómeno bien complejo por la gran cantidad de variables que intervienen. Para simplificar y

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

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

2.4.5. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA

La no-homogeneidad e inconsistencia en secuencias hidrológicas representa uno de los aspectos más importantes del estudio en la hidrología, puesto que si éstos no son identificados y eliminados, un error significativo puede introducirse en todos los análisis futuros obteniendo resultados altamente sesgados. (Juella, 2011).

Inconsistencia es sinónimo de error sistemático y se presenta como saltos y tendencias, y no-homogeneidad es definido como los cambios de los datos vírgenes con el tiempo.

En general, los datos medidos incluyen dos tipos de errores: (a) Errores aleatorios o accidentales y (b) Errores sistemáticos; los errores

aleatorios se presentan a causa de la inexactitud en las mediciones y observaciones. Las causas que dan lugar a este tipo de errores pueden ser diversas, teniendo entre las más comunes: lecturas poco consientes, aparato ligeramente estropeado y mal colocado, errores de transcripción de cálculo, copia, impresión e interpretación. Los errores sistemáticos son los de mayor importancia, ya que los datos pueden ser incrementados o reducidos sistemáticamente; los errores sistemáticos pueden ser a la vez naturales, artificiales u ocasionados por la intervención de la mano del hombre, los mismos que ocurren como saltos y como tendencias.

Desde un punto de vista práctico son de mayor interés los errores sistemáticos ocasionados por la intervención de la mano del hombre y en ellos se concentra el análisis de consistencia. (Juella, 2011).

2.4.5.1. Análisis de doble masa

Villón (2011), dice que el análisis de doble masa relaciona la precipitación anual acumulada de una estación "X" (estación que se analiza) con el correspondiente valor de la precipitación anual acumulada de un grupo de estaciones vecinas. Si la estación que se analiza ha sido bien observada, los puntos deberán alinearse en una recta, pero si existe algún quiebre, o cambio de pendiente en la recta, ello indicará que la estadística de la estación debe ser corregida. Los registros a corregir serán, por lo general, los más antiguos y se harán con base en los registros más recientes, ya que se considera que los datos de los últimos años son realizados con una mejor técnica que la empleada en sus predecesores.

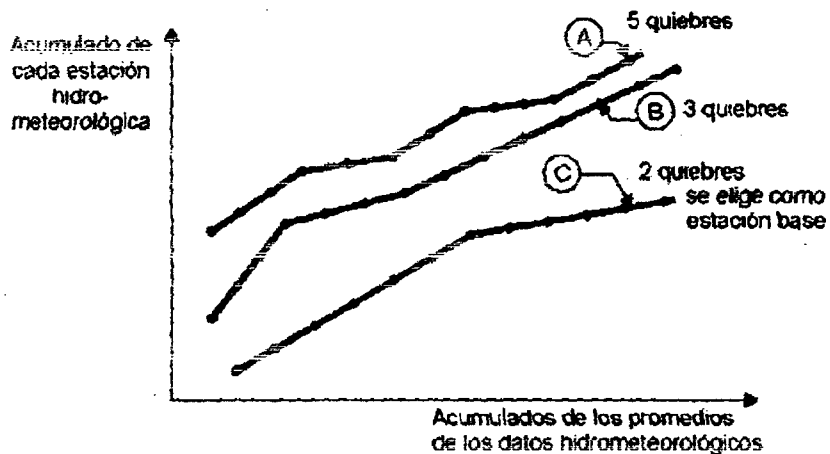


Figura N°04: Modelo de gráfica de doble masa de tres estaciones.

Por otro lado Bardales (2008) menciona que el análisis de doble masa propiamente dicho, consiste en conocer mediante los quiebres que se presentan en los diagramas las causas de los fenómenos naturales, o si estos han sido ocasionados por errores sistemáticos. En este último caso, permite calcular el rango de los periodos dudosos y confiables para cada estación en estudio, la cual se deberá corregir utilizando criterios estadísticos. Para el caso de la figura N°05 el análisis de doble masa permite obtener los periodos, $n1$, $n2$, $n3$, que deben estudiarse, con el análisis estadístico.

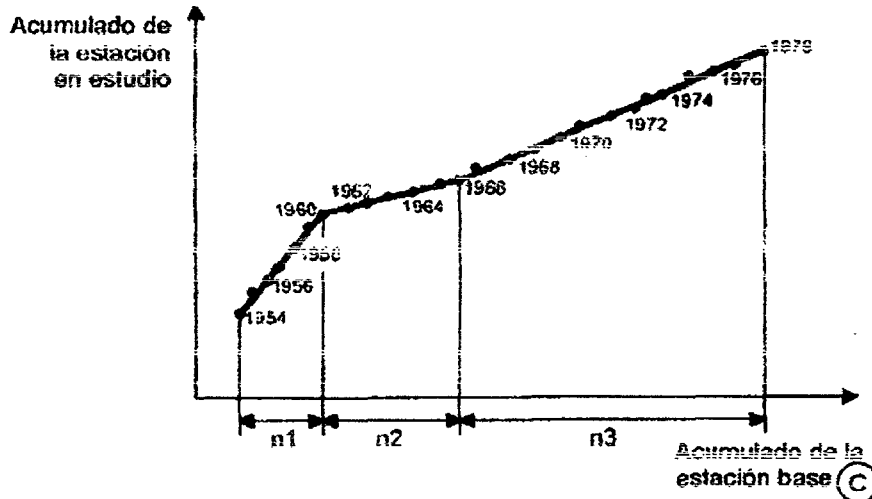


Figura N°05: Análisis doble masa para obtener los periodos de estudio (en este caso n_1, n_2, n_3)

2.4.5.2. Análisis de homogeneidad

Después de obtener de los gráficos construidos para el análisis de doble masa, los periodos de posible corrección, y los periodos de datos que se mantendrán con sus valores originales, se procede al análisis estadístico de saltos, tanto en la media como en la desviación estándar.

2.4.5.2.1. Consistencia de la Media o prueba T - Student

El análisis estadístico consiste en probar, mediante la prueba t , si los valores medios (\bar{x}_1, \bar{x}_2) de las submuestras, son estadísticamente iguales o diferentes con una probabilidad de 95% o con 5% de nivel de significación, de la siguiente manera:

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

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

$$\bar{x}_z = \frac{1}{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} x_j \quad S_z(x) = \left[\frac{1}{n_2-1} \sum_{j=1}^{n_2} (x_j - \bar{x}_z)^2 \right]^{1/2}$$

Dónde:

X_i = valores de la serie del periodo 1

X_j = valores de la serie del periodo 2

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

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

n = tamaño

n_1, n_2 = tamaño de las submuestras

$n = n_1 + n_2$

b) cálculo de t calculado (t_c) según:

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

Además:

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

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

Siendo:

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

S_p = desviación estándar ponderada

c) cálculo del t tabular (t_t):

El valor crítico de t se obtiene de la tabla t de Student (Ver Anexo), con una probabilidad al 95%, o con un nivel de significación del 5%, es decir con $\alpha/2 = 0.025$ y con grados de libertad $u = n_1+n_2- 2$.

d) comparación del t_c con el t_t :

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

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

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

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

2.4.5.2.2. Consistencia De La Desviación Estándar o prueba de Fisher

El análisis estadístico consiste en probar, mediante la prueba "F", si los valores de las desviaciones estándar de las submuestras son estadísticamente iguales o diferentes, con un 95% de probabilidad o con un 5% de nivel de significación, de la siguiente forma:

a) Cálculo de las varianzas de ambos periodos:

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

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

b) Cálculo del F calculado (F_c), según:

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

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

c) Cálculo del F tabular (valor crítico de F ó F_t), se obtiene de las tablas "F" (Ver anexo) para una probabilidad del 95%, es decir, con un nivel de significación $\alpha = 0.05$ y grados de libertad:

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

$$\text{G.L.D} = n_2 - 1$$

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

$$\text{G.L.D} = n_1 - 1$$

Dónde:

G.L.N= grado de libertad del numerador

G.L.D= grado de libertad del denominador

d) comparación F_c con F_t

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

2.4.6. ANALISIS DE FRECUENCIA

Uno de los problemas más importantes en hidrología es la interpretación de registros pasados de eventos hidrológicos, en términos de obtener probabilidades de ocurrencia futuras. Este problema se extiende a la estimación de frecuencias de avenidas,

sequías, precipitación y oleajes, entre otros. El procedimiento involucrado es conocido como análisis de frecuencia (Chow, 1994).

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

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

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

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

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

2.4.6.1. Modelos y procesos hidrológicos.

Molsalve (2000), señala que un modelo matemático es una simplificación de una situación real, expresada mediante una serie de

hipótesis o suposiciones, traducidas en lenguaje matemático y que conducen, después de una adecuada manipulación, utilizando para ello las técnicas matemáticas apropiadas, a una serie de resultados de cuyo análisis se espera sacar a la luz aspectos de la situación original no fácilmente apreciables a simple vista.

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

Cualquier fenómeno que esté sometido a cambios, particularmente con respecto al tiempo, es llamado un proceso. Como prácticamente todos los fenómenos hidrológicos cambian con el tiempo pueden ser llamados procesos hidrológicos. Si la oportunidad de ocurrencia de las variables envueltas en tal proceso es ignorada y el modelo se considera que sigue una ley de certeza pero ninguna ley de probabilidad, el proceso y el modelo son descritos como determinísticos. De otra forma, si la oportunidad de ocurrencia de la variable es tomada en consideración y el concepto de probabilidad es introducido en la formulación del modelo, el proceso y el modelo son descritos como estocásticos o probabilísticos (Chow, 1994).

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

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

2.4.7. PERÍODO DE RETORNO.

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

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

Dónde:

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

T : Periodo de retorno.

De esta manera, cuando la variable aleatoria representa un evento máximo anual, el período de retorno es el valor esperado del número de años que transcurren hasta que ocurra un evento de magnitud igual o superior que la de un evento predefinido como crítico o de diseño. El término es desafortunado, puesto que su uso conduce al profano a concluir que hay T años entre tales magnitudes de eventos, cuando en efecto la probabilidad de tal magnitud en cualquier período sigue siendo T^{-1} , independiente que ocurra tal evento en el año anterior o en un año reciente (Rivano, 2004).

2.4.8. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.

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

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

2.4.8.1. Análisis de confiabilidad de datos hidrológicos.

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

2.4.8.2. Modelos de distribución de probabilidades.

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

Según Chereque. (1989), no existe en hidrología ninguna base teórica sólida para justificar una función específica de distribución de probabilidades. Como no hay un procedimiento teórico para decidir qué modelo probabilístico es el “mejor” en un análisis de frecuencia particular, es habitual verificar y comparar la conveniencia o conformidad de muchas distribuciones candidatas y hacer una elección entre ellas basándose en consideraciones como ajuste de datos disponibles, facilidad computacional y consistencia con varios tamaños de muestra. A continuación se explica los 8 modelos de distribución de probabilidades, estos a su vez son los fundamentos teóricos que utiliza el programa HidroEsta.

2.4.8.2.1. Distribución Gumbel

Según Chow (1994), la distribución de valores extremos tipo 1 de Fisher y Tippett, también conocida como distribución Gumbel, es una distribución de asimetría constante e igual a 1,139547, con función de distribución de probabilidades:

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

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

Dónde:

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

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

- Estimación de parámetros, Método de Momentos

Villón (2011), utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

Moda: $x_{moda} = \mu$

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

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

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

$C = 0,577215664901532860606512$

De donde se obtiene:

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

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

S: desviación estándar

Los parámetros de distribución Gumbel, α y μ , se calculan en función de los parámetros \bar{X} y S de la muestra.

2.4.8.2.2. Distribución Normal

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

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

Dónde:

X: Variable independiente.

μ : Parámetro de posición, igual a la media de la variable x.

σ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de la variable x.

Tiene la particularidad característica de que la media, moda y mediana corresponden al mismo valor.

Si la variable x, se estandariza de la forma:

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

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

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

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

Dónde:

X: Variable independiente.

μ : Parámetro de posición, igual a la media.

σ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar.

2.4.8.2.3. Distribución Log-normal 2 Parámetros

Este modelo probabilístico, a menudo llamado ley de Galton, establece que si los logaritmos neperianos, $\ln x$, de la variable aleatoria X se distribuyen normalmente, entonces la variable x se distribuye de forma logarítmico normal, es decir la variable aleatoria: $y = \ln X$, es normalmente distribuida con media μ_y y varianza σ_y^2 , y su función de distribución de probabilidades es:

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

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

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

Donde μ_y, σ_y , son la media y desviación estándar de los logaritmos naturales de x , es decir de $\ln x$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

- Estimación de parámetros, método de momentos

Utilizando el método de los momentos, las relaciones entre la media y la varianza de la variable X y los parámetros μ_y y σ_y^2 , que se obtiene, son:

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

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

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

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

Luego dado un conjunto de valores x_1, x_2, \dots, x_n , con parámetros \bar{X}, S, S^2, C_v , los parámetros μ_y, σ_y^2 de la distribución log-normal de dos parámetros, obtenidos por el método de Momentos, se calculan con las siguientes ecuaciones:

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

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

2.4.8.2.4. Distribución Log-normal 3 Parámetros

La función de la densidad de x es:

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

Para $x > x_0$

Dónde:

x_0 : parámetro de posición.

u_y : parámetro de escala o media.

s_y : parámetro de forma o varianza.

2.4.8.2.5. Distribución Gamma 2 Parámetros

La función de densidad es:

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

Valido para:

$0 \leq x < d$

$0 < y < d$

$$0 < \beta < d$$

Dónde:

y: parámetro de forma.

β : parámetro de escala.

2.4.8.2.6. Distribución Gamma 3 Parámetros

La función de densidad es:

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

Valido para:

$$0 \leq x < d$$

$$-d < x_0 < d$$

$$0 < \beta < d$$

$$0 < x_0 < d$$

Dónde:

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

y: parámetro de forma.

2.4.8.2.7. Distribución Log-Gumbel

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

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

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

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

2.4.8.2.8. Distribución Log Pearson tipo III

Villón (2011), una variable aleatoria X , tiene una distribución log Pearson tipo III, si su función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{\ln x - x_0}{\beta}}}{x \beta \gamma \Gamma(\gamma)} dx$$

Dónde:

X_0 = parámetro de posición

β = parámetro de escala

γ = parámetro de forma.

$\Gamma(x)$ = función gamma completa

- Proceso de cálculo

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

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

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

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

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

- Estimación de parámetros, método de momentos

Aplicando el método de momentos, se obtiene las siguientes ecuaciones:

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

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

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

2.4.8.3. Prueba de bondad de ajuste

El propósito de las pruebas de bondad de ajuste es únicamente responder a la cuestión de si los datos se desvían una cantidad estadísticamente significativa respecto del modelo de predicción. En consecuencia, este procedimiento permite rechazar un modelo por no ser adecuado, pero no permite probar que un modelo probabilístico es correcto (Villón, 2011).

Por lo anterior, Rivano (2004) recomienda utilizar pruebas de bondad de ajuste como una forma de ver si una determinada distribución es aceptada o rechazada.

Como una forma de definir la calidad de ajuste, se aconseja estimar la bondad de este, para lo que se recomienda utilizar pruebas que presentan un distinto grado de efectividad, dentro de las cuales se encuentra el test de Smirnov Kolmogorov. (Villón, 2011).

2.4.8.3.1. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov - Kolmogorov

Villón (2011), indica que la prueba de ajuste de Smirnov - Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{Max}|F(x) - P(x)|$$

Dónde:

Δ = estadístico de Smirnov - Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = probabilidad de la distribución teórica.

$P(x)$ = probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

El estadístico tiene su función de distribución de probabilidades.

Si Δ_0 es un valor crítico para un nivel de significación α , se tiene que:

$$P[\text{max}|F(x) - P(x)| \geq \Delta_0] = \alpha$$

2.4.9. MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE EVENTOS MÁXIMOS DE CAUDALES

- **Métodos Empíricos:** Lo constituyen las formulas empíricas, las cuales en la actualidad son poco usadas por la existencia de otros procedimientos y la aplicación de la informática. Ante la escasez de datos se opta por estas fórmulas, para conocer en forma rápida la magnitud del máximo caudal que se puede esperar; el mismo que puede ser comparado con datos reales de cuencas vecinas o similares.

Villón (2011) dice: en general se derivan del método racional, tienen una gran difusión, pero pueden involucrar grandes errores ya que el proceso de escurrimiento es muy complejo para

resumirlo en una fórmula de tipo directo en la que intervienen el área de la cuenca y el coeficiente de escurrimiento, entre estos métodos encontramos: Método racional, Método Mac Math, Método Burkli – Zieger.

- **Métodos Históricos:** Consisten en investigación y recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas en un río o en un embalse. En realidad, los métodos históricos, aunque permiten conocer las características de una gran avenida ocurrida muchos años atrás, no permiten prever la proporción de una avenida mayor a la máxima conocida, aun cuando existen muchas posibilidades de que esta se presente. Este método tiene que vencer dos grandes dificultades para poder suministrar información útil:
 - La carencia e insuficiencia de datos (registros históricos), el cálculo de la avenida a partir de los datos recabados referidos generalmente a niveles y no a gastos.
 - Para enfrentar la segunda dificultad, se utilizan los llamados métodos directos o hidráulicos, que se describen más adelante (Chereque, 1989).
- **Métodos de Correlación Hidrológica:** Se aplica cuando no se cuenta con dos datos: Hidrométricos (tirantes máximos hidráulicos) y pluviométricos; en este caso se aplica la correlación con los datos de máximos caudales de una cuenca vecina o próxima, cuyas características en sus aspectos topográficos,

geológicos suelos, tipos de cobertura, parámetros morfométricos sean similares a la cuenca en estudio (Chereque, 1989).

- **Métodos Hidráulicos:** La aplicación de estos métodos (utilizan fórmulas de Hidráulica), no deben obviarse aunque no cuentan con metodología hidrológica, mayormente permiten obtener información bastante útil, sobre todo para fijar con precisión la altura de niveles alcanzados por el agua en tiempos pasados y permite conocer el gasto máximo instantáneo. Este considera la observación y medición de las características de una sección estable del río, es decir donde no exista demasiados desplazamientos, caso de paredes laterales solidas o fijas conformadas por: roca, buena cobertura vegetal, rellenos de huaycos, etc. Para determinar la máxima descarga, la altura de esta se determina por la huellas o rastros dejados en las paredes de la caja del río. Para su cálculo se aplica generalmente la fórmula de Manning-Strichler.
- **Métodos Estadísticos Probabilísticos:** Consisten en estimar la magnitud de la avenida máxima, a partir de un registro (serie) de gastos máximos anuales instantáneos conocidos, por su extrapolación, mediante su probable distribución en diversos periodos retorno, siendo las más utilizadas las distribuciones Gumbel o de valores extremos, log-Pearson tipo III, Log normal.

- **Métodos Hidrológicos:** Tienen como objetivo la representación matemática del proceso o formación de la avenida. Se estiman precipitaciones pluviométricas de duración y periodo de retorno determinado, se calcula el escurrimiento que se genera en un punto de la corriente estudiada, hasta establecer o dibujar el probable hidrograma. Reproducen la forma aceptable el fenómeno, en base a parámetros como precipitaciones máximas y características físicas de la cuenca. Existen ventajas al extrapolar algunas de sus variables, por la irregularidad de las lluvias en la cuenca, y determinar las pérdidas por infiltración, que pueden distorsionar al estimar las avenidas a partir de las lluvias. Entre los métodos hidrológicos sobresalen:

- Método de hidrograma unitario, que comprende los triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos.

- Método de isócronas (racional).

En la presente tesis utilizaremos este método, ya que se ajusta a la naturaleza de datos con la cual contamos; nosotros aplicaremos el programa Hec-Hms, el cual aplica el método de hidrograma unitario sintético. El método se explica en el apartado 2.4.11, correspondiente al cálculo de caudales máximos.

2.4.10. CURVA INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA (I-D-F)

Con respecto a las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), es importante señalar que éstas son curvas que resultan de unir los

puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno (Villón, 2011).

Según, Chereque (1989) Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

En este sentido se debe destacar que la intensidad, según Chow (1994), se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la altura de agua de precipitación por unidad de tiempo (mm/hr ó pulg/hr), y ésta se expresa como:

$$i = \frac{P}{Td}$$

Donde, P es la altura de agua de la precipitación en mm, y Td es la duración de la lluvia, dada usualmente en horas.

Otro elemento a estudiar en el diseño de las curvas IDF, es la frecuencia, la cual se expresa en función del período de retorno (T), que es el intervalo de tiempo promedio (expresado en años) entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño (Chow, 1994).

- Aplicación de las Curvas IDF

El uso de las curvas IDF se enmarcan en la estimación de crecidas de cuencas hidrográficas que tienen tiempos de concentración pequeños o de pequeña duración, y su utilidad principal es poder estimar la intensidad, duración y frecuencia de la precipitación en un lugar que no posee pluviógrafo, solamente pluviómetros totalizadores que entregan precipitaciones diarias.

Además, es importante señalar que uno de los primeros pasos que deben seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como es el caso del diseño de un drenaje urbano, el aprovechamiento de recursos hídricos en la generación de energía eléctrica, o el diseño de obras de ingeniería de regadíos, es la determinación del evento o eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y las frecuencias o períodos de retorno. Esta relación se denomina curvas IDF, que son determinadas para cada sitio en particular (Chow, 1994).

Para el caso de tormentas de diseño que no cuenten con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Rivano, 2004) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Dónde:

Pd = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P24h = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación total (mm) entre la duración (min).

2.4.10.1. Tiempo de concentración

De las metodologías que se emplean para determinar el tiempo de concentración, Villón (2011) recomienda considerar el método de Kirpish (1940) y de California Culverts Practice (1942).

KIRPISH (1940)

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

Dónde:

Tc=Tiempo de concentración, minutos

L=Longitud del cauce de inicio hasta su desembocadura, m

S=Pendiente media de la cuenca, m/m

CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (1942)

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

Dónde:

Tc=Tiempo de concentración, minutos

L=Longitud del cauce de inicio hasta su desembocadura, m

H=Desnivel de altitud, m.

2.4.11. CAUDAL MAXIMO

Villón (2011) dice que 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.

2.4.11.1. Método Mac Maht

$$Q = 0.0091. C. I. A^{4/5}. S^{1/5}$$

Dónde:

Q= caudal máximo con 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 (Tc) y un periodo de retorno de T años, mm/hr.

A = Área de la cuenca, Has.

S = Pendiente media del cauce principal.

Villón (2011), dice que de los parámetros que intervienen en esta fórmula, sobre el que se tiene que incidir, es sobre el factor "C" (coeficiente de escorrentía), el cual se compone de tres componentes, es decir:

$$C = C1 + C2 + C3$$

Dónde:

C1= está en función de la cobertura vegetal

C2= está en función de la textura del suelo

C3= está en función de la topografía del terreno.

Cuadro N°05: Factor de escorrentía de Mac Math

Vegetación		Suelo		Topografía	
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	0.30	Rocoso	0.30	5.0 – 10.0	0.15

Fuente: Elaboración propia basado en Villón 2011

2.4.11.2. Hidrograma unitario

Propuesto por Sherman en el año 1932, este método tiene por objetivo la determinación del hidrograma de aguas superficiales de una cuenca a partir de los pluviogramas correspondientes a las tormentas de la cuenca. Su uso se extiende principalmente para el cálculo de los caudales de crecida (Monsalve, 2000).

Análisis de un Hidrograma

El escurrimiento total que pasa por un cauce, está compuesto de:

$$Q = Qd + Qb$$

Dónde:

Q: Escurrimiento o caudal total

Qd: Escurrimiento directo, producido por la precipitación

Qb: Flujo base, producido por aporte de agua subterránea.

No todas las corrientes reciben aportes de agua subterránea, ni todas las precipitaciones provocan escurrimiento directo. Solo las precipitaciones intensas y prolongadas, por tanto las características del escurrimiento directo y del flujo base, difieren tanto, que deben tratarse separadamente.

2.4.11.2.1. Hidrograma unitario sintético

En el estudio de cauces torrenciales, y en general en casi todos los estudios hidrológicos, el cálculo de caudales máximos se afronta con una importante escasez de datos pluviográficos y de datos de aforo. En estos casos lo habitual es que no se disponga de datos de pluviogramas y esorrentía (registros), lo cual ha llevado a obtener relaciones entre características medibles en las cuencas y unos coeficientes que permitan estimar el hidrograma unitario. Es así, como a esta clase de hidrogramas se les denomina sintético.

Según Villón (2011), se define como hidrograma unitario sintético al obtenido usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Estos métodos son utilizados cuando no existen registros de una estación hidrométrica y pluviográfica.

Cuando no existe ningún registro de caudales sobre una cuenca, es posible simular las formas del hidrograma considerando únicamente las características físicas de la cuenca.

2.4.11.3. Sistema de modelamiento Hidrológico

El sistema de modelado hidrológico es una aplicación desarrollado por el centro de ingeniería hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

Para poder desarrollar el HEC-HMS, se debe disponer de la siguiente información:

- Características de la precipitación, la intensidad se obtiene de las curvas i-d-f (intensidad, duración, frecuencia). Es importante señalar que las precipitaciones parciales deben introducirse en intervalos fijos.

- Parámetros de la cuenca (Área, forma, Longitud del cauce principal, pendiente media del terreno, cobertura vegetal, tipo de prácticas de pastoreo, etc.)

Villón (2011) indica que los datos que se requieren para la cuenca, además de las características de las precipitaciones y parámetros morfométricos son:

a) Función de infiltración y los parámetros correspondientes.

Se empleará el Modelo del número de curva del servicio de conservación de suelos.

2.4.11.3.1. Modelo del número de curva del Servicio de Conservación de Suelos (scs)

Este modelo desarrollado por el servicio de conservación de suelos (SCS) del departamento de agricultura de los Estados Unidos, siendo en la actualidad el servicio de conservación de los recursos naturales (NRCS, 2004) usa el número de curva el cual es un parámetro estimado de la combinación del tipo de suelo, cobertura vegetal y la condición de humedad antecedente del suelo. En este método, la profundidad de escorrentía o precipitación efectiva (P_e) está en función de la precipitación total (P) y de un parámetro de abstracción referido al número de curva, cuyos valores fluctúan entre 1 y 100.

El número de curva (CN) depende de ciertas propiedades productoras de escorrentía tales como:

- Tipo de suelo hidrológico,

- Utilización y tratamiento del suelo,
- Condiciones de la superficie del terreno, y
- Condición de humedad antecedente del suelo.

Villón (2011) afirma que este método es utilizado para estimar la precipitación neta o precipitación en exceso (P_e), a partir de datos de precipitación (P) y otros parámetros de la cuenca de drenaje que se traducen en el número de curva (CN). El método fue desarrollado utilizando datos de un gran número cuencas experimentales, y se basa en la siguiente relación:

$$P_e = \frac{[CN(P + 50.8) - 5080]^2}{CN[CN(P - 203.2) + 20320]}$$

Dónde:

P_e : Precipitación en exceso, en mm.

P : Precipitación, en mm.

CN : Número de curva.

2.4.11.3.2. Precipitación efectiva

De la lluvia total precipitada en una tormenta sobre una cuenca, solo una fracción escurre por las vertientes hasta llegar hasta al río. Esta reducción del volumen se debe a que una parte es interceptada por las hojas de los árboles, cobertura de las viviendas y otros, evaporándose más tarde; otra parte llega al suelo pero se infiltra y se acumula en

irregularidades del terreno formando charcos que se evaporan. El agua que finalmente llega al río se llama precipitación efectiva.

Los números de curva han sido tabulados por el servicio de conservación de suelos con base en el tipo de suelo, infiltración y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos (Ver Anexo).

Para determinar la precipitación efectiva se basaron en la relación de la abstracción inicial y la infiltración potencial máxima.

$$Ia = 0.2S$$

Dónde:

Ia: Pérdida o abstracciones iniciales, en mm, es definido como la precipitación acumulada hasta el inicio de la escorrentía y es una función de la intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración antes del comienzo de la escorrentía.

S: Infiltración potencial máxima, en mm.

De esta manera, las abstracciones totales "A" (incluyendo intercepción, detención superficial e infiltración propiamente dicha) son iguales a la diferencia entre la precipitación total y la precipitación efectiva:

$$A = P - Pe$$

Dónde:

A: Abstracciones

P: Precipitación total.

Pe: Precipitación efectiva.

2.4.11.3.3. Hidrograma unitario sintético del SCS

El hidrograma unitario sintético del servicio de conservación de suelos desarrollado por Víctor Mockus (1950) permite obtener hidrogramas de caudal sin necesidad de tener un registro de pluviógrafos y escorrentía. Con base en la revisión de un gran número de Hidrogramas Unitarios, el SCS (Servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos) sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/seg.

El volumen generado por la separación de la lluvia, en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

La expresión del caudal punta Q_p , se obtiene igualando:

El volumen de agua escurrido:

$$V_e = h_{pe} * A$$

Dónde:

V_e : Volumen de agua escurrido.

h_{pe} : Altura de precipitación en exceso, o precipitación efectiva.

A : Área de cuenca.

Con el área que se encuentra bajo el hidrograma.

$$V_e = \frac{1}{2} t_b * Q_p$$

Dónde:

V_e : Volumen de agua escurrido

T_b : Tiempo base

Q_p : Área de cuenca.

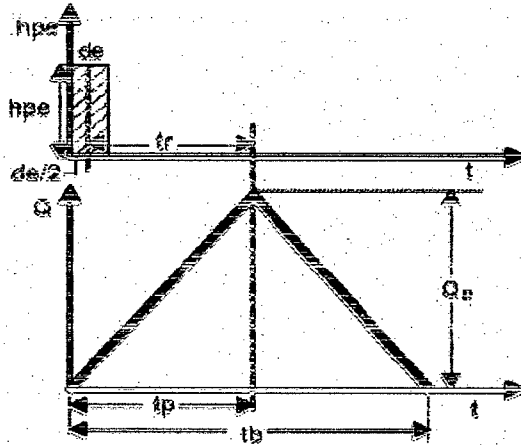


Figura N°06: Hidrograma unitario sintético forma triangular
De donde:

$$Q_p = 0.208 * \frac{h_{pe} * A}{t_p}$$

Siendo:

Q_p : Caudal pico, en m^3/s

t_p : Tiempo de ocurrencia del caudal pico, en hr

h_{pe} : Altura de la precipitación efectiva, en mm

A : Área de la cuenca, en Km^2

Del análisis de varios hidrogramas, Chow (1994) concluye que el tiempo base y el tiempo pico se relacionan:

$$t_b = 2.67t_p$$

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

Y el tiempo de retraso, se estima mediante el tiempo de concentración, de la forma:

$$t_r = 0.6t_c$$

Dónde:

tr: Tiempo de retraso, en hr.

tc: Tiempo de concentración, en hr.

2.4.12. MODELO

Chow (1994), un modelo relaciona algo desconocido (producto o salida) con algo conocido (entrada). En nuestro caso los modelos que son incluidos en el HEC - RAS, la entrada conocida son los caudales para distintos periodos de retorno y la desconocida sería el tirante hidráulico y el espejo de agua en cada sección de análisis.

Para Palomino (1994), en el proceso de modelización, deben cumplirse dos fases previas, la primera de las cuales está referida a la caracterización del sistema y a la identificación y evaluación de las alternativas viables de gestión que hagan posible la consecución de los objetivos establecidos. Para ello se cuenta con tres tipos de herramientas informáticas: las bases de datos, los modelos de simulación y los sistemas de información geográfica.

2.4.12.1. Clasificación de modelos

Los modelos hidráulicos e hidrológicos se pueden dividir según el Hydrologic Engineering Center HEC, como sigue:

Modelos Físicos: Son reducciones a escala, que busca representar el sistema del mundo real. Las más comunes aplicaciones de modelos físicos, es la simulación de flujo en canales abiertos.

Modelos Matemáticos: Se refiere a un conjunto de ecuaciones que representa la respuesta de un componente del sistema hidrológico ante la variabilidad de las condiciones meteorológicas.

2.4.12.2. Clasificación De Los Modelos Matemáticos

Bruner (2002), señala que los modelos matemáticos pueden ser clasificados usando el siguiente criterio:

- **Eventuales o continuos.-** Un modelo eventual simula una sola tormenta, en un rango de pocas horas a días. Un modelo continuo se aplica a un periodo extenso, predice la respuesta de la cuenca durante y entre las precipitaciones eventuales.
- **Agregados o distribuidos.-** Un modelo distribuido en la cual se considera las variaciones espaciales (geográficas) con sus características y procesos son considerados explícitamente. En un modelo agregado, estas variaciones espaciales son promediadas o ignoradas.
- **Empírico (sistema teórico) o conceptual.-** Un modelo conceptual es construido sobre una base de conocimientos, de procesos físicos, químicos y biológicos. Un modelo empírico es construido bajo observaciones de entradas y salidas, el cual busca la representación explícita del proceso de conversión.

- **Determinístico o estocástico.-** Si toda la entrada, parámetros y procesos en el modelo son considerados libres y de variación aleatoria conocida con certeza, el modelo es determinístico. Si el instante del modelo describe variación aleatoria e incorpora la descripción en la predicción de salida, el modelo es estocástico.
- **Parámetros medidos o parámetros ajustados.-** Un modelo de parámetros medidos en la cual, los parámetros del modelo, son determinados desde un sistema de propiedades, cada uno por medición directa o por métodos indirectos que son basados sobre las mediciones, incluye parámetros que no pueden ser medidos. Estos parámetros tienen que ser ajustados con valores observados de entradas y salidas, mediante funciones de optimización.

2.4.13. MODELOS HIDRÁULICOS

Estos son modelos matemáticos que han adquirido gran difusión en muchos campos de trabajo relacionados con la hidrología, siendo recomendable realizar alguna valoración sobre ellos para comprender mejor su finalidad, funcionamiento y resultados.

Ante esta situación necesariamente debemos referenciar la labor desarrollada por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del United States Army Corps of Engineers, un centro que ha diseñado los modelos hidráulicos con mayor reconocimiento y aceptación internacional. A modo ilustrativo podemos mencionar el modelo unidimensional HEC-2

(River Analysis System) cuya versión más reciente es de mayo del 2005.

La concepción de todos los modelos hidráulicos es parecida por lo que una breve explicación de Hec – Ras puede ayudarnos a comprender mejor su aplicación. Este paquete informático integra varios programas de análisis hidráulico en donde el usuario se comunica con el sistema a través de un interfaz gráfico. El objetivo primordial del modelo es obtener la altura en lagunas y ríos con regímenes permanentes de flujos discontinuos calculando el área mojada de las secciones transversales, si bien su arquitectura abierta también admite otras posibilidades relacionadas con la geomorfología de la escorrentía.

La realización en el Hec – Ras de un estudio habitual orientado al análisis de zonas inundables, requiere información relacionada con la fisiografía del aparato fluvial y los registros históricos, flujos del agua y especificaciones técnicas de la simulación.

2.4.14. SIMULACIÓN

Existen varios conceptos sobre simulación y de las cuales se mencionan a continuación las más aceptadas:

Chavarri (2013), simulación es una técnica numérica para conducir experimentos en una computadora digital. Estos experimentos comprenden ciertos tipos de relaciones matemáticas y lógicas, las cuales son necesarias para describir el comportamiento y la estructura de sistemas complejos del mundo real a través de largos periodos de tiempo.

Mientras que para Bardales (2008), es el proceso de diseñar y desarrollar un modelo de un sistema o proceso real y conducir experimentos con el propósito de entender el comportamiento del sistema o evaluar varias estrategias (dentro de límites impuestos por un criterio o conjunto de criterios) para la operación del sistema.

En tal sentido una simulación vendría a ser una imitación de la operación de un proceso o un sistema real a través del tiempo, ya sea realizando a mano o a computadora, la simulación envuelve la generación de la historia artificial del sistema de observación de esa historia nos ayuda a inferir características operacionales del sistema real.

2.4.15. USO DEL MODELO HEC RAS EN EL CONTROL DE INUNDACIONES

Hec-Ras es un programa desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos del Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC), que calcula los perfiles hidráulicos, tanto en flujo subcrítico como supercrítico, considerando puentes, vertederos y otras obras de arte.

El HEC – RAS es capaz de realizar el cálculo del perfil dimensional de espejos de agua para flujos laminares gradualmente variados en canales naturales o construidos. Regímenes de perfiles de flujo de agua subcríticos, supercrítico y mixtos; pueden ser calculados. Los tópicos en discusión en esta sección incluyen: ecuaciones para cálculo de perfiles básicos; cálculo de subdivisión secciones transversales en los canales de conducción; coeficiente "n" de Manning compuesto para

canales de sección variable; coeficiente de velocidad de carga; evaluación de pérdida por fricción; pérdidas por contracción y expansión; procedimientos de cálculo; determinación de la profundidad crítica; aplicación de la ecuación de momento.

2.4.15.1. Ecuaciones para el cálculo de secciones

El perfil de la superficie libre es calculado desde una sección transversal a otra, resolviendo la ecuación de energía con un método iterativo llamado "Método de paso estándar". La ecuación de energía es como sigue:

$$y_2 + z_2 + \frac{(v_2^2)a_2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{(v_1^2)a_1}{2g} + h_e$$

Dónde:

y_1, y_2 = Tirantes de sección transversal

z_1, z_2 = Cota del terreno.

v_1, v_2 = Velocidades promedios

a_1, a_2 = Coeficientes de velocidad de carga

g = Gravedad

h_e = Carga de pérdida de energía.

Un diagrama donde se muestra los componentes de la ecuación de energía.

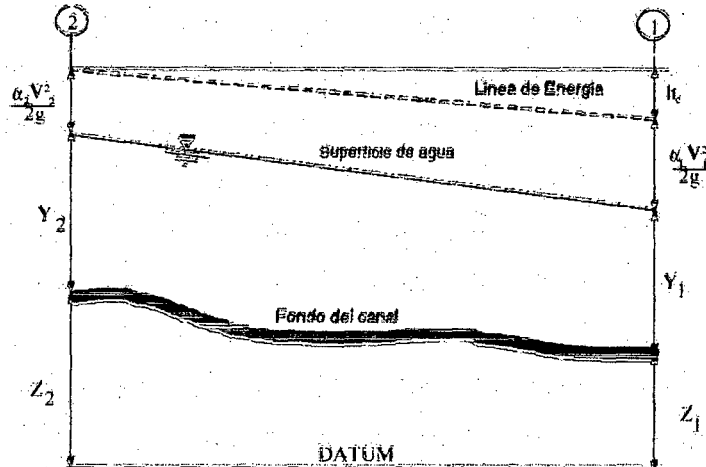


Figura N°07: Representación de términos de la ecuación de energía para el Hec-Ras.

La pérdida de energía (h_e) entre dos secciones transversales es consecuencia de pérdidas por fricción, contracción y expansión. La ecuación de pérdida de energía es como sigue:

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

Dónde:

L : Longitud de descarga de energía

\bar{S}_f : Pendiente de fricción entre 2 secciones

C : Coeficiente de pérdidas por expansión y contracción

La distancia de longitud de descarga L , es calculado como:

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

Dónde:

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

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

2.4.15.2. Subdivisión de la sección transversal y cálculo de la conductividad

La determinación de la conductividad total y el coeficiente de velocidad para una sección, requiere la subdivisión del flujo en diferentes unidades, que en cada una de ellas, la velocidad sea uniformemente distribuida. El HEC-RAS lo que hace es subdividir en áreas el flujo en el perímetro mojado usando como dato los tramos en las cuales los valores de n (coeficiente de Manning) son iguales en la sección transversal (ubica los puntos donde los valores de n cambian), como base para la subdivisión (Figura N°07). El flujo conducido es calculado en cada subdivisión con la siguiente ecuación de Manning.

$$Q = KSf^{0.5}$$

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$$

Dónde:

K: Conductividad para cada subdivisión

n : Coeficiente de Manning para cada subdivisión

A: Área mojada para cada subdivisión

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

El programa suma todos los incrementos en los bordes para obtener una capacidad de transporte para el borde izquierdo y derecho. El caudal del canal central es contabilizado como un elemento del caudal simple. El caudal total para una sección es obtenido sumando las 3 subdivisiones de caudales (izquierda, el canal y derecha).

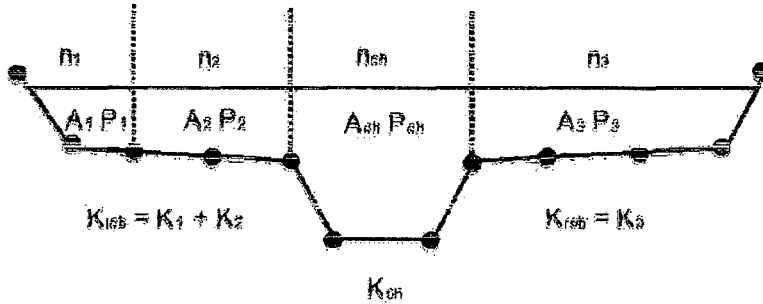


Figura N°08: HEC – RAS Método de subdivisión de caudales

Un método alternativo disponible en HEC – RAS es calcular caudales entre cada punto de sus respectivos perímetros mojados (Figura N°09). El caudal es la suma del total de lado izquierdo y derecho. Este método es usado por el programa HEC - 2. El método se ha retenido como una opción dentro del HEC - RAS para reproducir estudios que fueron originalmente desarrollados con HEC – 2.

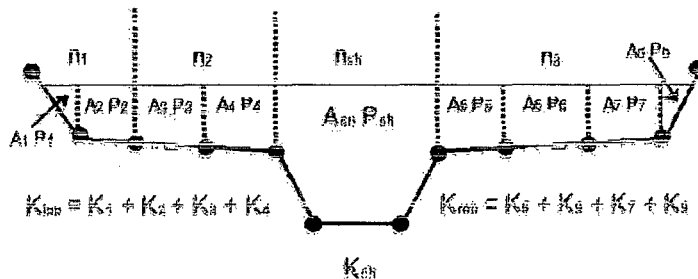


Figura N°09: Método de subdivisión de caudales HEC – 2.

2.4.15.3. Coeficiente de rugosidad compuesto en el canal principal

El flujo en el canal central no es subdividido, excepto donde el coeficiente de rugosidad varía dentro del canal central. El programa determina si el canal principal puede ser subdividido o si puede ser utilizado un valor de rugosidad compuesto, siguiendo el criterio que se detalla a continuación: si el talud de canal central es mayor que 5H: 1V y posee más de un valor de rugosidad, será computado un coeficiente de rugosidad compuesto, "nc".

Para la determinación del "nc", el canal principal es dividido en N partes, cada una con un valor conocido de perímetro mojado P_i y una rugosidad n_i .

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

Dónde:

n_c = Coeficiente de rugosidad compuesto o equivalente

P = Perímetro mojado del canal central completo.

P_i = Perímetro mojado de la subdivisión i .

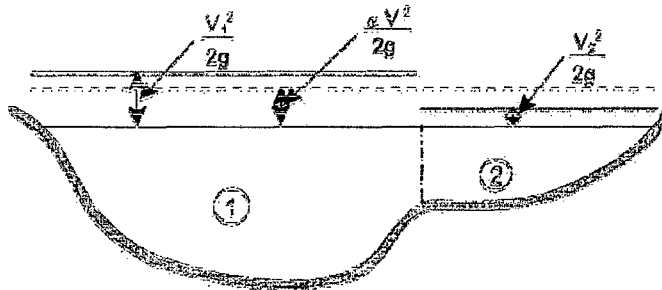
n_i = Coeficiente de rugosidad de la subdivisión i .

El cálculo de n_c compuesto debe ser chequeado. El valor calculado es el valor n del canal central el cual se muestran en las tablas de resumen.

2.4.15.4. Evaluación de la Carga Media Energética Cinética

Debido a que el programa HEC – RAS es un programa de perfiles de espejos de agua de una dimensión, solo una superficie de agua y una

cantidad de energía son calculadas en cada sección. Para un tirante de agua determinado, la cantidad de energía es obtenida calculando un flujo de carga de energía de las 3 subsecciones de una sección (borde izquierdo, canal central y borde derecho). La figura N°10 nos muestra como la cantidad de energía podría ser obtenida en una sección con canal central y en el borde derecho (sin área en el borde izquierdo).



V1= Velocidad para sub-área 1

V2= Velocidad para sub-área 2

Figura N°10: Ejemplo de como la cantidad de energía es calculado

Para calcular la cantidad de energía cinética es necesario obtener primero el coeficiente alfa de velocidad ponderado de carga de la altura de energía. Alfa es calculado de la siguiente manera:

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

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

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

$$\alpha \equiv \frac{Q_1 V_1^3 + Q_2 V_2^3}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^3}$$

En general:

$$\alpha \equiv \frac{Q_1 V_1^3 + Q_2 V_2^3 + \dots + Q_N V_N^3}{Q \bar{V}^3}$$

El coeficiente de velocidad, α es calculado basado en la conductividad en los tres flujos del canal: margen izquierdo, canal central y el margen derecho. Esto también puede ser escrito en términos de conductividad y área en la siguiente ecuación:

$$\alpha \equiv \frac{(A_t)^2 \left[\frac{K_{lab}^3}{A_{lab}^3} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^3} + \frac{K_{rab}^3}{A_{rab}^3} \right]}{K_t^3}$$

Dónde:

A_t = Área total de flujo de la sección.

K_t = Conductividad total de la sección transversal.

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

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

2.4.15.5. Evaluación de las Pérdidas por Fricción

La evaluación de pérdidas por fricción en HEC – RAS es el producto de S_f y L , donde S_f es la pendiente de fricción para un tramo y L es definido.

La pendiente de fricción (pendiente de la gradiente de energía) en cada sección es calculada de la ecuación de Manning como sigue:

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

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

Ecuación Promedio de Conductividades:

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

Ecuación Pendientes de Fricción:

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

Ecuación de la Media Geométrica de la Pendiente de Fricción:

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

Ecuación de la Media Armónica de la Pendiente de Fricción:

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

Las ecuaciones es la usada por defecto en el programa. HEC-RAS también posee una opción que permite seleccionar la ecuación a emplear para el cálculo de la pendiente representativa dependiendo del tipo de régimen del problema analizado.

2.4.15.6. Evaluación de las Pérdidas por Contracción y Expansión

Las pérdidas por contracción y expansión en HEC – RAS es evaluada por las siguientes ecuaciones:

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

Dónde:

C: Coeficiente de contracción y/o expansión

El programa asume que una contracción ocurre cuando la velocidad de carga aguas abajo es más grande que la velocidad de carga aguas arriba. Del mismo modo, cuando la velocidad de carga aguas arriba es mayor que aguas abajo, el programa asume que una expansión del flujo está ocurriendo. Valores típicos de "C" pueden ser encontrados en el siguiente

Cuadro N° 06: coeficientes de contracción y expansión

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

2.4.15.7. Determinación del tirante crítico

El tirante crítico para una sección transversal del canal se determinará si cualquiera de las siguientes condiciones es satisfecha:

1. El régimen de flujo supercrítico ha sido especificado.
2. El cálculo del tirante crítico ha sido requerida por el usuario.

3. El tirante crítico es una condición de borde, por lo que debe ser calculado.
4. El chequeo del número de Froude para un perfil supercrítico, indica que el tirante crítico debe ser determinado para verificar el régimen de flujo asociado con la cota balanceada.
5. El programa no puede balancear la ecuación de energía dentro de la tolerancia especificada antes de obtener el número máximo de iteraciones.

La energía total para una sección transversal está definida por:

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

Dónde:

H = Carga total de energía

WS = Cota de espejo de agua

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

La elevación de la superficie crítica, es la elevación en la que la energía total principal es mínima (ejemplo energía específica mínima para esa sección transversal el flujo dado). La cota crítica es determinada mediante un proceso iterativo en el cual se asume los valores de WS y se determinan los correspondientes valores de H , utilizando las ecuaciones, hasta un mínimo valor de H alcanzado.

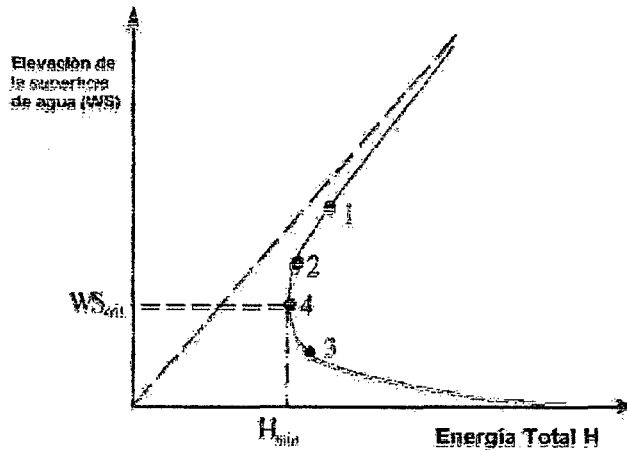


Figura N°11: Diagrama de energía VS elevación de superficie de agua.

El HEC – RAS tiene dos métodos para calcular la altura crítica: un "Método Parabólico" y el "Método Secante". El método parabólico es rápidamente calculado, pero solo es capaz de ubicar un mínimo de energía simple.

Para la mayoría de secciones transversales solamente habrá un mínimo en la curva de energía total, por tal motivo, el método parabólico ha sido establecido como método usado por defecto (el método por defecto puede ser cambiado por el usuario). Si el método parabólico es tratado y no cubre lo esperado, entonces el programa automáticamente usará el método secante.

En algunas situaciones es posible tener más que un mínimo del total de la curva de energía. Múltiples mínimos son frecuentemente asociados a secciones transversales de canal que son discontinuas en la curva total de energía.

2.4.15.8. Aplicación de la ecuación de Momento.

Cuando el espejo de agua tiene la cota del tirante crítico, la ecuación de energía no se considera aplicable. La ecuación de energía es solo aplicable para flujo gradualmente variado, y la transición de subcrítico a supercrítico o de supercrítico a subcrítico es una situación de variación rápida de flujo.

Hay varias situaciones cuando la transición desde un flujo subcrítico a supercrítico y de supercrítico a subcrítico puede ocurrir. Esto implica cambios importantes en la pendiente de canal, elementos estructurales y cruces de ríos. En algunos casos las ecuaciones empíricas pueden ser usadas (tales como rápidas y vertederos), mientras en otros es necesario aplicar la ecuación de momento para obtener una respuesta.

Dentro del HEC – RAS, la ecuación de momento puede ser aplicada para los siguientes problemas específicos: ocurrencia de saltos hidráulicos, bajo flujo hidráulico en puentes y cruces de ríos. Para entender, la ecuación de momento es usada para resolver cada uno de estos tres problemas, una derivación de la ecuación se muestra.

La ecuación de momento se deriva de la segunda ley de Newton

Fuerza = Masa * Aceleración (cambio en momento)

$$\sum F_x = ma$$

Aplicando la segunda ley de Newton, a un volumen de agua, comprendido entre dos secciones transversales (1 y 2), como muestra la Figura N°12, la siguiente expresión para el cambio de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo puede ser escrita como:

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

Dónde:

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

W_x = Componente del peso del agua en la dirección "x".

F_f = Fuerza de pérdidas por fricción del punto 2 al 1.

Q = Caudal.

p = Densidad del agua.

ΔV_x = Cambio de velocidad de 2 a 1 en la dirección "x".

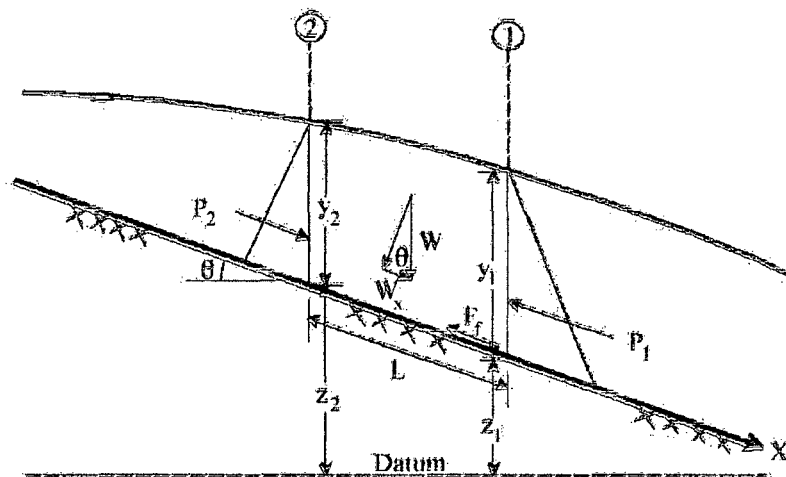


Figura N°12: Aplicación del principio del momento

2.4.16. DEFENSAS RIBEREÑAS CON MUROS DE GAVIONES

ARMADOS

❖ DEFENSA RIBEREÑA

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

❖ MUROS EN INGENIERIA

Los muros son estructuras de ingeniería muy antiguas, que se utilizan para contener el terreno, ganar espacio en taludes o crear niveles en el desarrollo de terreno con pendiente.

Estos muros son llamados "muros de gravedad", ya que dependen de su propio peso para vencer los esfuerzos laterales de empuje del suelo retenido.

❖ **MUROS DE GAVIONES**

Muro de gravedad hechos de jaulas de malla metálica, rellenos con roca.

❖ **TIPOS DE ALAMBRES PARA MUROS DE GAVIONES - USOS APROPIADOS**

Estos alambres también son usados en muros de gaviones armados.

Tipo de Alambre	Condiciones Favorables de Diseño
Galvanizado	<ul style="list-style-type: none"> • Condiciones secas • Sujeto a inundaciones repentinas (Flash Flood) • Condiciones No-Submergidas • Suelo no-corrosivo (resistencia suelo $\geq 10,000 \text{ohm-cm}$) • Agua No corrosiva (pH 6 a 7.5)
Galvanizado o PVC	<ul style="list-style-type: none"> • Condiciones mojadas • Condiciones sumergidas • Suelo moderadamente corrosivo (2000 - 5000 ohm-cm) • Agua moderadamente corrosiva - pH ácido (4 - 6) y alcalino (7.5 - 10) • Alto contenido orgánico en el suelo • Suelos abrasivos (arena o contenido de arena en suelo)

Tipo de Alambre	Condiciones Favorables de Diseño
Acero Inoxidable	<ul style="list-style-type: none"> • Aplicaciones Marinas • Suelo corrosivo ($< 2000 \text{ohm-cm}$) • Agua corrosiva (pH ácido (0 - 4) o alcalino (10 - 14)) <p>Utilizado bajo cualquiera de las condiciones anteriores para extender la vida del gavión.</p>
Galfan solo o con PVC	<p>Dependiendo de la agresividad del ambiente, la resistencia a corrosión del Galfan es 2 a 4 veces mayor al galvanizado común.</p>

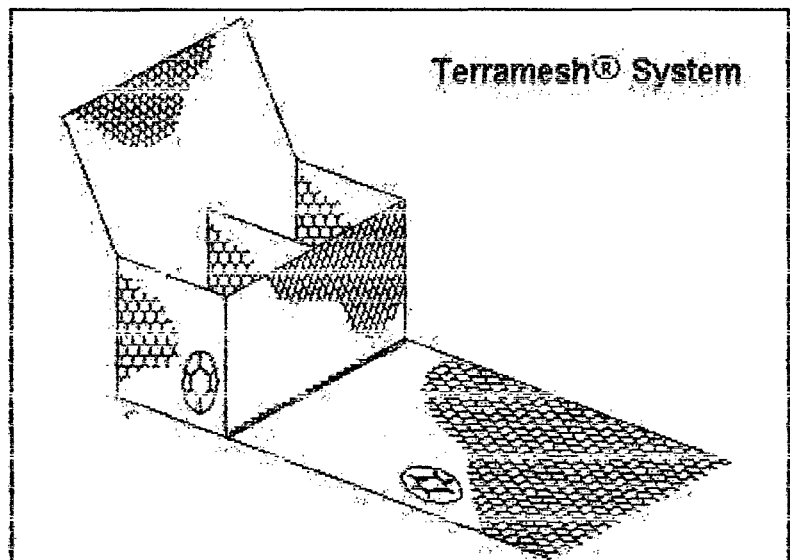
❖ EVOLUCION DE LOS MUROS DE GAVIONES

Dentro de la evolución de los muros de gaviones tenemos a los clásicos y moderno.

- ✓ Clásicos: Son los muros de gaviones típicos, compuesta de unidades de mallas metálicas rellenas con piedra.

- ✓ Moderno: Son los muros de gaviones armados, también llamados "Terramesh"; resultan de la combinación de dos tecnologías diferentes que son, gaviones clásicos y la tecnología de la tierra armada.

El resultado es un gavión armado; es decir además de la cesta clásica tienen una malla que hace funciones de flejes de acero galvanizado, como se muestra en la siguiente imagen.



Estos tipos de muros salvan mayores alturas, a comparación del tradicional muro de gaviones.

❖ **FACTORES EXTERNOS QUE GENERAN FALLAS A LOS MUROS DE GAVIONES ARMADOS**

El cumplimiento de las condiciones de diseño, no es garantía de que el muro de gavión no fallara, existen factores externos que pueden llevar al muro a una falla prematura dependiendo del tipo de suelo que se quiera proteger.

✓ En suelos arenosos: Los gaviones generalmente fallan por socavación de la base cuando se utilizan para proteger las riveras de los ríos o pendientes de suelos arenosos con abundante flujo de agua.

✓ En suelos arcillosos: Los gaviones fallan por erosión, y formación de tubificaciones con pérdidas de finos.

✓ En suelos estratificados: Los gaviones pueden fallar por asentamiento de consolidación de estratos compresibles por debajo del suelo de apoyo.

❖ **SOLUCIONES A LOS FACTORES EXTERNOS QUE GENERAN FALLAS A LOS MUROS DE GAVIONES ARMADOS**

✓ Socavación en la base: Normalmente se corrigen logrando un empotramiento dentro del terreno, pero este empotramiento puede perderse por subidas o

bajadas del nivel freático, pendiente fuerte u otros. Por esta razón todo gavión debe tener una base de apoyo; esta base normalmente es grava gruesa o piedra picada, de manera tal que transmita los esfuerzos al suelo, manteniendo así una relación granulométrica con el terreno de apoyo.

- ✓ En muchos casos es necesaria la colocación de dos materiales cuando el suelo de apoyo es una arcilla muy fina.
- ✓ Erosión y tubificación: Se corrigen colocando filtros entre la pared del muro y el suelo a proteger. Otra alternativa de solución moderna es la colocación de membranas geotextiles; estas membranas permiten el paso del agua y retienen los finos evitando así la erosión y formación de tubificaciones.

❖ ANTECEDENTES DEL TERRAMESH O MUROS SISTEMA TERRAMESH

Los sistemas de refuerzo han sido usados desde la época prehistórica para el mejoramiento del suelo. El uso de paja para mejorar la calidad de ladrillos de adobe data de los inicios de la historia humana. Muchos primitivos usaron troncos y ramas para reforzar sus moradas de barro. Algunos ejemplos de refuerzo de

suelo incluyen ramas de árbol, los cuales han sido usados en China por más de 1,000 años y a lo largo del río Mississippi en los años 1880s. Otros ejemplos incluyen clavijas de madera usadas en Inglaterra para el control de erosión y derrumbes, el bambú y la malla de alambres. El refuerzo de suelos también puede ser logrado por el crecimiento de raíces de las plantas.

Los métodos modernos de refuerzo del suelo para la construcción de barreras de contención fueron realizados por el arquitecto e ingeniero francés Henri Vidal en los inicios de 1960s. Su investigación ocasionó la invención y el desarrollo del sistema Tierra Armada, un sistema en el cual se emplean tirantes de acero como refuerzo. El primer muro que usó esta tecnología en los Estados Unidos se construyó en 1972 en California. Basándose en el principio de sistema de suelo reforzado desarrollado por el ingeniero Henry Vidal la empresa Maccaferri desarrollo el Sistema Terramesh, la primera estructura documentada que presenta una combinación de gaviones y suelo reforzado fue construida en Sabah, Malasia en 1979. Un revestimiento vertical de gaviones fue anclado al suelo por medio de tirantes de acero. La estructura, con una altura de 14 metros soporta un tramo de la autopista que une Kota Kinabalu y Sinsuran (figura

2). Debido al buen funcionamiento, esta solución fue utilizada en los siguientes tres años en otras contenciones en esa misma autopista.

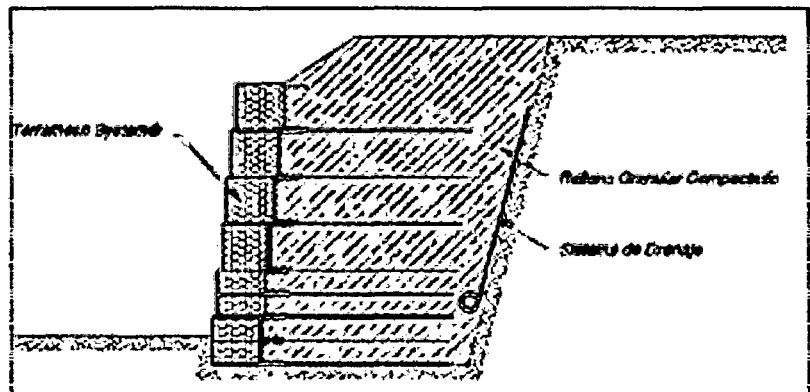
Buscando garantizar un refuerzo continuo sobre el plano horizontal, se consideró oportuna la utilización de mallas a triple torsión fabricadas con alambres de acero sustituyendo a los tirantes. De esta manera se crean armaduras longitudinales, continuas y se alcanza el desarrollo, no solo de la fricción contra la sección del alambre, sino sobre todo de las propiedades mecánicas de trabazón entre las partículas de material del suelo. Esto se debe a la gran dimensión de la abertura de la malla en relación al diámetro del alambre, que se traduce en un aumento general de la resistencia del refuerzo, lo que no ocurre con materiales que aportan resistencia solamente por fricción.

La experiencia adquirida y la necesidad de garantizar un comportamiento ideal de las estructuras terminadas, simplificando las fases de colocación en obra, permitieron la realización de un producto en malla metálica hexagonal de triple torsión (con recubrimiento GALFAN (Galvanizado pesado compuesto por Zinc y 5% de Aluminio) y revestido en PVC), específico para esta aplicación.

El elemento en Suelo Reforzado permite la realización del paramento externo y la armadura de refuerzo en forma continua.

❖ DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA TERRAMESH

El sistema de suelo reforzado en Terramesh system está formado por los elementos Terramesh, el cual gracias a su paramento frontal de gavión y al refuerzo continuo de malla hexagonal a triple torsión forman el elemento principal de refuerzo del sistema, geotextil clase 2, sistema de drenaje y el relleno compactado.



DETALLE DE MURO TERRAMESH SYSTEM

Terramesh system: Elemento de refuerzo el cual está formado por un paramento frontal de gavión y un refuerzo continuo de malla hexagonal a triple torsión que forma una sola unidad con el paramento frontal. El paramento frontal es similar a una caja de gavión la cual se rellena de piedras dándole una similitud visual a un muro de gaviones. Este paramento frontal de gaviones

no cumple una función estructural dentro del sistema de suelo reforzado su función principal es como fachada y como control de erosión del paramento.

- ✓ Geotextil clase 2: El geotextil clase 2 cumple una función importante en el sistema de suelo reforzado con Terramesh ya que evita el paso del relleno compactado a través de los vacíos de las piedras del gavión.
- ✓ Sistema de Drenaje: El sistema de drenaje es un elemento muy importante en cualquier sistema de suelo reforzado, éste se puede ser en geocompuestos de drenaje o la opción típica columna de grava.
- ✓ Relleno Compactado: El relleno compactado debe ser de acuerdo a las especificaciones técnicas del proyecto, según los manuales de diseño se recomienda un relleno compactado con una compactación mínima del 95% del Proctor modificado.

❖ **ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL SISTEMA TERRAMESH SYSTEM**

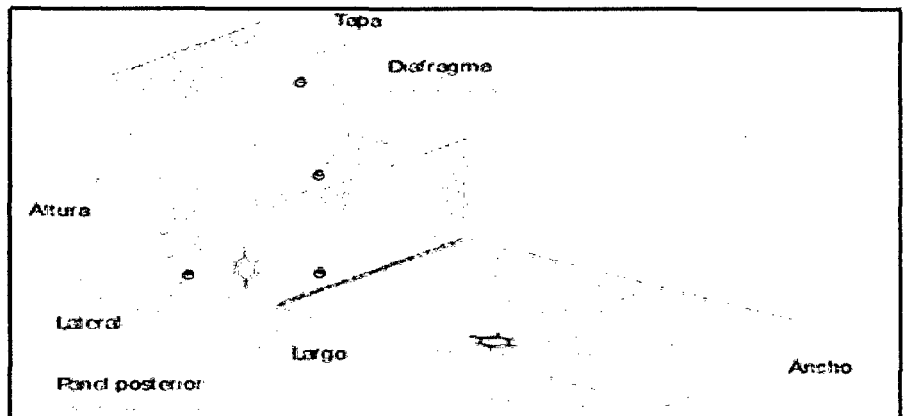
El sistema de suelo reforzado en Terramesh system está formado por los elementos Terramesh, el cual gracias a su paramento frontal de gavión y al refuerzo continuo de malla hexagonal a triple torsión forman el elemento

principal de refuerzo del sistema, geotextil clase 2, sistema de drenaje y el relleno compactado.

El elemento es constituido por un solo paño de malla que forma la tapa, el paramento frontal, la base del paramento externo y la cola la cual cumple la función de refuerzo (ver figura). Panel posterior y laterales son formados por un único paño de red.

La elongación del alambre no deberá ser menor al 12%. Las características indispensables que deberá de tener el tipo de paño de acero a utilizar para fabricar el elemento Terramesh son las siguientes:

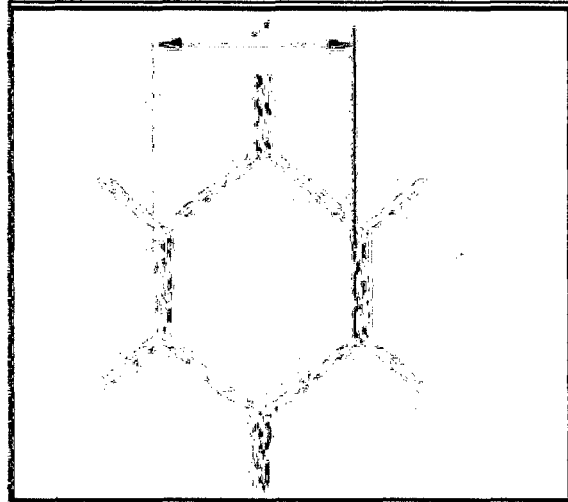
- ✓ No ser fácil de destejer o desmallar.
- ✓ Poseer una elevada resistencia mecánica y contra fenómenos de corrosión.
- ✓ Facilidad de colocación.



(Sistema Terramesh System)

El paño de malla que conforma el Elemento Terramesh será de malla hexagonal a triple torsión, las torsiones

serán obtenidas entrelazando los alambres por tres medios giros. De esta manera se impedirá que la malla se desteje por rotura accidental de los alambres que la conforman (ver figura).



{Malla hexagonal a triple torsión}

Adicionalmente la malla debe tener una garantía para la protección contra la corrosión debido a la agresividad del suelo y/o agua, fenómenos de corrientes galvánicas, y agentes atmosféricos mediante un revestimiento de GALFAN (Zn-5Al- MM) y PVC.

Los valores de las dimensiones del Terramesh System son:

Largo de cola: 3.0 m (Mínimo)

Ancho: 2.0 m

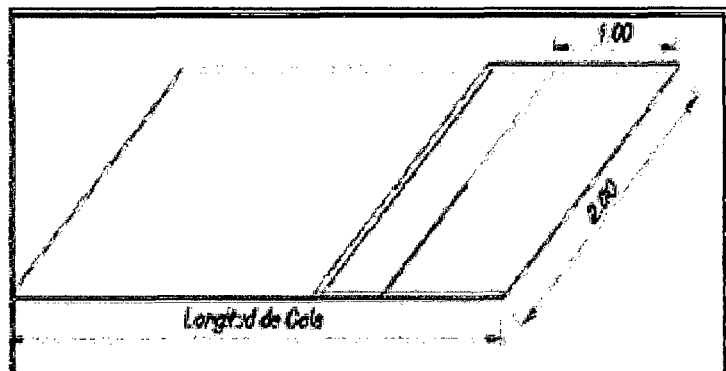
Altura: 0.5 y 1.0 m

La caja del paramento frontal del Terramesh System es dividida en dos celdas por un diafragma que deberá ser amarrado durante la construcción en obra.

❖ **PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE GAVIONES CON TERRAMESH SYSTEM**

La fundación de la estructura deberá tener un ancho mínimo igual a la longitud de la cola de refuerzo del Sistema Terrmesh más 0.50 m, o como se indique en planos. Deberá ser nivelada y compactada, el paramento externo del muro podrá ser vertical o escalonado, tal como se indique en los planos de acuerdo al diseño realizado.

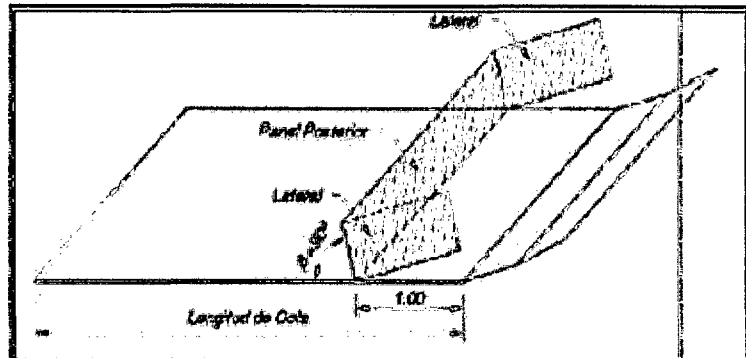
Los elementos Terramesh® deberán ser abiertos en una superficie plana (ver figura)



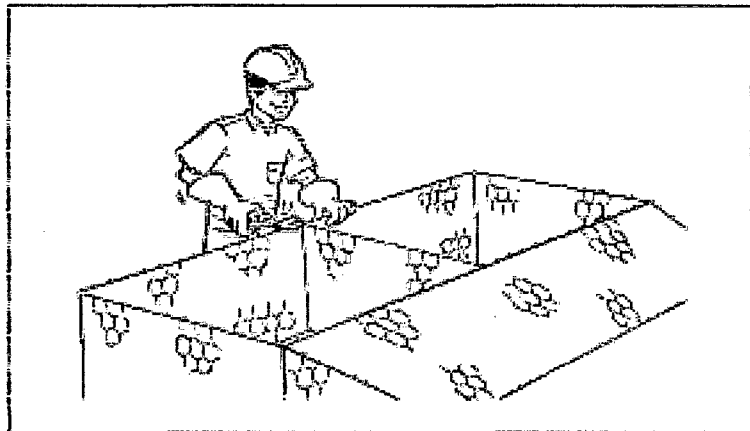
(Elemento Terramesh doblado)

Se levanta el panel posterior hasta que quede a 90° de la horizontal y se inserta el diafragma en el medio del

paramento frontal. Asimismo, se ajusta los alambres que sobresalen en los extremos del Terramesh.



(Colocación del panel posterior)

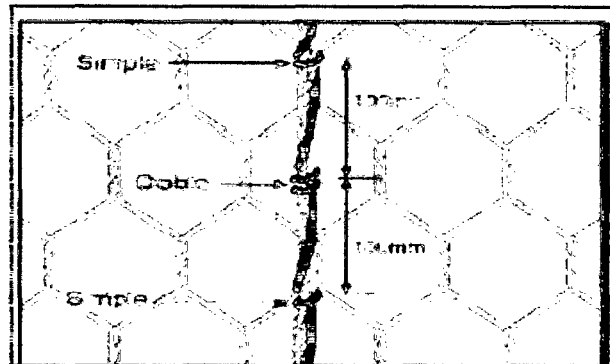


(Colocación del diafragma)

Las unidades pre-armadas deberán ser dispuestas en su ubicación final de obra, colocándolas de manera contigua mediante dos puntos de fijación en las colas.

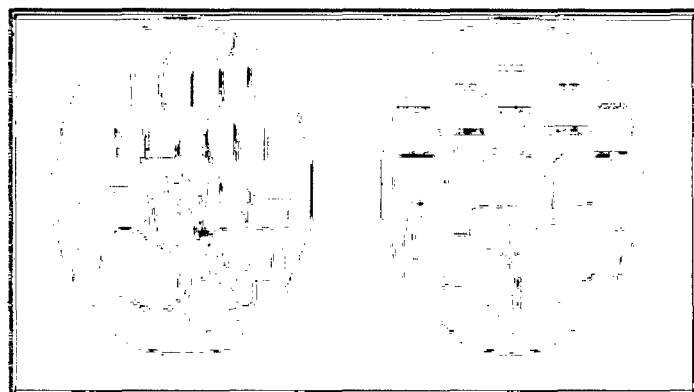
Antes de proceder al relleno del paramento frontal con piedras se deberá realizar el amarre del paramento de los Terramesh contiguos. El amarre se efectuará utilizando el alambre provisto junto con el Terramesh y

se realizará dando una vuelta simple y una vuelta triple cada 10cm en forma alternada.



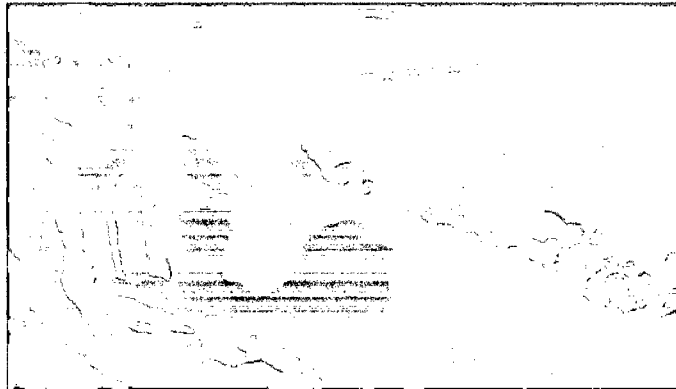
(Amarre del paramento frontal)

Luego se procederá al relleno del paramento frontal (conforme a las mismas técnicas utilizadas para los gaviones), el relleno se debe de realizar en tercios y colocando los tensores.



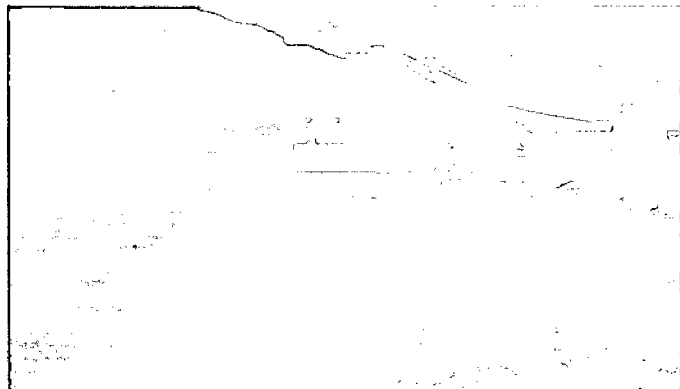
(Detalle del tensor)

Luego se procede a colocar el geotextil clase 2 de filtro según el plano de detalle:



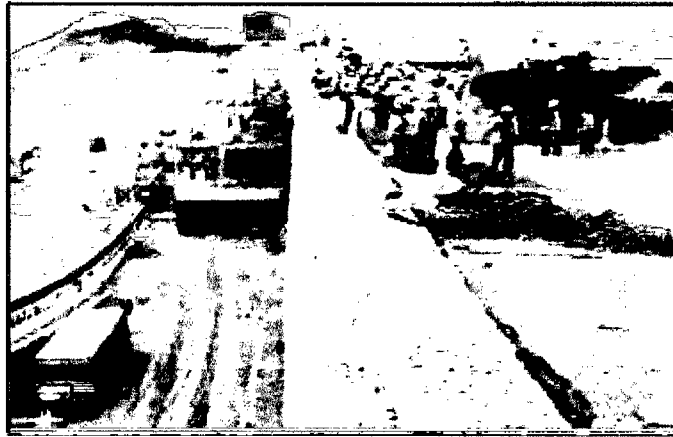
(Colocación del geotextil tipo 2)

El relleno deberá ser ejecutado en capas cuyo espesor no exceda los 0.30m. Es necesario asegurar que los equipos pesados de compactación no tengan contacto con los refuerzos y no queden a una distancia menor de 1.0m del paramento interior del Terramesh.



(Compactación del relleno)

Se colocaran los Terramesh superiores sobre los inferiores y se deberán amarrar en los puntos de contacto, se realizará este procedimiento hasta llegar al nivel final del Terramesh.



(Niveles superiores del Terramesh)

Se deberá colocar los sistemas de drenaje de acuerdo a los planos de detalle del proyecto, estos sistemas de drenaje son de suma importancia para evacuar las aguas de infiltración que pueden causar sobre esfuerzos al muro de contención.

De esta forma se obtiene una solución que combina resistencia, flexibilidad, versatilidad y economía.

❖ **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE GAVIONES CON TERRAMESH SYSTEM**

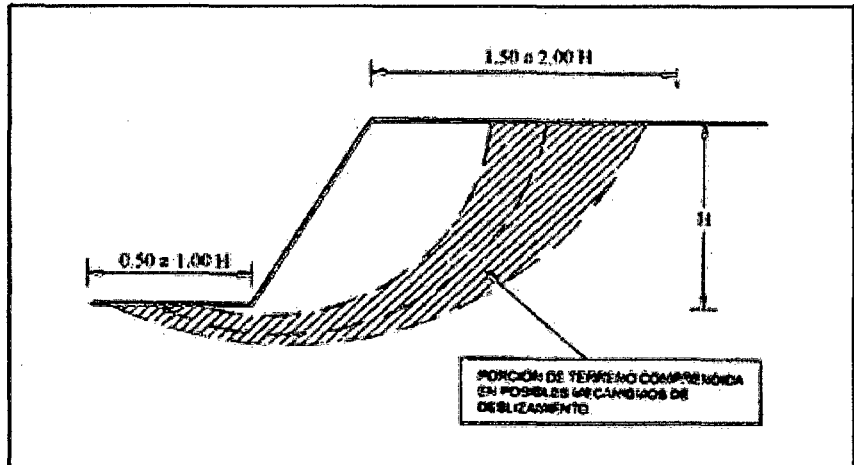
Para el diseño de muros se debe tomar en cuenta ciertas recomendaciones a tomar en cuenta para un diseño apropiado.

- ✓ **EMPOTRAMIENTO:** El empotramiento del muro va a depender principalmente de la geometría del muro.(ver la siguiente imagen)

Pendiente frente al muro	Mínimo empotramiento
Todo tipo de geometría	60 cm
Horizontal (muro)	H/20
Horizontal (estribo)	H/10
3H : 1V	H/10
2H : 1V	H/7
1,5H : 1V	H/5

❖ VERIFICACIONES DE LA ESTABILIDAD EN GAVIONES ARMADOS

- ✓ ESTABILIDAD EXTERNA: La revisión de la estabilidad externa de la estructura no depende del tipo de refuerzo escogido; dentro de estas verificaciones tenemos, de deslizamiento, volteo y capacidad portante.
- ✓ ESTABILIDAD INTERNA: La revisión de la estabilidad interna de la estructura depende del tipo de refuerzo escogido; dentro de estas verificaciones tenemos, arrancamiento de esfuerzos y rotura de esfuerzos.
- ✓ ESTABILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA: La revisión de la estabilidad global de la estructura puede depender del tipo de refuerzo y tipo de estructura escogida.



(Intervalo de rango, para la verificación de estabilidad global)

Factor de seguridad FS	Mínimo especificado por la AASHTO
Deslizamiento	1.5
Volteo	1.5 - 2.0
Capacidad de carga	2.5
Estabilidad Global	1.3
Estabilidad interna	1.5

(Factores de seguridad para el análisis estático)

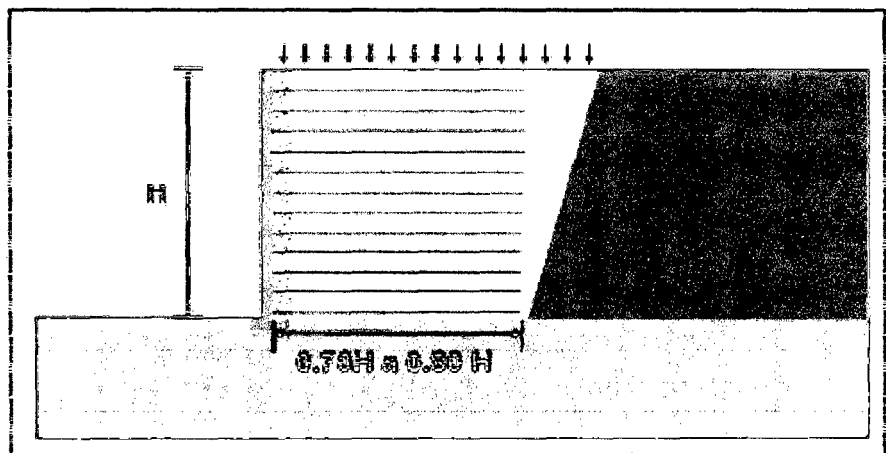
Factor de seguridad FS	Mínimo especificado por la AASHTO
Deslizamiento	1.125-1.13
Volteo	1.20
Estabilidad Global	1.10
Estabilidad interna	1.125

(Factores de seguridad para el análisis sísmico)

❖ PREDIMENSIONAMIENTO EN GAVIONES ARMADOS

El predimensionamiento del muro de suelo reforzado consiste en determinar básicamente.

- ✓ GEOMETRIA: La altura del muro, la base del muro y la longitud de los refuerzos; en muros de suelo reforzado está es del orden del 70-80% de la altura del muro.



- ✓ CONDICIONES DE CARGA: Las cargas presentes será: sobrecarga del suelo, cargas de estructuras adyacentes al muro de suelo reforzado (zapatas, cimentaciones profundas, etc.), cargas vehiculares, cargas sísmicas.

❖ CARACTERISTICAS EN GAVIONES ARMADOS

- ✓ Es flexible, la estructura brinda la posibilidad de acompañar los asentamientos del terreno de fundación manteniendo la integridad estructural.

- ✓ Es permeable, debido a que el paramento externo garantiza el drenaje del terreno.

- ✓ Por trabajar por trabazón, corte y fricción se puede usar el mismo material proveniente de la excavación, o cualquier tipo de suelo siempre y cuando no sea expansible, solo en casos muy particulares puede ser necesario mejorar la calidad del terreno disponible in situ mezclándolo con otro de mejores características mecánicas.

- ✓ El paramento frontal en este caso al ser de gaviones protege al muro de la erosión.

- ✓ Produce bajo impacto ambiental.

- ✓ El funcionamiento es inmediato.

- ✓ La versatilidad, los sistemas Terramesh permiten la realización de estructuras con paramento vertical, con gradas o inclinado según la necesidad del proyecto; así como también aceptan cualquier geometría arquitectónica.

- ✓ Solución con impacto social positivo debido a que no se requiere de mano de obra calificada; por lo tanto no se requiere de equipos especiales.

2.5. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

Para la elaboración de la presente investigación se tomará en cuenta los siguientes términos:

HIDROLOGÍA

La hidrología es una de las ciencias de la tierra. Estudia el agua de la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas, y su relación con las clases de vida. Hidrología abarca la hidrología de agua superficial e hidrología de agua subterránea, este último, sin embargo, es considerada estar sujeto en sí mismo. Otras ciencias de la tierra relacionadas incluyen la climatología, meteorología, geología, geomorfología, sedimentología, geografía, y oceanografía.

HIDRÁULICA

Es la ciencia que aplica los desarrollos de la mecánica de fluidos en la solución de problemas prácticos que tienen que ver con la medición, la distribución y el manejo del agua en almacenamiento y en conducciones a presión y a flujo libre.

PRECIPITACIÓN

Es el agua que proviene de la humedad atmosférica y cae a la superficie terrestre, principalmente en estado líquido (llovizna y lluvia) o

en estado sólido (nieve y granizo). La precipitación es uno de los procesos meteorológicos más importantes para la hidrología.

PLUVIÓMETRO

El pluviómetro es un instrumento que se emplea en las estaciones meteorológicas para la recogida y medición de la precipitación. La cantidad de agua caída se expresa en milímetros de altura. El diseño básico de un pluviómetro consiste en una abertura superior (de área conocida) de entrada de agua al recipiente, que luego es dirigida a través de un embudo hacia un colector donde se recoge y puede medirse visualmente con una regla graduada o mediante el peso del agua depositada. Un litro caído en un metro cuadrado alcanzaría una altura de 1 milímetro.

CUENCA HIDROGRAFICA

Como la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en tal área es descargado a través de una única salida. Es un sistema complejo, abierto, cuyos elementos biofísicos-sociales y económicos se encuentran en estrecha relación.

CAUCE

El cauce o lecho fluvial es la parte de un valle por donde discurren las aguas en su curso: es el confín físico normal de un flujo de agua, siendo sus confines laterales las riberas.

AVENIDA

Es el rápido aumento de nivel de agua que desciende por un curso fluvial, durante la avenida el caudal de un curso de agua aumenta en

tales proporciones que el efecto del río puede resultar insuficiente para contenerlo, generando desborde de sus aguas.

PERIODO DE RETORNO

Como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud "X" puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a "X", ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual $1/T$ casos.

HEC-RAS

Programa que calcula los perfiles de superficie de agua de una sección transversal a la próxima sección resolviendo la ecuación de energía con un procedimiento iterativo llamado método estándar por etapas, para cauces naturales y artificiales.

INUNDACIÓN

Es la salida o evacuación del agua que se encuentra en el cauce natural o artificial, debido al aumento del volumen de agua que normalmente pueda almacenar, o por las fallas que pueda presentar el cauce.

SENAMHI

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) brinda información sobre el pronóstico del tiempo en el Perú, así como asesoría y estudios científicos en las áreas de hidrología, meteorología, agro meteorología y asuntos ambientales.

CAPITULO III
MARCO METODOLÓGICO

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

El enfoque de la investigación académica a desarrollar es del tipo CUANTITATIVO.

3.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El presente trabajo de investigación se ubica en el nivel de investigación Descriptivo, Explicativa y Aplicativo.

Descriptivo: Comprende el proceso de identificación, descripción y caracterización de los parámetros morfométricos de forma, relieve y relativos al drenaje del río Aguaytía.

Explicativo: porque se explica las causas de los eventos de inundación generado por la ocurrencia de una intensa precipitación pluvial.

Aplicativo: porque se desarrolla y profundiza el estudio Hidrológico e Hidráulico del río Aguaytía, a través de la aplicación de teorías en Hidrología, Hidráulica Fluvial y del software Hec-Ras v4.0, para calcular el comportamiento Hidráulico del río, en diferentes periodos de retorno.

3.3 POBLACION Y MUESTRA

Población

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

Muestra

Para la toma de datos, se realizó un muestreo no probabilístico, donde se considera zonas vulnerables a inundaciones.

3.4 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS

Fuentes, Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

- **Fuentes Primarias:** Datos recopilados de las salidas al campo a diferentes zonas del río Aguaytía, (parte alta, media y baja de la cuenca), que permitirán observar y registrar algunos parámetros morfométricos, estructuras hidráulicas y zonas vulnerables frente a inundaciones.
- **Fuentes Secundarias:** libros, revistas, manuales, tesis, material electrónico.
- **Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos:** Medición técnica de los tirantes hidráulicos del río Aguaytía.

Procesamiento de Datos

Los datos obtenidos se procesarán de las siguientes maneras:

- Procesamiento de datos con herramientas digitales como el Word, Excel, etc.
- Modelar en el software de Hidráulica HEC-RAS v 4.0.

3.5 MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROCESO	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES INDEPENDIENTES	METODOLOGÍA
<p>General</p> <p>¿Cuál será el comportamiento financiero de inversión del no Agrupado, ante la simulación y análisis financiero, que permitan determinar la obtención y el costo adecuado de la decisión libreata?</p>	<p>General</p> <p>Determinar el comportamiento financiero de inversión del no Agrupado, mediante la simulación y el análisis financiero, para permitir la obtención y el costo adecuado de la decisión libreata.</p> <p>Específicos</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Calcular los costos de crédito para los diferentes períodos de tiempo de 10 años, 25 años y 50 años para el no Agrupado; para determinar con certeza con certeza los costos de inversión para evaluar el desempeño de viabilidad de la inversión y el costo de la decisión libreata. 2. Determinar la viabilidad de inversión del no Agrupado, mediante la simulación y análisis financiero, para poder establecer, todo ello con el costo del período de tiempo elegido, para el análisis respectivo. 3. Determinar la sección más crítica, mediante la simulación y análisis financiero, para el costo de la decisión libreata; todo ello con el costo del período de tiempo elegido, para el análisis respectivo. 	<p>General</p> <p>La determinación del comportamiento financiero de inversión del no Agrupado, ante la simulación y análisis financiero, que permitan determinar la obtención y el costo adecuado de la decisión libreata.</p> <p>Específicas</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. El costo de los créditos de crédito para los diferentes períodos de tiempo de 10 años, 25 años y 50 años para el no Agrupado; para determinar con certeza con certeza los costos de inversión para evaluar el desempeño de viabilidad de la inversión y el costo de la decisión libreata. 2. La determinación de la viabilidad de inversión del no Agrupado, mediante la simulación y análisis financiero, para poder establecer, todo ello con el costo del período de tiempo elegido, para el análisis respectivo. 3. La determinación de la sección más crítica, mediante la simulación y análisis financiero, para el costo de la decisión libreata; todo ello con el costo del período de tiempo elegido, para el análisis respectivo. 	<p>Variable Independiente</p> <p>Comportamiento de la simulación y análisis financiero de inversión del no Agrupado.</p> <p>Variable Dependiente</p> <p>Utilización y costo adecuado de la decisión libreata.</p> <p>Indicadores Independientes</p> <p>X1: Producción (mil) X2: Costo (mil/\$) X3: Costo (mil/mi)</p> <p>Indicadores Dependientes</p> <p>Y1: Tasa de retorno en caso de costo de inversión.</p>	<p>Tipo de Investigación:</p> <p>El enfoque de la investigación es cuantitativa, determinando en el tipo CUANTITATIVO.</p> <p>Nivel de Investigación:</p> <p>El presente trabajo de investigación se ubica en el nivel de Investigación Descriptiva, Populativa y Aplicativa.</p> <p>Método:</p> <p>Resolución de Matemática: Método: Matemática y estadística. Técnicas: Laborales y estadísticas. Procesamiento de la Información: Caracterización de Variables. Software: Microsoft, Excel, Microsoft, Excel, Word, Google Earth, AutoCAD Civil 3D.</p> <p>Nivel de Contraste de Hipótesis:</p> <p>H₀: $\mu = 0$ (nula) Todas las características de las variables X no son significativas, es decir las variables independientes no influyen sobre la variable dependiente. H₁: $\mu \neq 0$ (alternativa) Al menos una característica de las variables X son significativas por lo tanto las variables independientes sí influyen en la variable dependiente.</p>

Fuente: Elaboración propia

3.6 MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

VARIABLES	CONCEPTO	DIMENSIÓN	INDICADORES	ITEM
<p><u>Variable independiente</u></p> <p>Comportamiento de la simulación y análisis hidráulico de inundación del río Aguaytia.</p>	<p>Simulación hidráulica de inundación es una representación matemática del sistema real (denominado modelo matemático), con el que se pretende aumentar su comprensión, hacer predicciones y posiblemente ayudar a controlar inundaciones utilizándose como base en el cálculo hidráulico para simular diferentes estados.</p>	<p>= Estudio hidrológico del río Aguaytia empleando datos históricos de precipitaciones pluviales</p> <ul style="list-style-type: none"> • Caudales obtenidos de la estación meteorológica. • Levantamiento topográfico. 	<p>X1. Precipitación (mm)</p> <p>X2. Caudal (m³/s).</p> <p>X3. Cota.</p>	<p>1. ¿Cree usted que los datos históricos pluviométricos de las estaciones meteorológicas son consistentes?</p> <p>2. ¿conoce el instrumento que mide la cantidad de agua precipitada?</p> <p>3. ¿Sabe quién es la entidad pública que brinda información de los datos hidrométricos en el Perú?</p> <p>4. ¿Tiene conocimiento de las metodologías que se usan para medir el caudal de un río?</p> <p>5. ¿Se tiene conocimiento de los instrumentos que se emplean para el levantamiento topográfico?</p> <p>6. ¿Sabe usted las cotas y/o niveles del río Aguaytia?</p>

<p><u>Variable dependiente</u></p> <p>Ubicación y diseño adecuado de la defensa ribereña.</p>	<p>Las estructuras hidráulicas son las obras de ingeniería necesarias para lograr el aprovechamiento de los recursos hídricos y controlar su acción destructiva. Trabajan en la mayoría de los casos en combinación con elementos y equipos mecánicos. Se construyen en beneficio del hombre y el desarrollo de la humanidad.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Elevación o altura de agua, cuya variación depende del caudal que recorre por el río Aguaytia. 	<p>Y1. Tirante hidráulico en cada sección de análisis.</p>	<p>7. ¿Tiene conocimiento del concepto de tirante hidráulico de un río?</p> <p>8. ¿Sabe usted como se obtiene las secciones transversales de un río?</p>
--	---	--	--	--

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO IV
EVALUACIÓN Y CÁLCULO HIDROLÓGICO
DEL RIO AGUAYTÍA

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA Y DEL RECURSO PRINCIPAL DE LA FUENTE NATURAL

4.1.1. UBICACIÓN Y DEMARCACIÓN DE LA UNIDAD HIDROGRÁFICA

a. Política

El área del proyecto se encuentra ubicada en el margen derecho del río Aguaytía donde se encuentra asentada la población del Distrito de Curimana, Provincia de Padre Abad, Región Ucayali.

b. Administrativa

Administrativamente pertenece a los derechos de usos de agua, a la Administración Local de Agua Pucallpa.

c. Geográficamente

Los trazos abarca el área que se encuentra comprendida en las coordenadas **UTM 891837.36N 311761.98E** El cual se enmarca dentro de los límites de la Región Ucayali.

La subcuenca del río Aguaytía, adyacente a la localidad del mismo nombre se encuentra localizada en la parte central del Perú, sobre la vertiente del río Aguaytía en la región Ucayali La subcuenca evaluada es un afluente del río Ucayali.

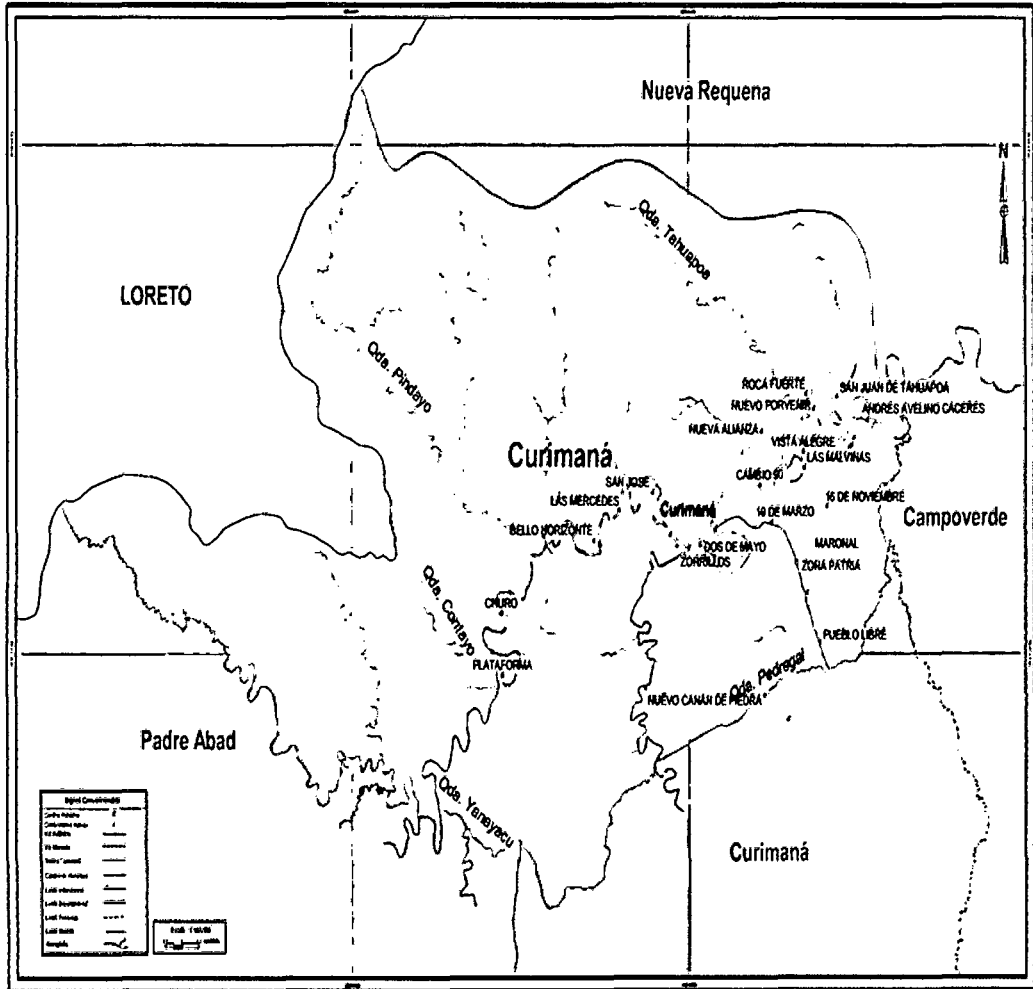
Distrito : Curimana

Provincia : Padre Abad

Departamento : Ucayali

Plano N° 01: Plano de Ubicación del Distrito de Curimana.

PROVINCIA DE PADRE ABAD - DISTRITO DE CURIMANA



4.1.2. ACCESIBILIDAD - VIAS DE COMUNICACION

El área del proyecto es accesible mediante la vías asfaltada desde la ciudad de Pucallpa, en la ruta Pucallpa - Aguaytia a partir de la progresiva 64+000, en donde se ubica en centro poblado menor de Neshuya del distrito de Irazola, para luego ingresar hacia la derecha a través de la ruta de Neshuya – Curimana en un tramo de carretera afirmada de 34 km, llegando al distrito de Curimana lugar donde se inicia el lugar de la influencia del proyecto de defensas ribereñas.

Existe teléfono fijo y señal de telefonía móvil, así como tv, radio.

1.7.1. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

a. Población

Dentro del área de influencia está asentada la población en la margen derecha del río Aguaytía con total de población 6,047 habitantes, pertenecientes al distrito de Curimana, Provincia de Padre Abad, departamento de Ucayali. La actividad principal se caracteriza por la actividad agrícola de autoconsumo y en proporción mínima al mercado de consumo regional.

Cuadro N° 07

DIVISION POLITICA	AREA (KM2)	AREA (%)	POBLACIÓN	PORCENTUAL (%)	DENSIDAD POBLACIONAL
PROV PADRE ABAD	8622.5	100	50.59	100	5.73
Distrito de padre abad	4663	52.86	25.63	50.7	5.5
Distrito de Irazola	2006.98	22.75	18.91	37.3	9.42
Distrito de Curimana	2151.86	24.39	6.047	12.8	2.81

FUENTE : Instituto Nacional de Estadística 2007

b. Actividades Económicas

La población económicamente activa está conformado por productores agrarios y ganaderos, son estas actividades que absorben la mayor fuerza laboral y en las que participan hombres y mujeres, otras actividades que se puede destacar es la pesca y la caza pero en menor proporción que las otras

Según III Ceneagro 1994 del INEI se considera agricultores pequeños los que disponen de 0 – 5 has, los medianos de 6 – 50 has y los grandes de 51 has a más. Cabe señalar los productores

agrícolas se encuentran registrados por la agencia agraria de Curimana.

c. Tenencia de la Tierra y Característica

Las áreas de influencia del proyecto donde se desea proteger la infraestructura de las diferentes índoles es alrededor en una longitud de 2 km en un aproximado 100 km² estas en su mayoría más arriba de la faja marginal, ya determinada bajo RA de la administración local de agua Pucallpa.

La superficie es topográficamente llano con pendientes entre 0.001 a 0.003, con terrazas medias y onduladas, se debe mencionar que en las áreas de faja marginal y las más restringidas bajas medias y altas se ha venido desarrollando y construyendo estructuras habitacionales en muchos casos de material noble.

d. Actividad de Comercio

Algunos pobladores se dedican a la venta de productos pecuarios, agrícolas, ventas de insumos agrícolas, equipos y utensilios agrícolas, así como comercio de ventas de productos de primera necesidad, etc.

e. Potencial Cultural

En la zona de influencia del proyecto, tiene un potencial turístico producto de su diversidad biológica ecológica y paisajística; asimismo, el patrimonio cultural tales como las formas de vestir, bailes, mitos leyendas y la herencia cultural.

En las áreas de influencia del proyecto se celebran las tradicionales fiestas de la navidad, fiestas patrias, y la tradicional fiesta de San Juan. Asimismo se ha podido notar que la población está fuertemente compenetrado con otras tradiciones debido llegada de pobladores a asentarse en la zona de influencia.

f. Salud Pública

En el distrito de Curimana existe un puesto de salud básico, donde se da los primeros actos médicos, si existiera complicaciones médicas, estas son derivadas a Calleria.

4.1.4. GEOMORFOLOGÍA

La fuente principal de agua más importante es el río Aguaytía y sus diferentes tributarios que discurren sus aguas por la margen derecha del distrito de Curimana.

El punto de control del proyecto es el mismo casco urbano está en la coordenadas *UTM WGS84 8965623.2 N 447924 E, A 178 msnm.*

Las delimitación de área de aporte hídrico se ha efectuado de la base de datos de la ALA-Pucallpa, basada en la Carta Nacional en GIS de IGN hoja 17N, Coordenadas UTM WGS 84.

La sub cuenca del Aguaytía son valles de selva baja con topografía plana, con mucha vegetación tupida. Y pocas arenas abiertas, durante los meses lluviosos este río aumenta des

considerablemente, debido al aporte de toda la cuenca influyente y la red hidrográfica existen aguas arriba del punto de control, cubriendo en muchos casos el total del cauce aproximadamente más de 600 m. inundando y haciendo destrucción a las zonas ribereñas y fajas marginales.

4.1.5. ASPECTOS ECOLÓGICOS

No se ha encontrado estudios específicos realizados; pero las características propias de la zona es similar a otras zonas de selva baja, correspondiente a una zona de vida de bosque tropical Montano Bajo Tropical (bh – MBT).

El área de la influencia del proyecto está ubicada en los valles entre los 170 a 220 msnm. Cuyo clima se caracteriza por presentar una biotemperatura media anual según estación. Curimana puede tener una máxima de 35.6 °C y mínima de 15.4 °C La precipitación promedio de la estación Palmeras cercana a la zona del proyecto es de 2084 mm/año.

El área del proyecto de zona de selva baja con abundante vegetación, con áreas agrícolas dispersas ubicadas en ambos márgenes del río Aguaytía.

Según información recabada de textos y publicaciones al respecto, la zona de vida el promedio de evaporación potencial por año varía entre 1 a 2 veces la precipitación, ubicándose en la zona de humedad Sub tropical.

La vegetación primaria en la subcuenca está conformada por árboles. Perennes arbustos y pastos naturales, los cuales vienen siendo deteriorados por tala y busca de terrenos para instalaciones de cultivos como palma y arroz entre otros.

En cuanto a la fauna en la zona existen aves silvestres como el loro, patos silvestres el mono y otras especies, como animales domésticos en la zona se crían para autoconsumo el ganado vacuno y porcino.

4.1.6. CALIDAD DE AGUA

En el presente se han visto por conveniente no realizar para este estudio el análisis de la calidad de agua, dado que este recurso del río Aguaytía, en algunos sectores se viene utilizando desde muchos años atrás con fines agrarios y pecuarios y animales menores y en cultivo del arroz mediante canales rústicos proveídos por motobombas.

El río Aguaytía recorre sus aguas de oeste a este desembocando sus aguas al Río Ucayali.



Fotos N°01 y 02: No presenta problemas en la producción agrícola, -pecuaria a la fecha.

4.2. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Los proyectos hidráulicos se requieren de un análisis hidrológico que nos servirán para diseño adecuado de las estructuras a proyectar. Los proyectos típicos de defensa son los drenajes urbanos, drenaje vial, bocatomas entre otras obras de arte, la hidrología está ligada al estudio de fenómenos naturales, de manera que los métodos que emplea no pueden ser rígidos, quedando algunas decisiones al criterio del ingeniero. Pero es necesario hacer notar que esta falta de precisión previsible no ocurre únicamente en la hidrología, sino que es común a toda la ingeniería, como común es la toma de precaución.

En tal sentido todas las aplicaciones en referirnos un resultado es producto de la experiencia y de la formulación conseguida de la norma de edificaciones publicadas, entre otras.

4.2.1. PARÁMETROS HIDROFISIOGRAFICOS

La compleja función hidrológica de una cuenca depende de sus características físicas y climáticas que ejercen efectos determinantes en su comportamiento; en tal sentido además de la superficie de la cuenca a continuación se describen las características de los principales parámetros Hidrofisiograficos indicado su influencia en el régimen hidrológico de la misma.

a) Área de la Cuenca (A)

La cuenca del río Aguaytía hasta la localidad de Curimana presenta un área de **5,192.12 km²**. Punto de control el distrito de Curimana, que se tomaran en cuenta para los

trabajos de diseño de caudales. El punto de control será el distrito de Curimana.

b) Perímetro (P)

Cuenca Río Aguaytía = 1,265.4 Km

c) Ancho Medio (W)

Es el resultado de dividir el área de la cuenca, entre la longitud del curso más largo que contenga la misma.

Su fórmula es:

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

Siendo:

W = Ancho medio de la cuenca en km

A = Área de cuenca en km²

L = Longitud del curso más largo en km.

Se tiene:

W cuenca río Aguaytía = 26.40 Km

d) Forma de la Cuenca

Dicha característica influirá en el reparto de la escorrentía superficial a lo largo de los cursos del agua principal, siendo la responsable del comportamiento y magnitud de las avenidas que se presentan en la cuenca.

Este elemento se examina mediante los siguientes parámetros:

- **Coeficiente de Compacidad (Kc)**

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que la cuenca en estudio.

Si el valor de Kc es igual o próximo a la unidad indica que la cuenca tiene forma circular, la que posibilitará una mayor magnitud de las crecientes, ya que los tiempos de concentración serán similares para todos los puntos de los puntos.

Si por el contrario el valor de Kc supera la unidad se tratará de una cuenca que tiende a ser alargada donde disminuirá la posibilidad de ocurrencia de tormentas simultáneas en la cuenca disminuyendo la magnitud de las crecientes.

$$Kc = \frac{0.28 \cdot P}{\sqrt{A}}$$

Siendo:

Kc: Coeficiente de compacidad (adimensional)

P: Perímetro de la cuenca, en km.

A: Área de la cuenca, en km²

Se tiene:

$$Kc \text{ Cuenca Ucayali} = 4.91$$

El índice de compacidad trata de expresar la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía,

particularmente en las características del hidrograma. $K=1$ la cuenca será de forma circular: por lo general para cuencas alargadas se espera que $K > 1$ Las cuencas de forma alargada, reducen las posibilidades de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el río.

- **Factor de Forma**

El comportamiento de la tendencia mayor o menor de las avenidas extraordinarias en una cuenca, es representada por la relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo.

Los valores que se aproximen a la unidad reflejarán la mayor tendencia de la cuenca a la presencia de avenidas extraordinarias de mayor magnitud.

Su fórmula es:

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

Siendo:

Ff = Factor de forma (adimensional)

A = Área de la microcuenca, en km^2

L = Longitud del curso más largo en km

CUADRO N° 08

CUENCA	AREA	LONGITUD L2	F f
AGUAYTIA	5196.12	38533.7	0.134

- **Pendiente de Cause**

Influye mucho en la velocidad del flujo y tiempo de concentración del hidrograma es igual a la diferencia de elevación y a la longitud horizontal entre dichos extremos $S=H/L$ En el presente se ha estimado pendiente máximo de $S= 0.0022$.

El resumen de las características de geomorfología se muestra en Cuadro N° 09.

CUADRO N° 09

CUENCA	AREA (KM2)	LONGITUD DE CAUCE (KM)	PENDIENTE (S) m/m
AGUAYTIA	5196.12	107.7	0.0022

4.3. ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEROLÓGICA E HIDROMÉTRICA

4.3.1. ANÁLISIS DE LAS VARIABLES METEOROLÓGICA

Las estaciones pluviométricas más próximas en distancia horizontal y elevación de la estación CO Las palmeras de Ucayali registrado por SENAMHI, ubicada a 170 msnm en el Distrito de Campo Verde, Provincia de Coronel Portillo de la región de Ucayali, estación muy cercana al punto de control.

4.3.2. TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

HIDROMETEOROLÓGICA

a. Precipitación Media Mensual

En el presente se va utilizar la información pluviométrica de la estación CO las palmeras de Ucayali, registrada por el SENAMHI del periodo 2000 – 2009 es el único más cercano a la zona de Estudio que cuenta información más detallada y características geomorfológicas similares.

Complementación de la Información

La información de precipitación total mensual dentro del periodo 10 años mencionado no hubo información faltante de registro los cuales fueron graficados en histogramas

La información de precipitación máxima de 24 horas se ha tomado del promedio de 3 estaciones representativas de la zona con tiempo de registro de 52 años de registro trabajado con la información del SENAMHI.

Cuadro N° 10: Datos de Precipitación Máxima (24h)

AGUAYTIA CONVENCIONAL

9°2'22" 75°30'30"

PP MAXIMA HISTORICA (mm)					
ORDEN	AÑO	PP (mm)	ORDEN	AÑO	PP (mm)
1	feb-74	121.10	27	abr-09	105.90
2	jun-75	165.00	28	may-09	104.70
3	abr-77	191.00	29	nov-09	118.30
4	mar-78	204.50	30	nov-09	123.00
5	dic-78	113.70	31	dic-09	187.30
6	mar-79	108.10	32	ene-10	108.00
7	mar-79	137.10	33	ene-10	121.00
8	abr-95	125.60	35	ene-10	103.80
9	oct-95	178.50	35	feb-10	112.10
10	abr-96	129.20	36	abr-10	104.90
11	jun-96	104.90	37	set-10	102.00
12	ago-96	137.10	38	oct-10	128.70
13	ene-96	130.20	39	feb-11	184.50
14	ene-98	145.80	40	ene-11	120.70
15	feb-98	129.20	41	ene-11	113.20
16	feb-98	104.90	42	feb-11	267.00
17	ago-06	128.70	43	feb-11	116.00
18	ene-07	130.20	44	oct-11	140.80
19	ene-08	145.80	45	nov-11	121.30
20	feb-08	103.80	46	dic-11	189.40
21	feb-08	127.50	47	feb-12	137.10
22	jun-08	110.00	48	feb-12	187.30
23	jun-08	102.10	49	mar-12	102.20
24	dic-08	142.30	50	abr-12	144.10
25	feb-09	107.20	51	dic-12	102.20
26	feb-09	105.20	52	dic-12	159.00

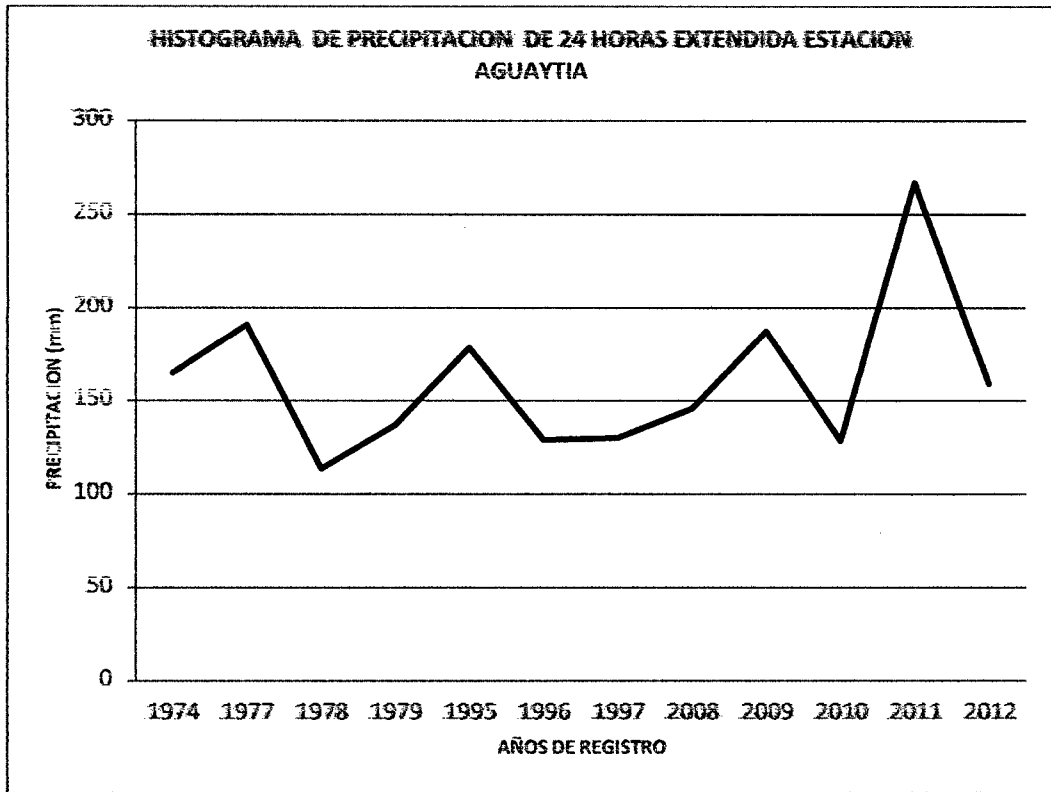
Fuente: SENAMI II

Cuadro N°11

PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE 24 HORAS ESTACION AGUAYTIA											
1974	1977	1978	1979	1995	1996	1997	2008	2009	2010	2011	2012
165	191	113.7	137.1	178.5	129.2	130.2	145.8	187.3	128.7	267	159

Fuente: Elaboración del autor

Grafica N° 1: Histograma de Precipitación de 24 Horas Extendida Estación Aguaytía:



Corrección y Análisis de Consistencia de la Información

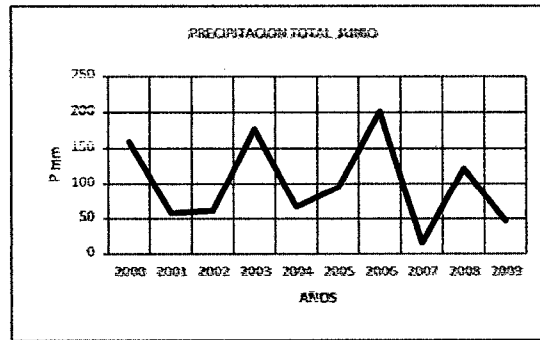
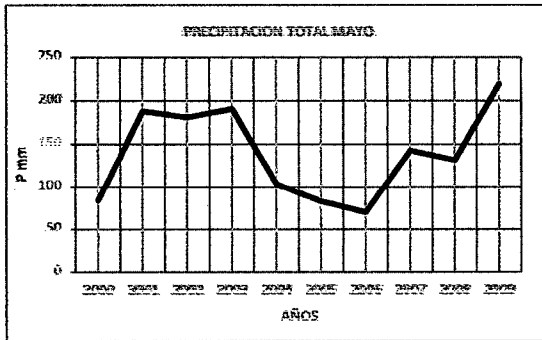
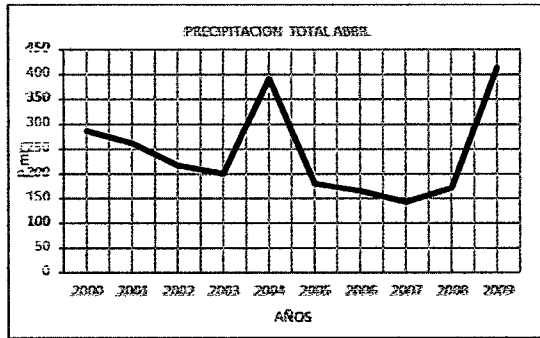
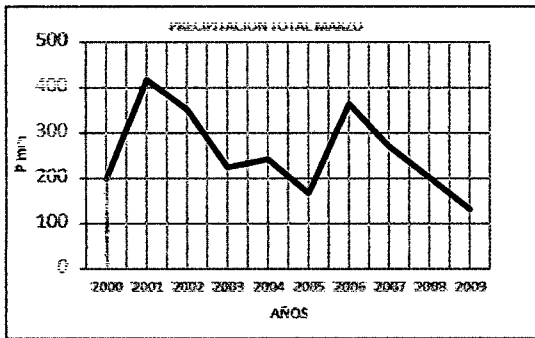
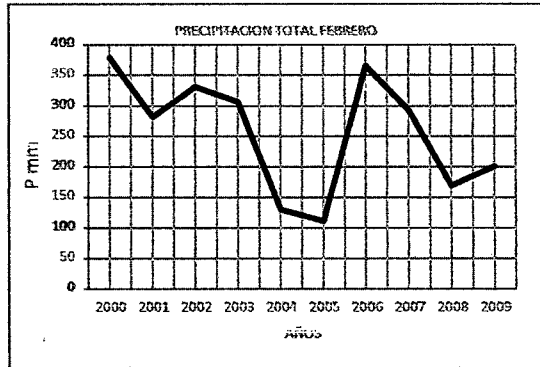
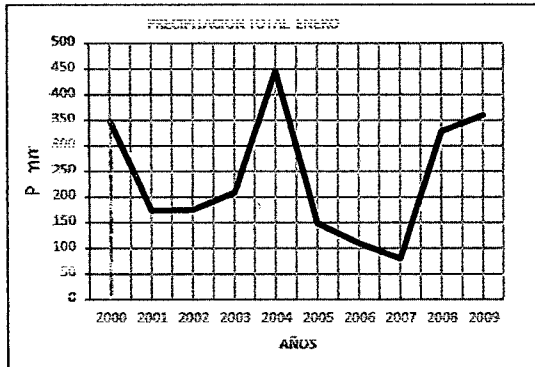
Del análisis visual de los histogramas de datos de la precipitación total mensual de la estación Las Palmeras se ha observado en los registros históricos existen datos puntuales altos y bajos que no guardan relación de homogeneidad en la serie histórica. Sin embargo a la carencia de información de otras estaciones se ha considerado tomar la información como se ha tomado.

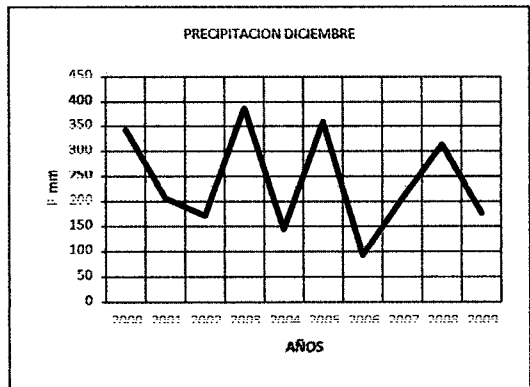
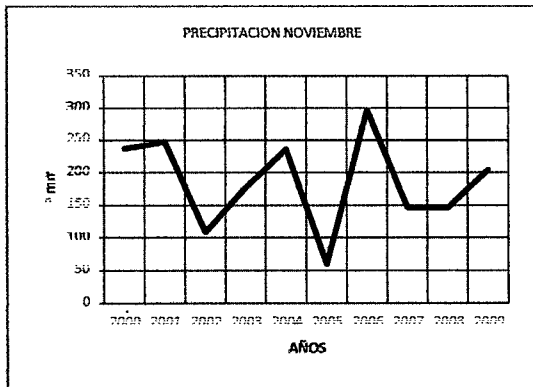
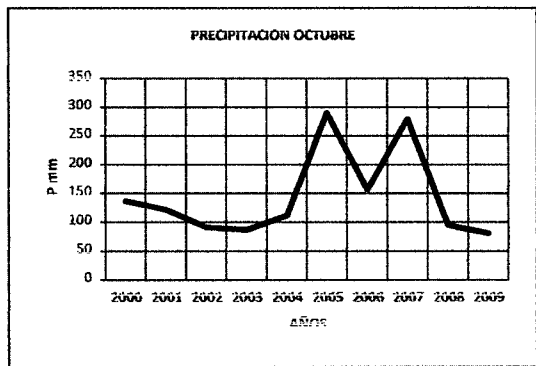
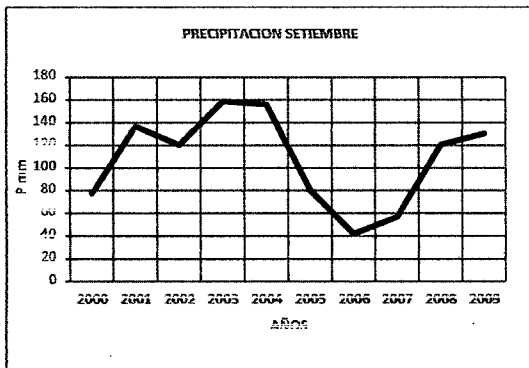
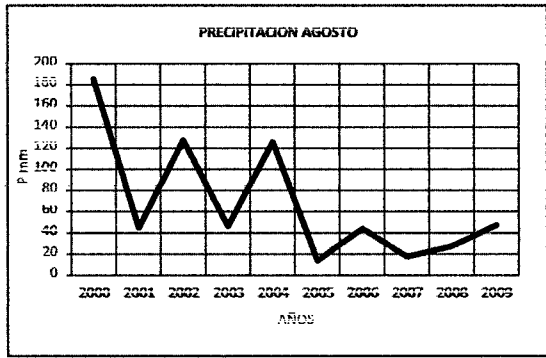
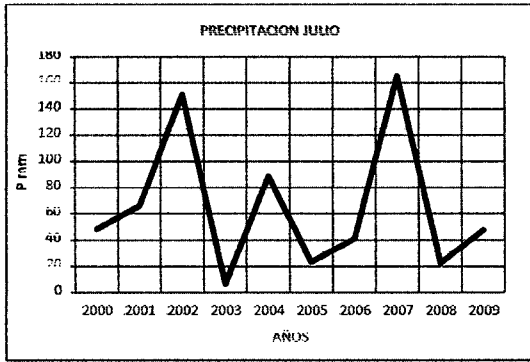
PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)													
estacion: Las Palmeras (Sarita) (Registro 2000 - 2009)													
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABRIL	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC	PRECIP TOTAL ANUAL
2000	348.5	379.4	199.7	286.5	84.1	159.8	48.4	285.6	77.7	137	237.2	343.9	2467.4
2001	174.1	282.3	417	262.4	288.3	58.2	65	44.6	137	122.3	247.5	206.7	2206.4
2002	175.3	331.6	351.9	217.4	281.1	61.5	151.2	128	120.5	91.6	108.7	171.9	2090.7
2003	208.4	307.2	224.7	200.9	191	177.5	6.7	46.5	158.7	86.6	176.9	366.9	2172
2004	446	130.3	242.5	391.8	203.3	66.8	88.7	225.9	156.3	112.2	236.3	144.5	2244.6
2005	149.1	111.3	168.1	180.6	83.2	94.5	23.2	14	80.8	290.7	59.6	359.2	1614.3
2006	110.6	365.7	364.5	165.7	70.4	201.3	41.1	44.1	42	157	296.4	92.5	1951.3
2007	80.3	293	270.9	143.7	143	15.2	165.6	17.4	56.9	279.8	146.6	206.2	1818.6
2008	329.1	169.5	202.6	171.8	231.3	121.1	22.5	27.8	120.6	95.4	146.1	313.2	1851
2009	360.5	201	132.3	414.4	219.1	46.9	47.8	47.6	130.4	80.9	205	176.7	2062.8
PROMEDIO	236.19	257.13	257.44	243.52	139.48	200.28	66.12	68.15	108.09	145.35	186.03	240.13	2049.91

Cuadro N°12: Precipitaciones totales mensuales (mm)

FUENTE SENAMHI

Grafica N° 02: Precipitaciones Mensuales.





Cuadro N°13: Precipitación total mensual estación Las Palmeras - Pucallpa

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL ESTACION LAS PALMERAS - PUCALLPA													
DEPARTAMENTO	I. CAYALI										LAT	0°34'56"	
PROVINCIA	CORONEL PORTILLO										LONG	75°51'58"	
DISTRITO	CAMPO VERDE										ALT	171 msnm	
PARAMETRO	PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)												
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC	PRECIP TOTAL ANUAL
2000	348.5	379.4	199.7	286.5	84.1	159.8	48.4	185.6	77.7	137	237.2	343.5	2487.4
2001	174.1	282.3	417	262.4	183.3	58.2	66	44.6	137	122.3	247.5	205.7	2206.4
2002	175.3	331.6	351.9	217.4	181.1	61.5	151.2	128	120.5	91.6	208.7	171.9	2090.7
2003	208.4	307.2	224.7	200.9	191	177.5	6.7	46.5	158.7	86.6	276.9	386.9	2172
2004	446	130.3	342.5	391.8	103.3	68.8	88.7	125.9	156.3	112.2	236.3	144.5	2244.6
2005	149.1	111.3	168.1	180.6	83.2	94.5	23.2	14	80.8	290.7	59.6	389.2	1614.3
2006	110.6	365.7	364.5	165.7	71.4	201.3	41.1	44.1	42	157	296.4	92.5	1951.3
2007	80.3	293	270.9	143.7	143	15.2	165.6	17.4	56.9	279.3	246.6	206.2	1818.6
2008	329.1	169.5	202.6	171.8	131.3	121.1	22.5	27.8	120.6	95.4	246.1	313.2	1851
2009	360.5	201	132.5	414.4	213.1	46.9	47.8	47.6	130.4	80.9	205	176.7	2062.8
PROMEDIO	238.19	257.13	257.44	243.52	139.48	130.28	66.12	68.15	108.09	105.35	186.03	240.13	2049.91
D Estandar	123.23	97.12	92.65	94.88	53.23	62.06	53.95	57.61	41.08	77.48	71.00	102.00	250.13
Maximo	446	379.4	417	414.8	213.1	201.3	53.95	128	158.7	290.7	296.4	386.9	2487.4
Minimo	149.1	111.3	168.1	143.7	71.4	15.2	165.6	14	42	80.9	59.6	92.5	1614.3
Años de registro	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
información trabajada SENA-MFI													

CUADRO N° 13: Persistencia de la Precipitación en la Zona las Palmeras - Curimana

Resultados

Curva de variación estacional

Serie de Datos Mensuales

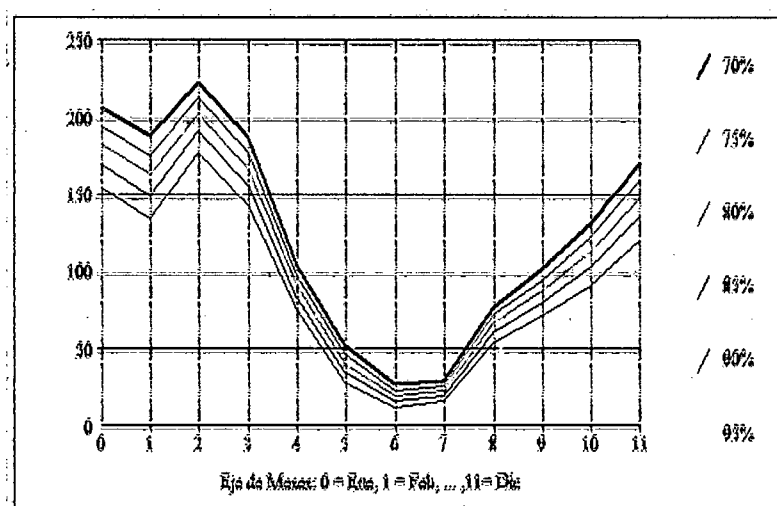
Año Urc	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov
1	348.5	379.4	199.7	286.5	84.1	159.8	48.4	73	77.7	137	237.2
2	174.1	282.3	417	262.4	188.3	58.2	66	44.6	137	122.3	247.5
3	175.3	331.6	351.9	217.4	181.1	61.5	151.2	128	120.5	91.8	108.7
4	208.4	307.2	224.7	200.8	191	177.5	6.7	46.5	158.7	86.6	176.9
5	446	131.3	242.5	391.8	103.3	66.8	88.7	125.9	156.3	112.2	236.3
6	144.1	111.3	100.1	100.0	83.2	94.5	23.2	14	80.8	290.7	59.0
7	267.8	365.7	364.5	165.7	70.4	201.3	41.1	44.1	42	157	296.4
8	235.2	293	270.9	143.7	143	15.2	165.6	17.4	56.9	279.8	146.6
9	329.1	169.5	202.6	171.8	131.3	121.1	22.5	27.8	120.6	95.4	146.1
10	360.5	201	279.3	414.4	219.1	46.9	47.8	47.8	130.4	80.8	205

Probabilidad de que los Eventos Mensuales sean Igualados o Superados

Meses	70%	75%	80%	85%	90%
Ene	207.83	196.49	184.59	171.62	156.60
Feb	189.18	177.14	164.64	151.17	135.78
Mar	224.11	214.39	204.07	192.66	179.21
Abr	189.14	179.08	168.52	156.99	143.59
May	104.89	98.66	92.16	85.12	77.02
Jun	53.48	47.60	41.81	35.95	29.72
Jul	28.18	24.39	20.77	17.21	13.60
Ago	30.65	27.44	24.26	21.01	17.54

13.42					
Sot	78.68	73.52	68.18	62.44	55.90
47.44					
Oct	102.81	95.94	88.83	81.21	72.54
61.36					
Nov	132.73	123.55	114.07	103.94	92.46
77.73					
Dic	172.42	160.85	148.89	136.06	121.48
102.69					

GRAFICA N° 03: Curvas de Variaciones Estacionales



Fuente: Elaboración Hidroesta- Autor

4.4. DISPONIBILIDAD DE AGUA A NIVEL MENSUALIZADO.

En el presente trabajo, se estima los escurrimientos superficiales a través de transformación de precipitación efectiva de caudales, mediante el método del Servicio de Conservación de Suelos SCS.

a. Método

Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos; tiene ventaja sobre el método racional, pues se aplica a cuencas medianas como también a cuencas pequeñas.

Es un método para zonas sin registro y consiste en suponer que la escorrentía ocurre después que una parte de la lluvia se ha acumulado, es

decir parte de las lluvias iniciales se han abstraído en el suelo lo que se denomina abstracción inicial (i_a) y/o umbral de la precipitación (P_o)

Los autores de este método, por datos experimentales obtuvieron una relación entre i_a y S , la cual es: $i_a = 2S$, siendo S =Retención total durante la tormenta y/o lluvia (Máximo Villon, Hidrología, en la página 265)

La relación siguiente es la expresión para estimar la escorrentía directa a partir de la lluvia:

$$Q = \frac{(P - 0.2S) * 2}{(P - 0.2S)}$$

b. Clasificación de Tierra con Fines de Evaluación de Escorrentía

La combinación de usos de tierras estimadas en la cuenca del Aguaytía como cobertura vegetal, tierras permeables, impermeables, y sus tratamientos referidos a tierras agrícolas con terrazas, surcos a curvas de nivel, etc. Se pudo clasificar de acuerdo a la tabla proporcionada por SCS denominado clasificación hidrológica suelo cobertura y que también se denomina Numero de Curva CN.

A mayor valor de CN, mayor es el potencial de producir escorrentía y menor susstracción i_a .

Cabe señalar se ha considerado condiciones de humedad antecedentes del método AMC II, es decir en el presente estudio se supone ocurre la lluvia en la zona cuando las condiciones de humedad antecedentes de suelos son normales. Dado que existen casos cuando la lluvia inicia cuando el suelo está seco AMC I, y/o cuando el suelo esta húmedo AMC III.

Cuadro N°14: Número de Curva para la clasificación hidrológica de suelos. Condición de Humedad II, Ia=0.2S

Uso de la tierra	Cobertura		Número de Curva			
	Tratamiento o practica	Condicion Hidrológica	A	B	C	D
Desahogada en descanso sin cultivos	Surcos rectos		77	86	91	94
Cultivos	Surcos rectos	pobre	72	81	88	91
	Surcos rectos	buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	buena	65	75	82	86
	Cur de nivel y en terrazas	pobre	66	74	80	83
	Cur de nivel y en terrazas	buena	62	71	78	81
Pequeños granos	Surcos rectos	pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	pobre	63	74	82	85
	Curvas de nivel	buena	61	73	81	84
	Cur de nivel y en terrazas	pobre	61	72	79	82
	Cur de nivel y en terrazas	buena	59	70	78	81
Sembríos cerrados, legumbres o sembríos en rotacion	Surcos rectos	pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	buena	62	73	81	85
	Curvas de nivel	pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	buena	55	69	78	83
	Cur de nivel y en terrazas	pobre	63	73	80	83
	Cur de nivel y en terrazas	buena	51	67	76	80
Pastizales o similares		pobre	68	79	86	89
		regular	49	60	70	74
		buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	regular	26	50	75	83
	Curvas de nivel	buena	6	35	70	79
Pradera		buena	30	58	71	78
Bosques		pobre	45	66	77	83
		regular	36	60	73	79
		buena	25	55	70	77
Patio		buena	59	74	82	86
Caminos incluyendo derecho via	Cieno		72	82	87	89
	Superficie firme		74	84	90	93

Fuente Tabla (hidrologia, Maximo Villon, pagina 269)

Grupo hidrológico de Suelos

Define los grupos de suelos, los cuales pueden ser

Grupo A, tiene bajo potencial de escorrentía

Grupo B, tiene un moderado bajo potencial de escorrentía

Grupo C, tiene un moderado alto potencial de escorrentía

Grupo D, tiene alto potencial de escorrentía

La cuenca del Aguaytía como las cuencas de la amazonia peruana tiene condiciones similares por lo que se puede mencionar algunas características necesarias, para utilizar el número de curva (CN) adecuado para el diseño de caudales.

- Generalmente : Gran mayoría son bosques
- Generalmente : Condición hidrológica buena > 75 % del área tiene cobertura vegetal
- Generalmente : Tiene un alto potencial de escorrentía consideramos Grupo D

Con estas condiciones de acuerdo, definimos un CN = 77

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

$$S = 75.87 \text{ mm}$$

$$I_a = 15.17 \text{ mm}$$

Del cuadro anterior resulta N= 77, S = 75.87 mm, I_a = 15.17 mm, es decir lluvias menores a 15.17 mm, no produce escorrentía en el cauce de la cuenca. Esto confirma, entre Junio y Setiembre en la zona las precipitaciones son bajas. Sin embargo en el cauce principal siempre hay agua, esto sería producto de los aportes de los acuíferos de las partes altas.

c. Escorrentía Directa

En base a resultados de evaluación hidrológica de tierras de la cuenca en mención y relación de caudal escorrentía descrita en la

parte anterior los siguientes cuadros muestran la escorrentía directa
m³/s

Cuadro N°15. Caudales Generados

CAUDALES GENERADOS EN LA MICROCUENCA UBICACIÓN N°5 15+280 (m ³ /seg)												
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABRI	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC
2000	253.96	258.02	220.93	243.64	148.41	204.49	94.95	215.73	140.85	192.12	232.36	253.25
2001	211.09	242.80	262.29	238.56	216.77	112.82	125.07	87.19	192.12	182.51	0.03	223.31
2002	211.54	251.47	254.44	226.71	213.94	118.19	200.14	186.41	181.72	156.45	0.03	210.07
2003	223.87	247.47	228.89	221.35	217.79	212.46	89.20	91.11	202.95	151.18	0.03	258.02
2004	265.08	187.92	233.75	259.49	167.53	126.24	153.44	185.00	202.76	174.96	0.03	196.49
2005	199.07	174.24	208.88	213.74	147.89	159.85	28.83	4.80	144.60	244.45	0.03	255.48
2006	173.68	256.29	256.14	207.29	131.34	221.48	79.40	86.05	81.44	203.11	0.04	157.37
2007	144.01	244.80	240.43	196.04	195.64	0.11	207.24	8.80	110.82	242.30	0.03	223.14
2008	251.08	209.01	221.93	210.03	188.57	181.66	27.45	44.48	181.30	160.23	0.03	248.50
2009	255.61	221.89	189.83	261.98	227.23	91.98	93.75	93.85	187.89	144.72	0.03	212.18
PROMEDIO	218.89	229.35	231.65	227.88	185.46	142.87	97.21	99.33	162.69	185.20	23.26	223.86

CAUDALES PROMEDIO INCLUIDO CAUDAL BASE EN LA MICROCUENCA (m ³ /seg)												
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABRI	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC
Q prom	218.89	229.35	231.65	227.88	185.46	142.87	97.21	99.33	162.69	185.20	23.26	223.86
Q Base	300.00	300.00	300.00	300.00	0.30	150.00	150.00	150.00	150.00	300.00	300.00	300.00
Total	518.89	529.35	531.65	527.88	185.76	292.87	247.21	249.33	312.69	485.20	323.26	523.86

Fuente: Elaborado por el autor

4.5. TRABAJO DE MÁXIMAS AVENIDAS.

El presente trabajo tiene a fin de determinar los máximos caudales generados en la estación de control de la cuenca para un buen dimensionamiento adecuado de las estructura de defensa ribereña que se pretende construir en la margen derecha del rio Aguaytía en el sector del distrito de Curimana.

4.5.1. INFORMACIÓN BÁSICA

Se ha utilizado las precipitaciones máximas de 24 horas, de la estación de Curimana con 52 registros, para la cual se cuenta con información de 12 años.

4.5.2. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA

De los periodos antes mencionados graficando en un histograma se nota uniformidad de registro, por tanto se considera que es consistente y confiable; a continuación se tiene la información completa de máximos diarios, como puede apreciarse en el siguiente cuadro e histograma correspondientes:

Cuadro N°16: Precipitaciones máxima histórica (mm)

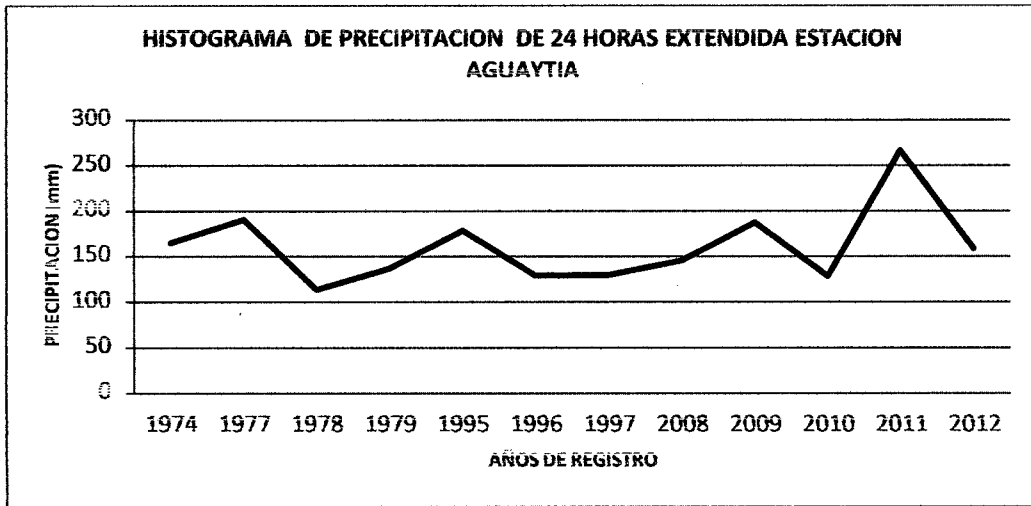
AGUAYTIA CONVENCIONAL

9°2'22'' 75°30'30''

PP MAXIMA HISTORICA (mm)					
ORDEN	AÑO	PP (mm)	ORDEN	AÑO	PP (mm)
1	feb-74	121.10	27	abr-09	105.90
2	jun-75	165.00	28	may-09	104.70
3	abr-77	191.00	29	nov-09	118.30
4	mar-78	204.50	30	nov-09	123.00
5	dic-78	113.70	31	dic-09	187.30
6	mar-79	108.10	32	ene-10	108.00
7	mar-79	137.10	33	ene-10	121.00
8	abr-95	125.60	35	ene-10	103.80
9	oct-95	178.50	35	feb-10	112.10
10	abr-96	129.20	36	abr-10	104.90
11	jun-96	104.90	37	set-10	102.00
12	ago-96	137.10	38	oct-10	128.70
13	ene-96	130.20	39	feb-11	184.50
14	ene-98	145.80	40	ene-11	120.70
15	feb-98	129.20	41	ene-11	113.20
16	feb-98	104.90	42	feb-11	267.00
17	ago-06	128.70	43	feb-11	116.00
18	ene-07	130.20	44	oct-11	140.80
19	ene-08	145.80	45	nov-11	121.30
20	feb-08	103.80	46	dic-11	189.40
21	feb-08	127.50	47	feb-12	137.10
22	jun-08	110.00	48	feb-12	187.30
23	jun-08	102.10	49	mar-12	102.20
24	dic-08	142.30	50	abr-12	144.10
25	feb-09	107.20	51	dic-12	102.20
26	feb-09	105.20	52	dic-12	159.00

Fuente: senamhi

Grafico N°04: Histograma de precipitaciones:



4.5.2.1. Periodo de Retorno

El intervalo promedio de tiempos en T de que una precipitación máxima 24 horas cualesquiera (X) sean igualadas o excedido por lo menos una vez, tiene una probabilidad (P) de ocurrencia de 1 en T casos es decir:

$$P(X>x) = 1/T \quad \text{y/o} \quad T = 1/P(X>x)$$

Para el presente estudio se ha considerado para el diseño de la defensa ribereña un periodo de retorno de 50 años, y para obras de arte y alcantarillas de pase seria 25 años.

4.5.2.2. Análisis de Distribuciones Teóricas de Precipitación

Máximo de 24 Horas.

Luego de realizado la extensión y consistencia de la información se ha realizado el análisis de distribución

de frecuencias, para determinar las precipitaciones máximos ligados a periodo de retorno.

La distribución de probabilidad se ha efectuado por 8 métodos con el uso del programa HIDRO ESTA. A fin de elegir a cuál de ellas se ajusta mejor la ley de probabilidad de ocurrencia de la precipitación máxima diaria.

- Normal
- Log normal de 2 parámetros
- Log normal de 3 parámetros
- Gamma de 2 parámetros
- Gamma de 3 parámetros
- Log Pearson tipo III
- Gumbel
- Log Gumbel

A continuación se presenta la evaluación de las precipitaciones máximas.

Cuadro N° 16: Ajustes de la Serie de Datos

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución normal

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	5	113.7
2	165.0	6	108.1
3	191.0	7	137.1
4	204.5	8	125.6

9	178.5	31	187.3
10	129.2	32	103.0
11	104.9	33	121.0
12	137.1	34	103.8
13	130.2	35	112.1
14	145.8	36	104.9
15	129.2	37	102.0
16	104.9	38	128.7
17	128.7	39	184.5
18	130.2	40	120.7
19	145.8	41	113.2
20	103.8	42	267.0
21	127.5	43	116.0
22	110.0	44	140.8
23	102.1	45	121.3
24	142.3	46	189.4
25	107.2	47	137.1
26	105.2	48	187.3
27	105.9	49	102.2
28	104.7	50	144.1
29	118.3	51	102.2
30	123.0	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1759	0.1513	0.1571
2	102.1	0.0377	0.1767	0.1521	0.1390
3	102.2	0.0566	0.1775	0.1529	0.1209
4	102.2	0.0755	0.1775	0.1529	0.1020
5	103.8	0.0943	0.1901	0.1657	0.0958
6	103.8	0.1132	0.1901	0.1657	0.0769
7	104.7	0.1321	0.1974	0.1731	0.0654
8	104.9	0.1509	0.1991	0.1748	0.0482
9	104.9	0.1698	0.1991	0.1748	0.0293
10	104.9	0.1887	0.1991	0.1748	0.0104
11	105.2	0.2075	0.2016	0.1774	0.0059
12	105.9	0.2264	0.2075	0.1834	0.0189
13	107.2	0.2453	0.2187	0.1950	0.0266
14	108.0	0.2642	0.2258	0.2023	0.0383
15	108.1	0.2830	0.2267	0.2033	0.0563
16	110.0	0.3019	0.2441	0.2214	0.0578
17	112.1	0.3208	0.2641	0.2425	0.0567
18	113.2	0.3396	0.2749	0.2539	0.0648
19	113.7	0.3585	0.2798	0.2592	0.0787
20	116.0	0.3774	0.3033	0.2843	0.0741
21	118.3	0.3962	0.3276	0.3105	0.0687
22	120.7	0.4151	0.3537	0.3389	0.0614
23	121.0	0.4340	0.3570	0.3425	0.0769
24	121.1	0.4528	0.3581	0.3437	0.0947
25	121.3	0.4717	0.3604	0.3461	0.1113
26	123.0	0.4906	0.3794	0.3670	0.1111
27	125.6	0.5094	0.4092	0.3996	0.1003
28	127.5	0.5283	0.4312	0.4239	0.0971
29	128.7	0.5472	0.4453	0.4395	0.1019
30	128.7	0.5660	0.4453	0.4395	0.1208
31	129.2	0.5849	0.4512	0.4460	0.1338
32	129.2	0.6038	0.4512	0.4460	0.1526
33	130.2	0.6226	0.4629	0.4590	0.1597
34	130.2	0.6415	0.4629	0.4590	0.1786
35	137.1	0.6604	0.5446	0.5493	0.1158
36	137.1	0.6792	0.5446	0.5493	0.1347
37	137.1	0.6981	0.5446	0.5493	0.1535

38	140.8	0.7170	0.5878	0.5970	0.1292
39	142.3	0.7358	0.6051	0.6160	0.1308
40	144.1	0.7547	0.6255	0.6384	0.1292
41	145.8	0.7736	0.6445	0.6592	0.1291
42	145.8	0.7925	0.6445	0.6592	0.1479
43	159.0	0.8113	0.7777	0.8008	0.0341
44	165.0	0.8302	0.8267	0.8513	0.0035
45	178.5	0.8491	0.9102	0.9314	0.0612
46	184.5	0.8679	0.9358	0.9538	0.0679
47	187.3	0.8868	0.9456	0.9621	0.0588
48	187.3	0.9057	0.9456	0.9621	0.0400
49	189.4	0.9245	0.9522	0.9674	0.0276
50	191.0	0.9434	0.9567	0.9711	0.0133
51	204.5	0.9623	0.9828	0.9904	0.0205
52	267.0	0.9811	1.0000	1.0000	0.0188

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1786, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_m)= 133.3308

Parámetro de escala (S)= 33.6526

Con momentos lineales:

Media lineal (X_l)= 133.3308

Desviación estándar lineal (Sl)= 30.3977

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 133.33 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años es 161.5 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años es 176.46 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años es 192.26 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años es 202.46 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años es 211.63

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución log normal de 2 parámetros

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	10	129.2
2	165.0	11	104.9
3	191.0	12	137.1
4	204.5	13	130.2
5	113.7	14	145.8
6	108.1	15	129.2
7	137.1	16	104.9
8	125.6	17	128.7
9	178.5	18	130.2

19	145.8	36	104.9
20	103.8	37	102.0
21	127.5	38	128.7
22	110.0	39	184.5
23	102.1	40	120.7
24	142.3	41	113.2
25	107.2	42	267.0
26	105.2	43	116.0
27	105.9	44	140.8
28	104.7	45	121.3
29	118.3	46	189.4
30	123.0	47	137.1
31	187.3	48	187.3
32	108.0	49	102.2
33	121.0	50	144.1
34	103.8	51	102.2
35	112.1	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1377	0.1286	0.1189
2	102.1	0.0377	0.1387	0.1296	0.1010
3	102.2	0.0566	0.1397	0.1306	0.0831
4	102.2	0.0755	0.1397	0.1306	0.0642
5	103.8	0.0943	0.1558	0.1466	0.0615
6	103.8	0.1132	0.1558	0.1466	0.0426
7	104.7	0.1321	0.1653	0.1561	0.0333
8	104.9	0.1509	0.1675	0.1583	0.0165
9	104.9	0.1698	0.1675	0.1583	0.0023
10	104.9	0.1887	0.1675	0.1583	0.0212
11	105.2	0.2075	0.1707	0.1615	0.0368
12	105.9	0.2264	0.1784	0.1693	0.0480
13	107.2	0.2453	0.1932	0.1841	0.0521
14	108.0	0.2642	0.2025	0.1935	0.0617
15	108.1	0.2830	0.2037	0.1947	0.0793
16	110.0	0.3019	0.2266	0.2180	0.0753
17	112.1	0.3208	0.2531	0.2450	0.0676
18	113.2	0.3396	0.2674	0.2596	0.0722
19	113.7	0.3585	0.2740	0.2663	0.0845
20	116.0	0.3774	0.3049	0.2980	0.0725
21	118.3	0.3962	0.3366	0.3306	0.0596
22	120.7	0.4151	0.3702	0.3654	0.0448
23	121.0	0.4340	0.3745	0.3698	0.0595
24	121.1	0.4528	0.3759	0.3712	0.0769
25	121.3	0.4717	0.3787	0.3742	0.0930
26	123.0	0.4906	0.4028	0.3991	0.0877
27	125.6	0.5094	0.4397	0.4374	0.0697
28	127.5	0.5283	0.4666	0.4653	0.0617
29	128.7	0.5472	0.4834	0.4827	0.0638
30	128.7	0.5660	0.4834	0.4827	0.0827
31	129.2	0.5849	0.4904	0.4900	0.0946
32	129.2	0.6038	0.4904	0.4900	0.1134
33	130.2	0.6226	0.5042	0.5044	0.1184

34	130.2	0.6415	0.5042	0.5044	0.1373
35	137.1	0.6604	0.5062	0.5099	0.0642
36	137.1	0.6792	0.5962	0.5999	0.0830
37	137.1	0.6981	0.5962	0.5999	0.1019
38	140.8	0.7170	0.6420	0.6472	0.0750
39	142.3	0.7358	0.6596	0.6655	0.0762
40	144.1	0.7547	0.6802	0.6867	0.0745
41	145.8	0.7736	0.6989	0.7059	0.0747
42	145.8	0.7925	0.6989	0.7059	0.0936
43	159.0	0.8113	0.8191	0.8283	0.0078
44	165.0	0.8302	0.8598	0.8689	0.0296
45	178.5	0.8491	0.9242	0.9318	0.0752
46	184.5	0.8679	0.9433	0.9500	0.0754
47	187.3	0.8868	0.9506	0.9568	0.0638
48	187.3	0.9057	0.9506	0.9568	0.0450
49	190.4	0.9245	0.9556	0.9614	0.0310
50	191.0	0.9434	0.9590	0.9646	0.0156
51	204.5	0.9623	0.9797	0.9833	0.0174
52	267.0	0.9811	0.9994	0.9996	0.0183

--

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1373, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de escala (μ_y)= 4.8667

Parámetro de forma (S_y)= 0.2217

Con momentos lineales:

Parámetro de escala (μ_l)= 4.8667

Parámetro de forma (S_l)= 0.2134

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 129.89 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 156.53 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 172.89 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 191.5 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 204.81 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 217.56 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución log normal de 3 parámetros

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	2	165.0

3	191.0	28	104.7
4	204.5	29	118.3
5	113.7	30	123.0
6	108.1	31	187.3
7	137.1	32	108.0
8	125.6	33	121.0
9	178.5	34	103.8
10	129.2	35	112.1
11	104.9	36	104.9
12	137.1	37	102.0
13	130.2	38	128.7
14	145.8	39	184.5
15	129.2	40	120.7
16	104.9	41	113.2
17	128.7	42	267.0
18	130.2	43	116.0
19	145.8	44	140.8
20	103.8	45	121.3
21	127.5	46	189.4
22	110.0	47	137.1
23	102.1	48	187.3
24	142.3	49	102.2
25	107.2	50	144.1
26	105.2	51	102.2
27	105.9	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	102.0	0.0189	-1.7570	0.0395	0.0206
2	102.1	0.0377	-1.7325	0.0416	0.0039
3	102.2	0.0566	-1.7085	0.0438	0.0128
4	102.2	0.0755	-1.7085	0.0438	0.0317
5	103.8	0.0943	-1.3866	0.0828	0.0116
6	103.8	0.1132	-1.3866	0.0828	0.0304
7	104.7	0.1321	-1.2419	0.1071	0.0249
8	104.9	0.1509	-1.2123	0.1127	0.0382
9	104.9	0.1698	-1.2123	0.1127	0.0571
10	104.9	0.1887	-1.2123	0.1127	0.0760
11	105.2	0.2075	-1.1695	0.1211	0.0865
12	105.9	0.2264	-1.0761	0.1409	0.0855
13	107.2	0.2453	-0.9225	0.1781	0.0671
14	108.0	0.2642	-0.8383	0.2009	0.0632
15	108.1	0.2830	-0.8282	0.2038	0.0792
16	110.0	0.3019	-0.6538	0.2566	0.0453
17	112.1	0.3208	-0.4903	0.3120	0.0088
18	113.2	0.3396	-0.4140	0.3394	0.0002
19	113.7	0.3585	-0.3812	0.3515	0.0070
20	116.0	0.3774	-0.2423	0.4043	0.0269
21	118.3	0.3962	-0.1200	0.4523	0.0560
22	120.7	0.4151	-0.0062	0.4975	0.0824
23	121.0	0.4340	0.0071	0.5028	0.0689
24	121.1	0.4528	0.0116	0.5046	0.0518
25	121.3	0.4717	0.0203	0.5081	0.0364
26	123.0	0.4906	0.0921	0.5367	0.0461
27	125.6	0.5094	0.1929	0.5765	0.0670
28	127.5	0.5283	0.2607	0.6028	0.0745
29	128.7	0.5472	0.3014	0.6184	0.0713
30	128.7	0.5660	0.3014	0.6184	0.0524
31	129.2	0.5849	0.3179	0.6247	0.0398
32	129.2	0.6038	0.3179	0.6247	0.0209
33	130.2	0.6226	0.3500	0.6388	0.0142

34	130.2	0.6415	0.3500	0.6368	0.0047
35	137.1	0.6604	0.5481	0.7082	0.0478
36	137.1	0.6792	0.5481	0.7082	0.0289
37	137.1	0.6981	0.5481	0.7082	0.0101
38	140.8	0.7170	0.6404	0.7390	0.0221
39	142.3	0.7358	0.6756	0.7503	0.0145
40	144.1	0.7547	0.7162	0.7631	0.0084
41	145.8	0.7736	0.7532	0.7743	0.0008
42	145.8	0.7925	0.7532	0.7743	0.0181
43	159.0	0.8113	1.0023	0.8419	0.0306
44	165.0	0.8302	1.0982	0.8639	0.0337
45	178.5	0.8491	1.2858	0.9007	0.0517
46	184.5	0.8679	1.3593	0.9130	0.0450
47	187.3	0.8868	1.3919	0.9180	0.0312
48	187.3	0.9057	1.3919	0.9180	0.0124
49	189.4	0.9245	1.4156	0.9216	0.0030
50	191.0	0.9434	1.4334	0.9241	0.0193
51	204.5	0.9623	1.5720	0.9420	0.0202
52	267.0	0.9811	2.0444	0.9795	0.0016

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0865, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

Parámetros de la distribución lognormal:

Parámetro de posición (x_0)= 97.8697

Parámetro de escala (μy)= 3.1342

Parámetro de forma (Sy)= 0.9766

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 120.84 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 150.11 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 178.18 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 224.88 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 268.3 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 320.72 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 2 parámetros

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	8	125.6
2	165.0	9	178.5
3	191.0	10	129.2
4	204.5	11	104.9
5	113.7	12	137.1
6	108.1	13	130.2
7	137.1	14	145.8

15	129.2	34	103.8
16	104.9	35	112.1
17	128.7	36	104.9
18	130.2	37	102.0
19	145.8	38	128.7
20	103.8	39	184.5
21	127.5	40	120.7
22	110.0	41	113.2
23	102.1	42	267.0
24	142.3	43	116.0
25	107.2	44	140.8
26	105.2	45	121.3
27	105.9	46	189.4
28	104.7	47	137.1
29	118.3	48	187.3
30	123.0	49	102.2
31	187.3	50	144.1
32	108.0	51	102.2
33	121.0	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1470	0.2436	0.1281
2	102.1	0.0377	0.1479	0.2445	0.1102
3	102.2	0.0566	0.1488	0.2454	0.0922
4	102.2	0.0755	0.1488	0.2454	0.0733
5	103.8	0.0943	0.1638	0.2596	0.0695
6	103.8	0.1132	0.1638	0.2596	0.0506
7	104.7	0.1321	0.1726	0.2678	0.0405
8	104.9	0.1509	0.1746	0.2696	0.0237
9	104.9	0.1698	0.1746	0.2696	0.0048
10	104.9	0.1887	0.1746	0.2696	0.0141
11	105.2	0.2075	0.1776	0.2723	0.0300
12	105.9	0.2264	0.1847	0.2787	0.0417
13	107.2	0.2453	0.1983	0.2908	0.0470
14	108.0	0.2642	0.2068	0.2982	0.0573
15	108.1	0.2830	0.2079	0.2992	0.0751
16	110.0	0.3019	0.2290	0.3171	0.0729
17	112.1	0.3208	0.2534	0.3372	0.0674
18	113.2	0.3396	0.2665	0.3478	0.0731
19	113.7	0.3585	0.2726	0.3526	0.0859
20	116.0	0.3774	0.3011	0.3750	0.0763
21	118.3	0.3962	0.3304	0.3975	0.0658
22	120.7	0.4151	0.3618	0.4210	0.0533
23	121.0	0.4340	0.3657	0.4239	0.0682
24	121.1	0.4528	0.3671	0.4249	0.0858
25	121.3	0.4717	0.3697	0.4269	0.1020
26	123.0	0.4906	0.3923	0.4435	0.0983
27	125.6	0.5094	0.4272	0.4688	0.0823
28	127.5	0.5283	0.4527	0.4872	0.0756
29	128.7	0.5472	0.4688	0.4987	0.0784
30	128.7	0.5660	0.4688	0.4987	0.0972
31	129.2	0.5849	0.4755	0.5035	0.1094

32	129.2	0.6038	0.4755	0.5035	0.1283
33	130.2	0.6226	0.4889	0.5130	0.1338
34	130.2	0.6415	0.4889	0.5130	0.1527
35	137.1	0.6604	0.5788	0.5770	0.0816
36	137.1	0.6792	0.5788	0.5770	0.1004
37	137.1	0.6981	0.5788	0.5770	0.1193
38	140.8	0.7170	0.6245	0.6097	0.0925
39	142.3	0.7358	0.6424	0.6226	0.0935
40	144.1	0.7547	0.6632	0.6378	0.0915
41	145.8	0.7736	0.6823	0.6518	0.0913
42	145.8	0.7925	0.6823	0.6518	0.1101
43	159.0	0.8113	0.8084	0.7497	0.0029
44	165.0	0.8302	0.8521	0.7873	0.0220
45	178.5	0.8491	0.9225	0.8565	0.0734
46	184.5	0.8679	0.9433	0.8809	0.0754
47	187.3	0.8868	0.9512	0.8911	0.0645
48	187.3	0.9057	0.9512	0.8911	0.0456
49	199.1	0.9245	0.9566	0.8993	0.0320
50	191.0	0.9434	0.9603	0.9034	0.0169
51	204.5	0.9623	0.9820	0.9389	0.0197
52	267.0	0.9811	0.9998	0.9948	0.0187

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1527, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de forma (gamma)= 19.3161

Parámetro de escala (beta)= 6.9026

Con momentos lineales:

Parámetro de forma (gamma)= 9.8204

Parámetro de escala (beta)= 13.5769

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 131.04 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 157.96 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 173.8 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 190.86 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 202.73 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 213.79 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 3 parámetros

Serie de datos X:

Nº	X	Nº	X
1	121.1	27	105.9
2	165.0	28	104.7
3	191.0	29	118.3
4	204.5	30	123.0
5	113.7	31	187.3
6	108.1	32	108.0
7	137.1	33	121.0
8	125.6	34	103.8
9	178.5	35	112.1
10	129.2	36	104.9
11	104.9	37	102.0
12	137.1	38	128.7
13	130.2	39	184.5
14	145.8	40	120.7
15	129.2	41	113.2
16	104.9	42	267.0
17	128.7	43	116.0
18	130.2	44	140.8
19	145.8	45	121.3
20	103.8	46	189.4
21	127.5	47	137.1
22	110.0	48	187.3
23	102.1	49	102.2
24	142.3	50	144.1
25	107.2	51	102.2
26	105.2	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1150	0.0693	0.0961
2	102.1	0.0377	0.1169	0.0724	0.0792
3	102.2	0.0566	0.1189	0.0754	0.0623
4	102.2	0.0755	0.1189	0.0754	0.0434
5	103.8	0.0943	0.1503	0.1221	0.0560
6	103.8	0.1132	0.1503	0.1221	0.0371
7	104.7	0.1321	0.1680	0.1468	0.0360
8	104.9	0.1509	0.1720	0.1521	0.0210
9	104.9	0.1698	0.1720	0.1521	0.0021
10	104.9	0.1887	0.1720	0.1521	0.0167
11	105.2	0.2075	0.1778	0.1601	0.0297
12	105.9	0.2264	0.1915	0.1783	0.0349
13	107.2	0.2453	0.2168	0.2108	0.0285
14	108.0	0.2642	0.2322	0.2300	0.0320
15	108.1	0.2830	0.2341	0.2323	0.0490
16	110.0	0.3019	0.2699	0.2756	0.0319
17	112.1	0.3208	0.3085	0.3203	0.0123
18	113.2	0.3396	0.3281	0.3424	0.0115
19	113.7	0.3585	0.3369	0.3522	0.0215
20	116.0	0.3774	0.3764	0.3953	0.0009
21	118.3	0.3962	0.4141	0.4353	0.0179

22	120.7	0.4151	0.4515	0.4741	0.0364
23	121.0	0.4340	0.4561	0.4797	0.0221
24	121.1	0.4528	0.4576	0.4803	0.0047
25	121.3	0.4717	0.4606	0.4833	0.0111
26	123.0	0.4906	0.4855	0.5086	0.0050
27	125.6	0.5094	0.5218	0.5447	0.0124
28	127.5	0.5283	0.5470	0.5694	0.0187
29	128.7	0.5472	0.5622	0.5843	0.0151
30	129.7	0.5660	0.5622	0.5843	0.0039
31	129.2	0.5849	0.5685	0.5903	0.0165
32	129.2	0.6038	0.5685	0.5903	0.0353
33	130.2	0.6226	0.5807	0.6021	0.0420
34	130.2	0.6415	0.5807	0.6021	0.0608
35	137.1	0.6604	0.6569	0.6745	0.0035
36	137.1	0.6792	0.6569	0.6745	0.0224
37	137.1	0.6981	0.6569	0.6745	0.0413
38	140.8	0.7170	0.6923	0.7076	0.0247
39	142.3	0.7358	0.7057	0.7200	0.0302
40	144.1	0.7547	0.7210	0.7342	0.0337
41	145.8	0.7736	0.7348	0.7470	0.0388
42	145.8	0.7925	0.7348	0.7470	0.0577
43	159.0	0.8113	0.8219	0.8269	0.0106
44	165.0	0.8302	0.8513	0.8543	0.0216
45	178.5	0.8491	0.9023	0.9009	0.0532
46	184.5	0.8679	0.9190	0.9165	0.0510
47	187.3	0.8868	0.9257	0.9229	0.0389
48	187.3	0.9057	0.9257	0.9229	0.0201
49	189.4	0.9245	0.9305	0.9274	0.0059
50	191.0	0.9434	0.9339	0.9306	0.0095
51	204.5	0.9623	0.9568	0.9527	0.0055
52	267.0	0.9811	0.9941	0.9919	0.0130

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.09609, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_0)= 95.1869

Parámetro de forma (γ)= 1.2847

Parámetro de escala (β)= 29.6901

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (X_0)= 99.9656

Parámetro de forma (γ)= 0.9303

Parámetro de escala (β)= 35.8634

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 124.02 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 155.17 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 177.73 mm
 El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 206.93 mm
 El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 228.72 mm
 El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 250.30 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Log-Pearson tipo III

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	27	105.9
2	165.0	28	104.7
3	191.0	29	118.3
4	204.5	30	123.0
5	113.7	31	187.3
6	108.1	32	108.0
7	137.1	33	121.0
8	125.6	34	103.8
9	178.5	35	112.1
10	129.2	36	104.9
11	104.9	37	102.0
12	137.1	38	128.7
13	130.2	39	184.5
14	145.8	40	120.7
15	129.2	41	113.2
16	104.9	42	267.0
17	128.7	43	116.0
18	130.2	44	140.8
19	145.8	45	121.3
20	103.8	46	189.4
21	127.5	47	137.1
22	110.0	48	187.3
23	102.1	49	102.2
24	142.3	50	144.1
25	107.2	51	102.2
26	105.2	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1030	0.0794	0.0841
2	102.1	0.0377	0.1045	0.0814	0.0668
3	102.2	0.0566	0.1061	0.0834	0.0495
4	102.2	0.0755	0.1061	0.0834	0.0306
5	103.8	0.0943	0.1319	0.1170	0.0376
6	103.8	0.1132	0.1319	0.1170	0.0187
7	104.7	0.1321	0.1472	0.1365	0.0151
8	104.9	0.1509	0.1506	0.1409	0.0003
9	104.9	0.1698	0.1506	0.1409	0.0192
10	104.9	0.1887	0.1506	0.1409	0.0381
11	105.2	0.2075	0.1558	0.1476	0.0517
12	105.9	0.2264	0.1681	0.1631	0.0583
13	107.2	0.2453	0.1914	0.1921	0.0539
14	108.0	0.2642	0.2060	0.2099	0.0581

15	108.1	0.2830	0.2078	0.2122	0.0752
16	110.0	0.3019	0.2430	0.2542	0.0589
17	112.1	0.3208	0.2822	0.2994	0.0386
18	113.2	0.3396	0.3026	0.3225	0.0370
19	113.7	0.3585	0.3119	0.3328	0.0466
20	116.0	0.3774	0.3540	0.3788	0.0233
21	118.3	0.3962	0.3950	0.4222	0.0012
22	120.7	0.4151	0.4362	0.4647	0.0211
23	121.0	0.4340	0.4412	0.4698	0.0073
24	121.1	0.4528	0.4429	0.4715	0.0099
25	121.3	0.4717	0.4462	0.4749	0.0255
26	123.0	0.4906	0.4740	0.5027	0.0166
27	125.6	0.5094	0.5144	0.5425	0.0050
28	127.5	0.5283	0.5424	0.5696	0.0141
29	128.7	0.5472	0.5594	0.5859	0.0122
30	128.7	0.5660	0.5594	0.5859	0.0067
31	129.2	0.5849	0.5663	0.5925	0.0186
32	129.2	0.6038	0.5663	0.5925	0.0375
33	130.2	0.6226	0.5799	0.6053	0.0428
34	130.2	0.6415	0.5799	0.6053	0.0617
35	137.1	0.6604	0.6635	0.6831	0.0032
36	137.1	0.6792	0.6635	0.6831	0.0157
37	137.1	0.6981	0.6635	0.6831	0.0346
38	140.8	0.7170	0.7017	0.7179	0.0153
39	142.3	0.7358	0.7159	0.7307	0.0199
40	144.1	0.7547	0.7322	0.7453	0.0226
41	145.8	0.7736	0.7466	0.7583	0.0270
42	145.8	0.7925	0.7466	0.7583	0.0458
43	159.0	0.8113	0.8349	0.8372	0.0236
44	165.0	0.8302	0.8637	0.8631	0.0335
45	178.5	0.8491	0.9107	0.9058	0.0616
46	184.5	0.8679	0.9256	0.9196	0.0577
47	187.3	0.8868	0.9316	0.9253	0.0448
48	187.3	0.9057	0.9316	0.9253	0.0259
49	189.4	0.9245	0.9357	0.9292	0.0112
50	191.0	0.9434	0.9387	0.9321	0.0047
51	204.5	0.9623	0.9586	0.9514	0.0037
52	267.0	0.9811	0.9918	0.9873	0.0106

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.08/100, es menor que el delta tabular 0.1836. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_0)= 4.4774

Parámetro de forma (γ)= 3.085

Parámetro de escala (β)= 0.1262

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (X_0)= 4.5664

Parámetro de forma (γ)= 1.7149

Parámetro de escala (β)= 0.1751

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 124.66 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 153.06 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 174.84 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 205.86 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 231.11 mm
 El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 258.8

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	49	102.2
2	165.0	50	144.1
3	191.0	51	102.2
4	204.5	52	159.0
5	113.7		
6	108.1		
7	137.1		
8	125.6		
9	178.5		
10	129.2		
11	104.9		
12	137.1		
13	130.2		
14	145.8		
15	129.2		
16	104.9		
17	128.7		
18	130.2		
19	145.8		
20	103.8		
21	127.5		
22	110.0		
23	102.1		
24	142.3		
25	107.2		
26	105.2		
27	105.9		
28	104.7		
29	118.3		
30	123.0		
31	187.3		
32	108.0		
33	121.0		
34	103.8		
35	112.1		
36	104.9		
37	102.0		
38	128.7		
39	184.5		
40	120.7		
41	113.2		
42	267.0		
43	116.0		
44	140.8		
45	121.3		
46	189.4		
47	137.1		
48	187.3		

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1568	0.1364	0.1379
2	102.1	0.0377	0.1579	0.1375	0.1201
3	102.2	0.0566	0.1590	0.1386	0.1024
4	102.2	0.0755	0.1590	0.1386	0.0835
5	103.8	0.0943	0.1772	0.1569	0.0829
6	103.8	0.1132	0.1772	0.1569	0.0640
7	104.7	0.1321	0.1879	0.1676	0.0558
8	104.9	0.1509	0.1903	0.1701	0.0394
9	104.9	0.1698	0.1903	0.1701	0.0205
10	104.9	0.1887	0.1903	0.1701	0.0016
11	105.2	0.2075	0.1939	0.1737	0.0136
12	105.9	0.2264	0.2025	0.1824	0.0239
13	107.2	0.2453	0.2187	0.1990	0.0266
14	108.0	0.2642	0.2289	0.2095	0.0352
15	108.1	0.2830	0.2302	0.2108	0.0528
16	110.0	0.3019	0.2551	0.2366	0.0468
17	112.1	0.3208	0.2834	0.2660	0.0374
18	113.2	0.3396	0.2984	0.2818	0.0412
19	113.7	0.3585	0.3053	0.2890	0.0532
20	116.0	0.3774	0.3373	0.3227	0.0401
21	118.3	0.3962	0.3695	0.3567	0.0267
22	120.7	0.4151	0.4031	0.3924	0.0120
23	121.0	0.4340	0.4073	0.3969	0.0267
24	121.1	0.4528	0.4087	0.3983	0.0442
25	121.3	0.4717	0.4114	0.4013	0.0602
26	123.0	0.4906	0.4350	0.4264	0.0555
27	125.6	0.5094	0.4706	0.4642	0.0389
28	127.5	0.5283	0.4960	0.4913	0.0323
29	128.7	0.5472	0.5118	0.5081	0.0354
30	128.7	0.5660	0.5118	0.5081	0.0542
31	129.2	0.5849	0.5183	0.5151	0.0666
32	129.2	0.6038	0.5183	0.5151	0.0855
33	130.2	0.6226	0.5312	0.5288	0.0914
34	130.2	0.6415	0.5312	0.5288	0.1103
35	137.1	0.6604	0.6149	0.6175	0.0455
36	137.1	0.6792	0.6149	0.6175	0.0644
37	137.1	0.6981	0.6149	0.6175	0.0832
38	140.8	0.7170	0.6555	0.6602	0.0615
39	142.3	0.7358	0.6711	0.6766	0.0648
40	144.1	0.7547	0.6890	0.6954	0.0657
41	145.8	0.7736	0.7053	0.7123	0.0683
42	145.8	0.7925	0.7053	0.7123	0.0871
43	159.0	0.8113	0.8097	0.8196	0.0016
44	165.0	0.8302	0.8454	0.8555	0.0152
45	178.5	0.8491	0.9045	0.9135	0.0554
46	184.5	0.8679	0.9232	0.9315	0.0553
47	187.3	0.8868	0.9307	0.9386	0.0439
48	187.3	0.9057	0.9307	0.9386	0.0251
49	189.4	0.9245	0.9359	0.9434	0.0114
50	191.0	0.9434	0.9396	0.9469	0.0038
51	204.5	0.9623	0.9634	0.9689	0.0012
52	267.0	0.9811	0.9966	0.9975	0.0154

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1379, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 118.1853

Parámetro de escala (α)= 26.2388

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ_l)= 119.0491

Parámetro de escala (α_l)= 24.7423

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 127.80 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 157.54 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 177.23 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 202.11 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 220.57 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 238.89 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución logGumbel o distribución de Fréchet

Serie de datos X:

Nº	X	Nº	X
1	121.1	29	118.3
2	165.0	30	123.0
3	191.0	31	187.3
4	204.5	32	108.0
5	113.7	33	121.0
6	108.1	34	103.8
7	137.1	35	112.1
8	125.6	36	104.9
9	178.5	37	102.0
10	129.2	38	128.7
11	104.9	39	184.5
12	137.1	40	120.7
13	130.2	41	113.2
14	145.8	42	267.0
15	129.2	43	116.0
16	104.9	44	140.8
17	128.7	45	121.3
18	130.2	46	189.4
19	145.8	47	137.1
20	103.8	48	187.3
21	127.5	49	102.2
22	110.0	50	144.1
23	102.1	51	102.2
24	142.3	52	159.0
25	107.2		
26	105.2		
27	105.9		
28	104.7		

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1029	0.1045	0.0840
2	102.1	0.0377	0.1042	0.1058	0.0665
3	102.2	0.0566	0.1056	0.1072	0.0490
4	102.2	0.0755	0.1056	0.1072	0.0301
5	103.8	0.0943	0.1281	0.1298	0.0337
6	103.8	0.1132	0.1281	0.1298	0.0149
7	104.7	0.1321	0.1416	0.1433	0.0095
8	104.9	0.1509	0.1446	0.1463	0.0063
9	104.9	0.1698	0.1446	0.1463	0.0252
10	104.9	0.1887	0.1446	0.1463	0.0440
11	105.2	0.2075	0.1493	0.1510	0.0583
12	105.9	0.2264	0.1604	0.1621	0.0660
13	107.2	0.2453	0.1817	0.1834	0.0636
14	108.0	0.2642	0.1952	0.1969	0.0689
15	108.1	0.2830	0.1969	0.1986	0.0861
16	110.0	0.3019	0.2301	0.2317	0.0718
17	112.1	0.3208	0.2680	0.2695	0.0528
18	113.2	0.3396	0.2881	0.2895	0.0515
19	113.7	0.3585	0.2972	0.2986	0.0612
20	116.0	0.3774	0.3394	0.3406	0.0379
21	118.3	0.3962	0.3812	0.3822	0.0150
22	120.7	0.4151	0.4237	0.4245	0.0087
23	121.0	0.4340	0.4290	0.4297	0.0050
24	121.1	0.4528	0.4307	0.4314	0.0221
25	121.3	0.4717	0.4342	0.4349	0.0375
26	123.0	0.4906	0.4631	0.4637	0.0274
27	125.6	0.5094	0.5056	0.5059	0.0038
28	127.5	0.5283	0.5351	0.5353	0.0068
29	128.7	0.5472	0.5531	0.5531	0.0059
30	128.7	0.5660	0.5531	0.5531	0.0130
31	129.2	0.5849	0.5604	0.5604	0.0245
32	129.2	0.6038	0.5604	0.5604	0.0434
33	130.2	0.6226	0.5747	0.5747	0.0479
34	130.2	0.6415	0.5747	0.5747	0.0668
35	137.1	0.6604	0.6631	0.6627	0.0027
36	137.1	0.6792	0.6631	0.6627	0.0161
37	137.1	0.6981	0.6631	0.6627	0.0350
38	140.8	0.7170	0.7032	0.7026	0.0138
39	142.3	0.7358	0.7181	0.7171	0.0178
40	144.1	0.7547	0.7349	0.7343	0.0198
41	145.8	0.7736	0.7499	0.7492	0.0237
42	145.8	0.7925	0.7499	0.7492	0.0425
43	159.0	0.8113	0.8401	0.8397	0.0287
44	165.0	0.8302	0.8688	0.8679	0.0386
45	178.5	0.8491	0.9146	0.9139	0.0656
46	184.5	0.8679	0.9289	0.9283	0.0610
47	187.3	0.8868	0.9347	0.9340	0.0479
48	187.3	0.9057	0.9347	0.9340	0.0290
49	189.4	0.9245	0.9386	0.9380	0.0141
50	191.0	0.9434	0.9415	0.9408	0.0019
51	204.5	0.9623	0.9602	0.9597	0.0021
52	267.0	0.9811	0.9914	0.9912	0.0102

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0861, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logGumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 4.767

Parámetro de escala (α)= 0.1728

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ)= 4.7665

Parámetro de escala (α)= 0.1737

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 125.25 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 152.35 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 173.45 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 204.34 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 230.75 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 260.34 mm

Cuadro N°17: Resumen de Ajuste

RESUMEN DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES								
N°1	TIPO DE DISTRIBUCIÓN	DELTA TABULAR	DELTA TEORICO					
				5	10	25	50	100
1	NORMAL	0.1886	0.1786	161.50mm	176.46mm	192.26mm	202.46mm	211.63mm
2	LOG NORMAL DE 2p	0.1886	0.1373	156.53mm	172.89mm	191.50mm	204.81mm	217.56mm
3	LOG NORMAL DE 3p	0.1886	0.0865	150.11mm	178.18mm	224.88mm	268.30mm	320.72mm
4	GAMMA DE 2p	0.1886	0.1527	157.96mm	173.80mm	190.86mm	202.73mm	213.79mm
5	GAMMA DE 3p	0.1886	0.0960	155.17mm	177.73mm	206.93mm	228.72mm	250.30mm
6	LOG PEARSON TIPO III	0.1886	0.08409	153.06mm	174.84mm	205.86mm	231.11mm	258.80mm
7	GUMBEL	0.1886	0.1379	157.54mm	177.23mm	202.11mm	220.57mm	238.89mm
8	LOG GUMBEL	0.1886	0.086	152.35mm	173.45mm	204.34mm	230.35mm	260.34mm

Fuente: Elaboración el Autor

De los resultados del resumen de distribución, se aprecia en el cuadro anterior el mejor ajuste de Log Pearson por presentar el menor delta teórico 0.08409 para el cual corresponde una precipitación máxima de 10 años le corresponde 174.84 mm, para 25 años le corresponde 205.86 mm, para 50 años le corresponde 231.11, y para 100 años 258.8 mm.

CUADRO N° 18
TIEMPO DE RETORNO Vs P (MAX)

T (años)	P max 24 h (mm)
5	153.06
10	174.84
25	205.86
50	231.10
100	258.80

4.5.2.3. Tiempo de Concentración

Se ha determinado, el tiempo transcurrido de la última gota de agua que cayó en el punto más alejado de la cuenca de interés hasta abandonar el punto de control y tiempo transcurrido de la gota de agua desde el centroide del histograma a la punta del caudal del hidrograma es aproximadamente $0.6 T_c$

El tiempo de concentración se ha determinado mediante ecuaciones propuestas.

Cuadro N°19: Resumen de tiempos de concentración

RESUMEN DE DETERMINACION DE TIEMPOS DE CONCENTRACION Tc de subcuenca							
Descripcion	Lonjitud L m	Lonjitud L Km	Pendiente S m/m	Delta cota H m	Tc Hr	Tc minutos	0.6 Tc Minutos
Cuenca Aguaytia	107782.2	107.78	0.0022	1500			
R Temez					33.63	2018.09	1210.86
Kirpich					12.64	758.28	454.97
australiana					37.82	2269.42	1361.65

Fuente: Elaborado por el autor.

Para el presente trabajo consideraremos el método de Kirpich, por experiencias de trabajos realizados, donde nos ha dado resultados aceptables.

4.5.2.4. Curvas IDF

En vista de no contar con datos de fluviógrafos, solo se tiene precipitación máxima de 24 horas, para periodos de 10, 25,50, 100 años se ha generado de la siguiente manera.

Esta situación ha llevado a algunos investigadores a buscar procedimientos que permitan superar la deficiencia, aprovechando al máximo la información realmente existente. Frederich Bell, público un trabajo en el cual generalizaba las curvas intensidad-duración-frecuencia. El argumento físico en que se apoya es el hecho de que las lluvias extremas de menos dos horas de duración se deben a tormentas de tipo convectivo,

las cuales poseen características similares en todas las regiones del mundo

La expresión matemática es la siguiente

$$P^T = (0.21T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.5)P_{60}^{10}$$

t = duración en minutos

T = periodo de retorno en años

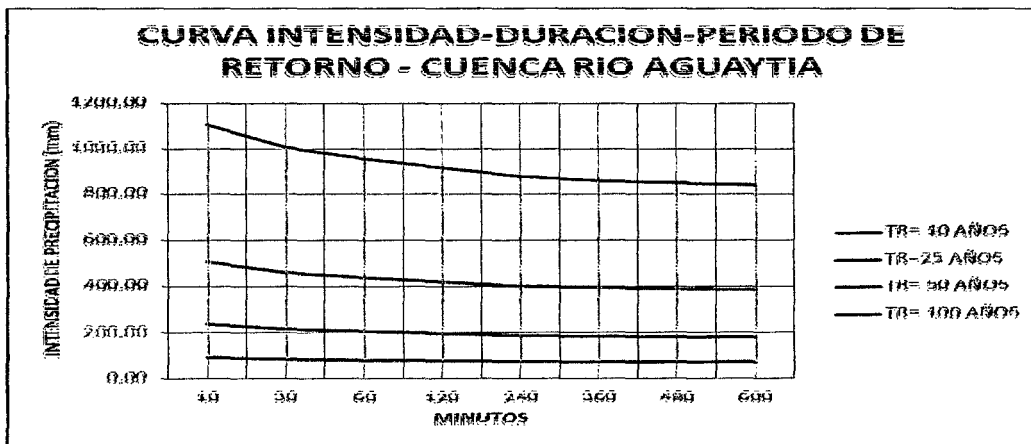
P^T = precipitación caída en t minutos con periodo de retorno T años

Cuadro N° 20

CURVA INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO								
T	PERIODO DE DURACION (minutos)							
	10	30	60	120	240	360	480	600
10	91.12	82.86	78.69	75.19	72.25	70.75	69.77	69.06
25	236.29	214.85	204.05	194.98	187.34	183.46	180.93	179.09
50	500.61	460.64	437.50	418.04	401.67	393.34	387.91	383.97
100	1107.90	1007.36	956.75	914.20	878.41	860.16	848.32	839.69

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 05



Según el criterio de Dych y Peschke las precipitaciones máximas de duración D, es función de

la precipitación máxima 24 horas de acuerdo con la siguiente ecuación empírica.

$$P_D = P_{24}(D/1440)^{0.25}$$

Donde

P_D = lluvia máxima de duración D, en el intervalo

$$5' < D < 1440$$

D = duración de la lluvia en min

P_{24} = lluvia máxima diaria (de 24 horas) en mm

Para los diferentes periodos de retorno los resultados obtenidos de la ecuación anterior se tienen en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 21: Altura de Precipitación en mm - Duración - Periodo de Retorno - Estación Curimana

Probabilidad Excedencia (%)	T (años)	Duración en minutos					
		5	15	60	120	180	360
10	10	37.15	48.90	69.15	82.24	91.01	108.23
4	25	42.44	55.86	78.99	93.94	103.96	123.63
2	50	56.10	73.83	104.41	124.17	137.41	163.41
1	100	62.82	82.68	116.93	139.05	153.88	183.00

Fuente: Elaboración del autor

4.5.2.5. Propagación de Caudales Máximos (Modelación)

El presente trabajo para la propagación de caudales máximos se ha utilizado el HEC HMS teniendo en cuenta como datos iniciales

- Lag time = $0.6T_c$ = 454.97
- Tiempo de Concentración = 12.64 hr
- Área de Cuenca = 5196.12 km²
- % Porcentaje impermeable = 10 %
- Duración de la tormenta 6 horas
- Modelo de la cuenca Aguaytía

Ahora desarrollaremos los resultados para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 años, suficientes para el diseño de obras de defensas ribereñas en el punto de control

Figura N°13: Cuenca Determinada del Aguaytía hasta el Punto de Control de Curimana

Modelo de cuenca Aguaytía

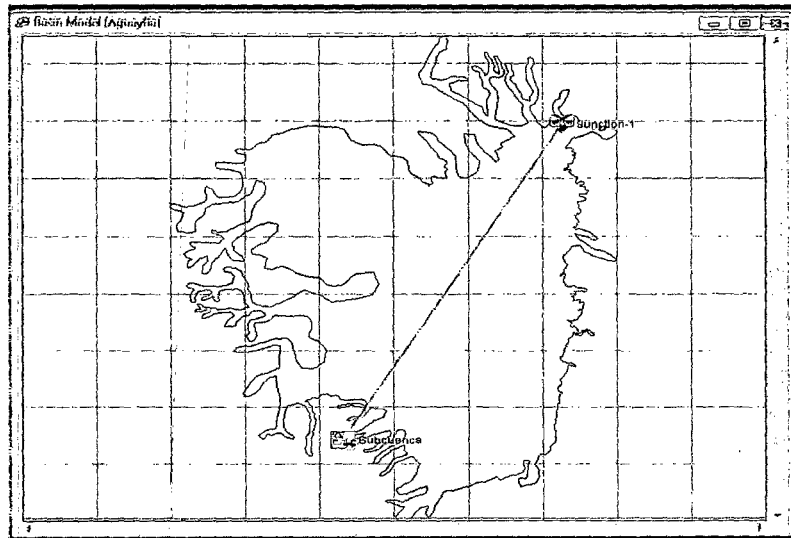


Figura N°14: Datos de Entrada

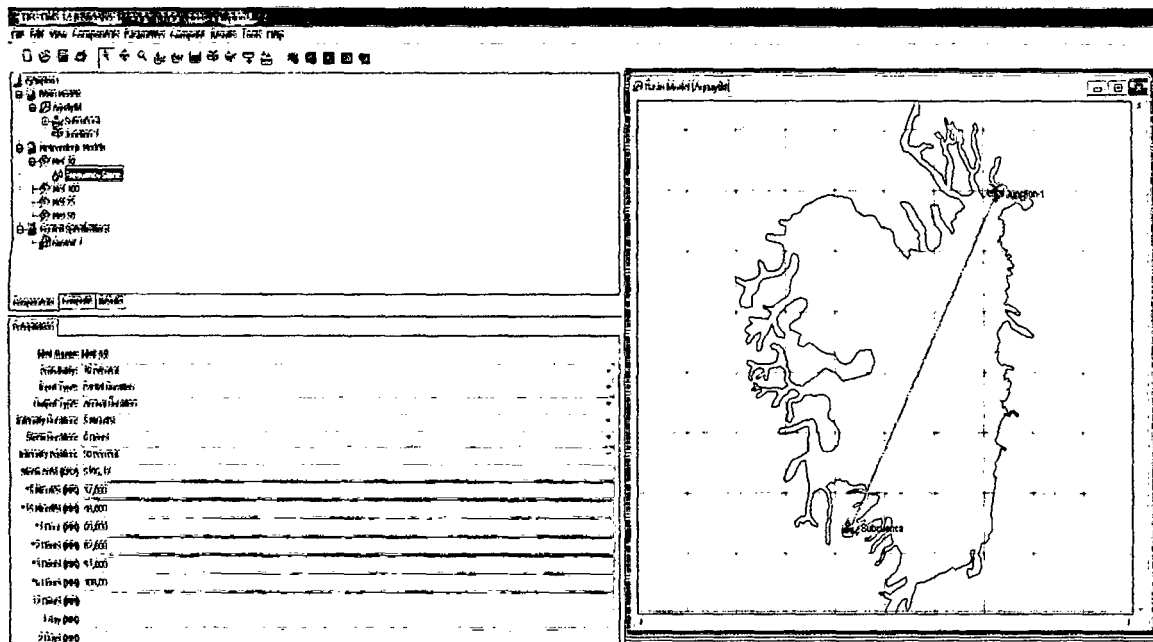


Figura N°15: Datos de Salida para 10 Años

Time-series Results for Junction "Junction-1"

Project: ejemplo1
 Simulation Run: Run 1
 Junction: Junction-1

Start of Run: 20oct2012, 14:00
 Basin Model: Aquaya66
 End of Run: 20oct2012, 23:00
 Meteorologic Model: Met 10
 Computer Time: 03mar2013, 14:22:11
 Control Specifications: Control 1

Date	Time	Inflow from...	Outflow
		(m³/s)	(m³/s)
20oct2012	14:00	0.0	0.0
20oct2012	14:05	0.0	0.0
20oct2012	14:10	0.1	0.1
20oct2012	14:15	0.1	0.1
20oct2012	14:20	0.2	0.2
20oct2012	14:25	0.2	0.2
20oct2012	14:30	0.4	0.4
20oct2012	14:35	0.4	0.4
20oct2012	14:40	0.6	0.6
20oct2012	14:45	0.6	0.6
20oct2012	14:50	0.7	0.7
20oct2012	14:55	0.7	0.7
20oct2012	15:00	0.8	0.8
20oct2012	15:05	0.8	0.8
20oct2012	15:10	1.1	1.1
20oct2012	15:15	1.1	1.1
20oct2012	15:20	1.3	1.3
20oct2012	15:25	1.3	1.3
20oct2012	15:30	1.7	1.7
20oct2012	15:35	1.7	1.7
20oct2012	15:40	2.1	2.1
20oct2012	15:45	2.1	2.1
20oct2012	15:50	2.6	2.6
20oct2012	15:55	2.6	2.6
20oct2012	16:00	2.2	2.2
20oct2012	16:05	2.2	2.2
20oct2012	16:10	2.9	2.9
20oct2012	16:15	2.9	2.9
20oct2012	16:20	3.6	3.6
20oct2012	16:25	3.6	3.6
20oct2012	16:30	6.4	6.4
20oct2012	16:35	6.4	6.4
20oct2012	16:40	7.2	7.2
20oct2012	16:45	7.2	7.2
20oct2012	16:50	8.2	8.2
20oct2012	16:55	8.2	8.2
20oct2012	17:00	9.4	9.4
20oct2012	17:05	9.4	9.4
20oct2012	17:10	10.6	10.6

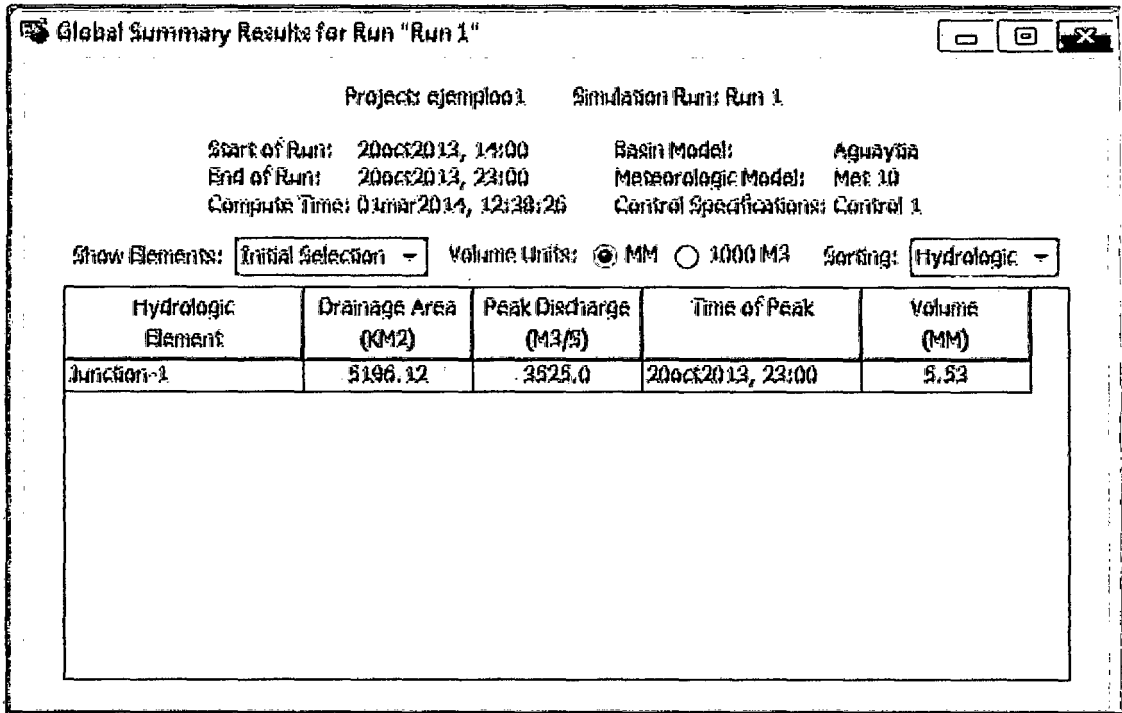


Figura 16: Datos de Salida para 25 Años

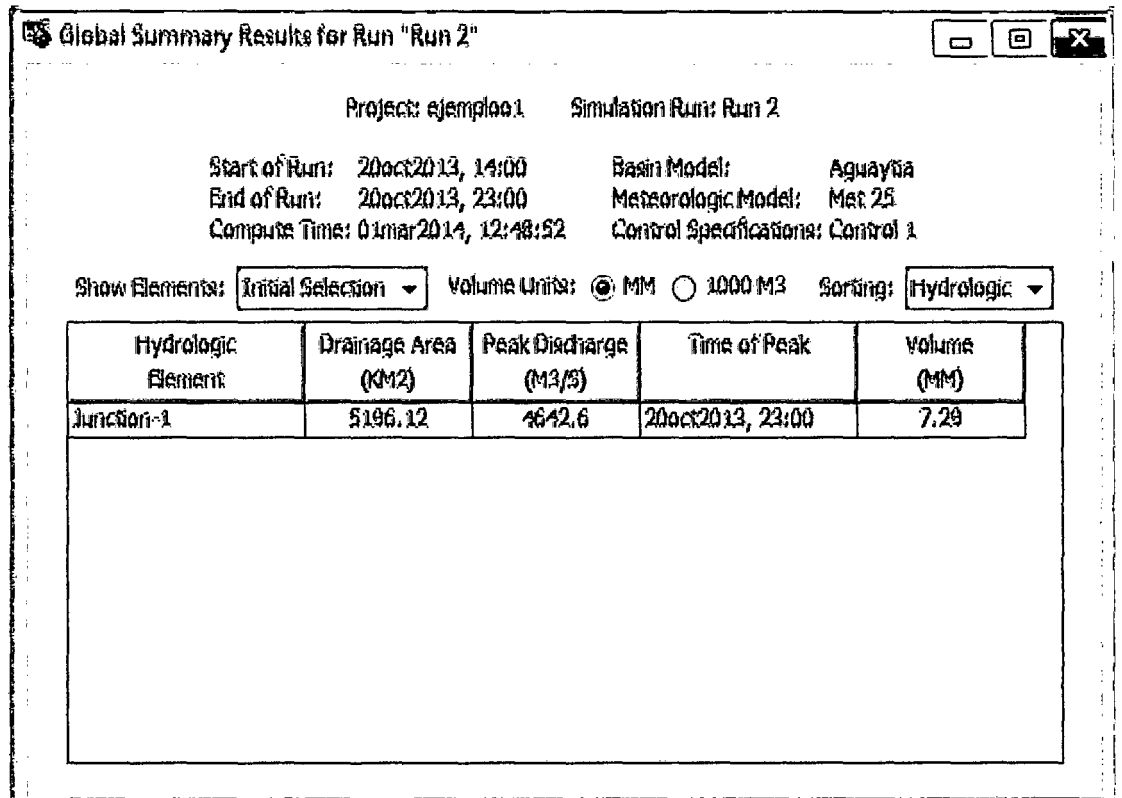


Figura N°17: Datos de Salida para 50 Años

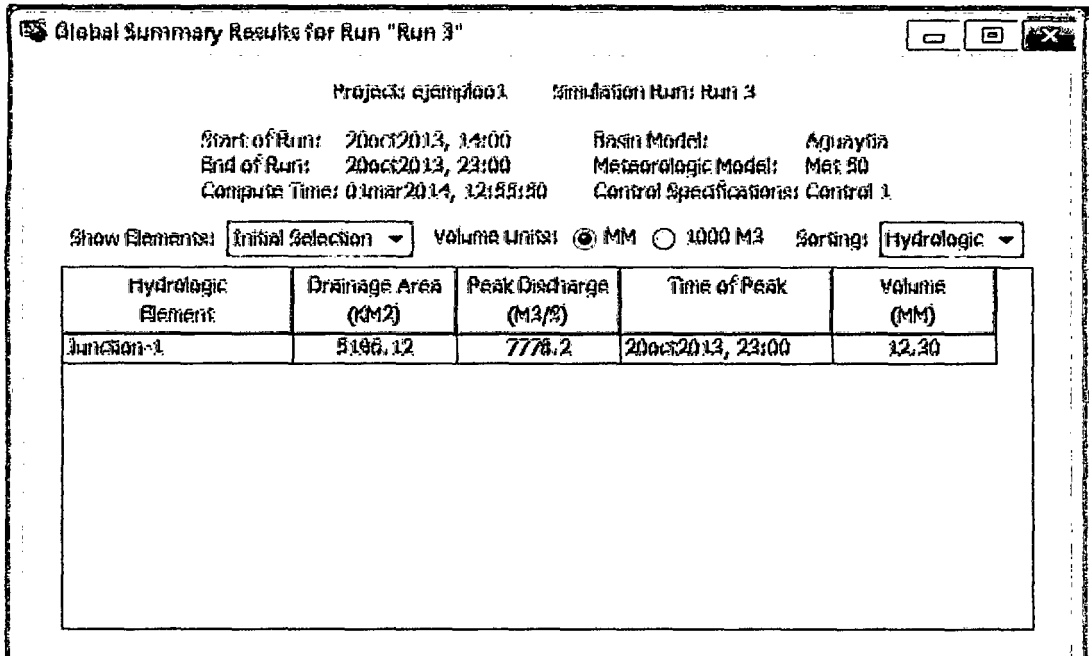
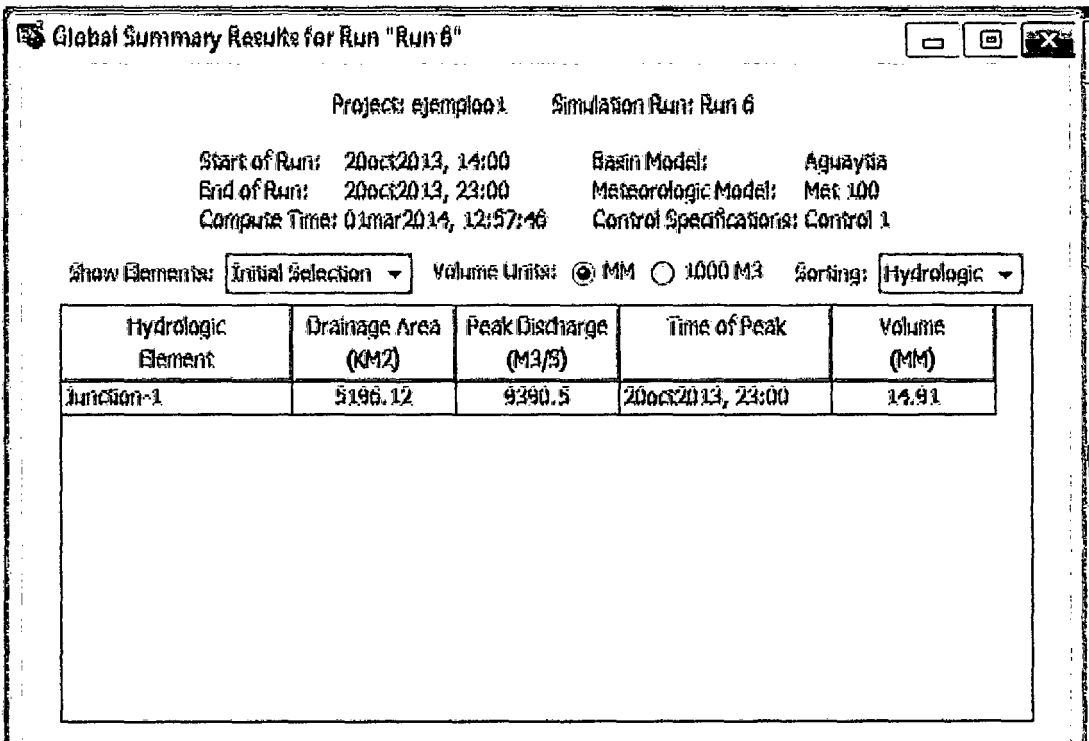


Figura N°18: Datos de Salida para 100 Años



Plano N°02

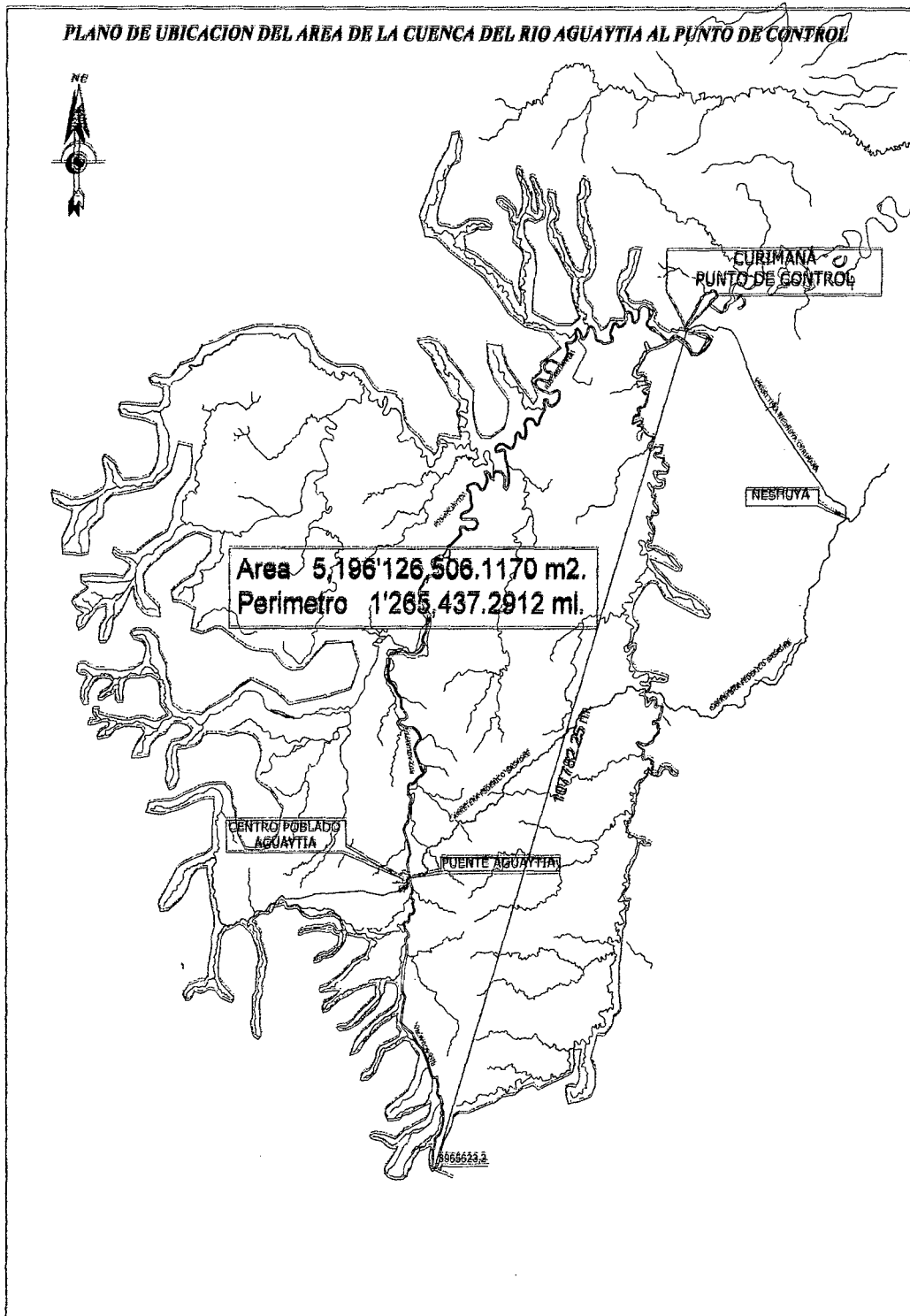


Gráfico de delimitación de la cuenca, referencia del autor.

4.5.2.6. Tiempos de Retorno Versus Caudales Máximos

Cuadro N°22
T retorno Vs Q max

T (años)	Q max (m ³ /s)
10	3,525.00
25	4,642.60
50	7,778.20
100	9,390.50

Fuente: Elaboración autor

El caudal a considerar para el diseño en el punto de Control, que es el distrito de Curimana debe tomarse como base, para tiempos de retorno de 25 años, que de acuerdo a la modelación realizada nos indica un caudal de 4,642.60 m³/seg para el cálculo del tirante para el diseño de la defensa ribereña. Y para la caracterización de las zonas inundables se realizara para tiempos de retorno de 10 años, que de acuerdo a la modelación realizada nos indica un caudal de 3,525.00 m³/seg.

4.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA Y DEL RECURSO PRINCIPAL DE LA FUENTE NATURAL

4.2.1. UBICACIÓN Y DEMARCACIÓN DE LA UNIDAD HIDROGRÁFICA

d. Política

El área del proyecto se encuentra ubicada en el margen derecho del río Aguaytía donde se encuentra asentada la población del Distrito de Curimana, Provincia de Padre Abad, Región Ucayali.

e. Administrativa

Administrativamente pertenece a los derechos de usos de agua, a la Administración Local de Agua Pucallpa.

f. Geográficamente

Los trazos abarca el área que se encuentra comprendida en las coordenadas **UTM 891837.36N 311761.98E** El cual se enmarca dentro de los límites de la Región Ucayali.

La subcuenca del río Aguaytía, adyacente a la localidad del mismo nombre se encuentra localizada en la parte central del Perú, sobre la vertiente del río Aguaytía en la región Ucayali La subcuenca evaluada es un afluente del río Ucayali.

Distrito : Curimana

Provincia : Padre Abad

Departamento : Ucayali

Existe teléfono fijo y señal de telefonía móvil, así como tv, radio.

1.7.2. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

g. Población

Dentro del área de influencia está asentada la población en la margen derecha del río Aguaytía con total de población 6,047 habitantes, pertenecientes al distrito de Curimana, Provincia de Padre Abad, departamento de Ucayali. La actividad principal se caracteriza por la actividad agrícola de autoconsumo y en proporción mínima al mercado de consumo regional.

Cuadro N° 07

DIVISION POLITICA	AREA (KM2)	AREA (%)	POBLACIÓN	PORCENTUAL (%)	DENSIDAD POBLACIONAL
PROV PADRE ABAD	8822.5	100	50.59	100	5.73
Distrito de padre abad	4663	52.86	25.63	50.7	5.5
Distrito de Irazola	2006.98	22.75	18.91	37.3	9.42
Distrito de Curimana	2151.86	24.39	6.047	12.8	2.81

FUENTE : Instituto Nacional de Estadística 2007

h. Actividades Económicas

La población económicamente activa está conformado por productores agrarios y ganaderos, son estas actividades que absorben la mayor fuerza laboral y en las que participan hombres y mujeres, otras actividades que se puede destacar es la pesca y la caza pero en menor proporción que la otras

Según III Ceneagro 1994 del INEI se considera agricultores pequeños los que disponen de 0 – 5 has, los medianos de 6 – 50 has y los grandes de 51 has a más. Cabe señalar los productores

agrícolas se encuentran registrados por la agencia agraria de Curimana.

i. Tenencia de la Tierra y Característica

Las áreas de influencia del proyecto donde se desea proteger la infraestructura de las diferente índoles es alrededor en una longitud de 2 km en un aproximado 100 km² estas en su mayoría más arriba de la faja marginal, ya determinada bajo RA de la administración local de agua Pucallpa.

La superficie es topográficamente llano con pendientes entre 0.001 a 0.003, con terrazas medias y onduladas, se debe mencionar que en las áreas de faja marginal y las más restingas bajas medias y altas se ha venido desarrollando y construyendo estructuras habitacionales en muchos casos de material noble.

j. Actividad de Comercio

Algunos pobladores se dedican a la venta de productos pecuarios, agrícolas, ventas de insumos agrícolas, equipos y utensilios agrícolas, así como comercio de ventas de productos de primera necesidad, etc.

k. Potencial Cultural

En la zona de influencia del proyecto, tiene un potencial turístico producto de su diversidad biológica ecológica y paisajística; asimismo, el patrimonio cultural tales como las formas de vestir, bailes, mitos leyendas y la herencia cultural.

En las áreas de influencia del proyecto se celebran las tradicionales fiestas de la navidad, fiestas patrias, y la tradicional fiesta de San Juan. Asimismo se ha podido notar que la población está fuertemente compenetrado con otras tradiciones debido llegada de pobladores a asentarse en la zona de influencia.

I. Salud Pública

En el distrito de Curimana existe un puesto de salud básico, donde se da los primeros actos médicos, si existiera complicaciones médicas, estas son derivadas a Calleria.

4.2.4. GEOMORFOLOGÍA

La fuente principal de agua más importante es el rio Aguaytía y sus diferentes tributarios que discurren sus aguas por la margen derecha del distrito de Curimana.

El punto de control del proyecto es el mismo casco urbano está en la coordenadas *UTM WGS84 8965623.2 N 447924 E, A 178 msnm.*

Las delimitación de área de aporte hídrico se ha efectuado de la base de datos de la ALA-Pucallpa, basada en la Carta Nacional en GIS de IGN hoja 17N, Coordenadas UTM WGS 84.

La sub cuenca del Aguaytía son valles de selva baja con topografía plana, con mucha vegetación tupida. Y pocas arenas abiertas, durante los meses lluviosos este rio aumenta des

considerablemente, debido al aporte de toda la cuenca influyente y la red hidrográfica existen aguas arriba del punto de control, cubriendo en muchos casos el total del cauce aproximadamente más de 600 m. inundando y haciendo destrucción a las zonas ribereñas y fajas marginales.

4.2.5. ASPECTOS ECOLÓGICOS

No se ha encontrado estudios específicos realizados; pero las características propias de la zona es similar a otras zonas de selva baja, correspondiente a una zona de vida de bosque tropical Montano Bajo Tropical (bh – MBT).

El área de la influencia del proyecto está ubicada en los valles entre los 170 a 220 msnm. Cuyo clima se caracteriza por presentar una biotemperatura media anual según estación. Curimana puede tener una máxima de 35.6 °C y mínima de 15.4 °C La precipitación promedio de la estación Palmeras cercana a la zona del proyecto es de 2084 mm/año.

El área del proyecto de zona de selva baja con abundante vegetación, con áreas agrícolas dispersas ubicadas en ambos márgenes del río Aguaytía.

Según información recabada de textos y publicaciones al respecto, la zona de vida el promedio de evaporación potencial por año varía entre 1 a 2 veces la precipitación, ubicándose en la zona de humedad Sub tropical.

La vegetación primaria en la subcuenca está conformada por árboles. Perennes arbustos y pastos naturales, los cuales vienen siendo deteriorados por tala y busca de terrenos para instalaciones de cultivos como palma y arroz entre otros.

En cuanto a la fauna en la zona existen aves silvestres como el loro, patos silvestres el mono y otras especies, como animales domésticos en la zona se crían para autoconsumo el ganado vacuno y porcino.

4.2.6. CALIDAD DE AGUA

En el presente se han visto por conveniente no realizar para este estudio el análisis de la calidad de agua, dado que este recurso del rio Aguaytía, en algunos sectores se viene utilizando desde muchos años atrás con fines agrarios y pecuarios y animales menores y en cultivo del arroz mediante canales rústicos proveídos por motobombas.

El rio Aguaytía recorre sus aguas de oeste a este desembocando sus aguas al Rio Ucayali.



Fotos N°01 y 02: No presenta problemas en la producción agrícola, pecuaria a la fecha.

4.3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Los proyectos hidráulicos se requieren de un análisis hidrológico que nos servirán para diseño adecuado de las estructuras a proyectar. Los proyectos típicos de defensa son los drenajes urbanos, drenaje vial, bocatomas entre otras obras de arte, la hidrología está ligada al estudio de fenómenos naturales, de manera que los métodos que emplea no pueden ser rígidos, quedando algunas decisiones al criterio del ingeniero. Pero es necesario hacer notar que esta falta de precisión previsible no ocurre únicamente en la hidrología, sino que es común a toda la ingeniería, como común es la toma de precaución.

En tal sentido todas las aplicaciones en referirnos un resultado es producto de la experiencia y de la formulación conseguida de la norma de edificaciones publicadas, entre otras.

4.2.1. PARÁMETROS HIDROFISIOGRAFICOS

La compleja función hidrológica de una cuenca depende de sus características físicas y climáticas que ejercen efectos determinantes en su comportamiento; en tal sentido además de la superficie de la cuenca a continuación se describen las características de los principales parámetros Hidrofisiograficos indicado su influencia en el régimen hidrológico de la misma.

e) Área de la Cuenca (A)

La cuenca del río Aguaytía hasta la localidad de Curimana presenta un área de **5,192.12 km²**. Punto de control el distrito de Curimana, que se tomaran en cuenta para los

trabajos de diseño de caudales. El punto de control será el distrito de Curimana.

f) Perímetro (P)

Cuenca Río Aguaytía = 1,265.4 Km

g) Ancho Medio (W)

Es el resultado de dividir el área de la cuenca, entre la longitud del curso más largo que contenga la misma.

Su fórmula es:

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

Siendo:

W = Ancho medio de la cuenca en km

A = Área de cuenca en km²

L = Longitud del curso más largo en km.

Se tiene:

W cuenca río Aguaytía = 26.40 Km

h) Forma de la Cuenca

Dicha característica influirá en el reparto de la escorrentía superficial a lo largo de los cursos del agua principal, siendo la responsable del comportamiento y magnitud de las avenidas que se presentan en la cuenca.

Este elemento se examina mediante los siguientes parámetros:

- **Coefficiente de Compacidad (Kc)**

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que la cuenca en estudio.

Si el valor de Kc es igual o próximo a la unidad indica que la cuenca tiene forma circular, la que posibilitará una mayor magnitud de las crecientes, ya que los tiempos de concentración serán similares para todos los puntos de los puntos.

Si por el contrario el valor de Kc supera la unidad se tratará de una cuenca que tiende a ser alargada donde disminuirá la posibilidad de ocurrencia de tormentas simultáneas en la cuenca disminuyendo la magnitud de las crecientes.

$$Kc = \frac{0.28 \cdot P}{\sqrt{A}}$$

Siendo:

Kc: Coeficiente de compacidad (adimensional)

P: Perímetro de la cuenca, en km.

A: Área de la cuenca, en km²

Se tiene:

$$Kc \text{ Cuenca Ucayali} = 4.91$$

El índice de compacidad trata de expresar la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía, particularmente en las características del hidrograma. K=

1 la cuenca será de forma circular: por lo general para cuencas alargadas se espera que $K > 1$ Las cuencas de forma alargada, reducen las posibilidades de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el río.

- **Factor de Forma**

El comportamiento de la tendencia mayor o menor de las avenidas extraordinarias en una cuenca, es representada por la relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo.

Los valores que se aproximen a la unidad reflejarán la mayor tendencia de la cuenca a la presencia de avenidas extraordinarias de mayor magnitud.

Su fórmula es:

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

Siendo:

Ff = Factor de forma (adimensional)

A = Área de la microcuenca, en km^2

L = Longitud del curso más largo en km

CUADRO N° 08

CUENCA	AREA	LONGITUD L2	F f
AGUAYTIA	5196.12	38533.7	0.134

- **Pendiente de Cause**

Influye mucho en la velocidad del flujo y tiempo de concentración del hidrograma es igual a la diferencia de elevación y a la longitud horizontal entre dichos extremos $S=H/L$ En el presente se ha estimado pendiente máximo de $S= 0.0022$.

El resumen de las características de geomorfología se muestra en Cuadro N° 09.

CUADRO N° 09

CUENCA	AREA (KM2)	LONGITUD DE CAUCE (KM)	PENDIENTE (S) m/m
AGUAYTIA	5196.12	107.7	0.0022

4.4. ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEROLOGICA E HIDROMÉTRICA

4.4.1. ANÁLISIS DE LAS VARIABLES METEOROLÓGICA

Las estaciones pluviométricas más próximas en distancia horizontal y elevación de la estación CO Las palmeras de Ucayali registrado por SENAMHI, ubicada a 170 msnm en el Distrito de Campo Verde, Provincia de Coronel Portillo de la región de Ucayali, estación muy cercana al punto de control.

4.4.2. TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEROLOGICA

b. Precipitación Media Mensual

En el presente se va utilizar la información pluviométrica de la estación CO las palmeras de Ucayali, registrada por el SENAMHI del periodo 2000 – 2009 es el único más cercano a la zona de Estudio que cuenta información más detallada y características geomorfológicas similares.

Complementación de la Información

La información de precipitación total mensual dentro del periodo 10 años mencionado no hubo información faltante de registro los cuales fueron graficados en histogramas

La información de precipitación máxima de 24 horas se ha tomado del promedio de 3 estaciones representativas de la zona con tiempo de registro de 52 años de registro trabajado con la información del SENAMHI.

Cuadro N° 10: Datos de Precipitación Máxima (24h)

AGUAYTIA CONVENCIONAL
9°2'22" 75°30'30"

PP MAXIMA HISTORICA (mm)					
ORDEN	AÑO	PP (mm)	ORDEN	AÑO	PP (mm)
1	feb-74	121.10	27	abr-09	105.90
2	jun-75	165.00	28	may-09	104.70
3	abr-77	191.00	29	nov-09	118.30
4	mar-78	204.50	30	nov-09	123.00
5	dic-78	113.70	31	dic-09	187.30
6	mar-79	108.10	32	ene-10	108.00
7	mar-79	137.10	33	ene-10	121.00
8	abr-95	125.60	35	ene-10	103.80
9	oct-95	178.50	35	feb-10	112.10
10	abr-96	129.20	36	abr-10	104.90
11	jun-96	104.90	37	set-10	102.00
12	ago-96	137.10	38	oct-10	128.70
13	ene-96	130.20	39	feb-11	184.50
14	ene-98	145.80	40	ene-11	120.70
15	feb-98	129.20	41	ene-11	113.20
16	feb-98	104.90	42	feb-11	267.00
17	ago-06	128.70	43	feb-11	116.00
18	ene-07	130.20	44	oct-11	140.80
19	ene-08	145.80	45	nov-11	121.30
20	feb-08	103.80	46	dic-11	189.40
21	feb-08	127.50	47	feb-12	137.10
22	jun-08	110.00	48	feb-12	187.30
23	iun-08	102.10	49	mar-12	102.20
24	dic-08	142.30	50	abr-12	144.10
25	feb-09	107.20	51	dic-12	102.20
26	feb-09	105.20	52	dic-12	159.00

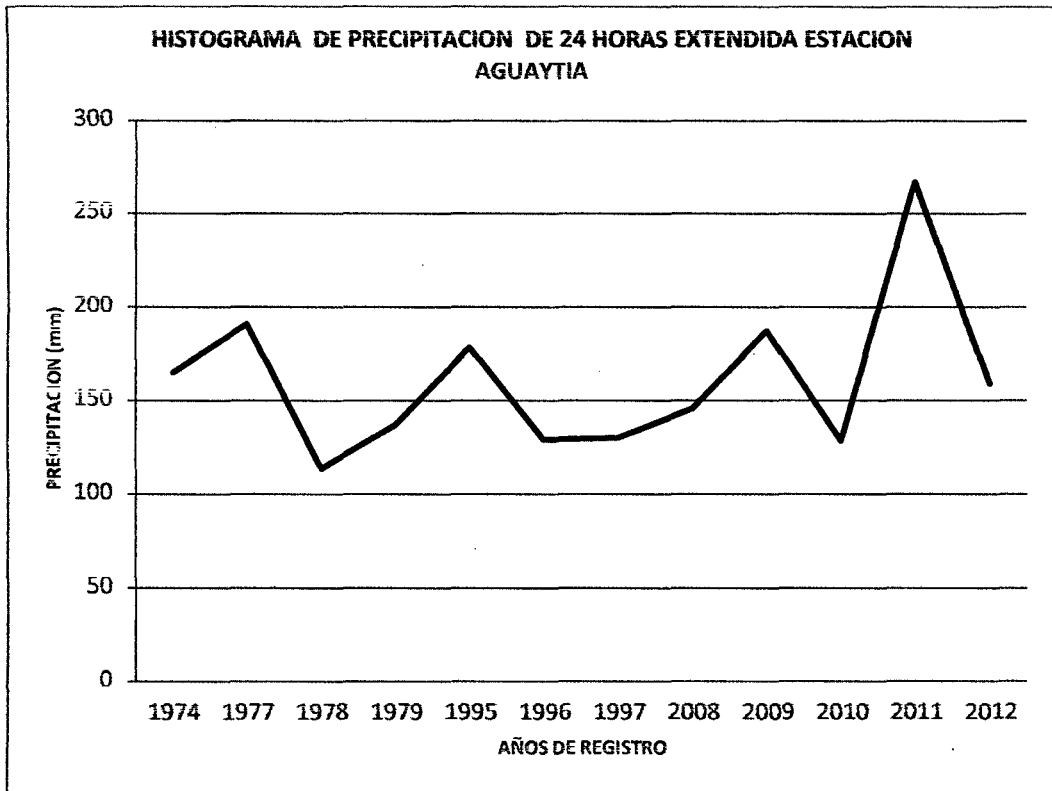
Fuente: SFNAMHI

Cuadro N°11

PRECIPITACION MAXIMA DE 24 HORAS ESTACION CURIMANA											
1974	1977	1978	1979	1995	1996	1997	2008	2009	2010	2011	2012
165	191	113.7	137.1	178.5	129.2	130.2	145.8	187.3	128.7	267	159

Fuente: Elaboración del autor

Grafica N° 1: Histograma de Precipitación de 24 Horas Extendida Estación Aguaytía:



Corrección y Análisis de Consistencia de la Información

Del análisis visual de los histogramas de datos de la precipitación total mensual de la estación Las Palmeras se ha observado en los registros históricos existen datos puntuales altos y bajos que no guardan relación de homogeneidad en la serie histórica. Sin embargo a la carencia de información de otras estaciones se ha considerado tomar la información como se ha tomado.

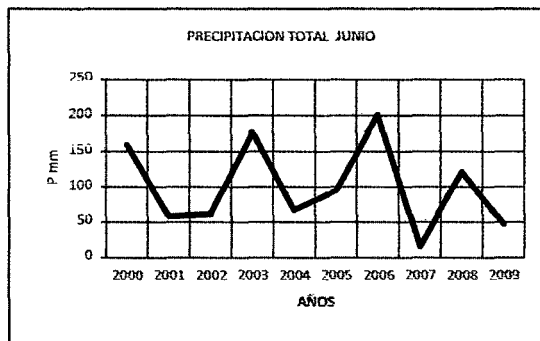
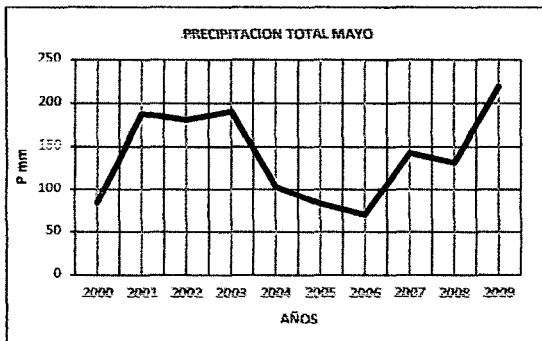
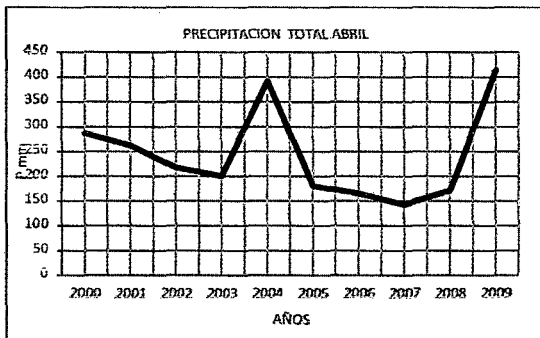
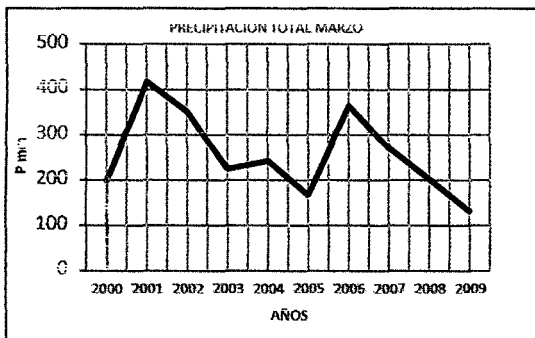
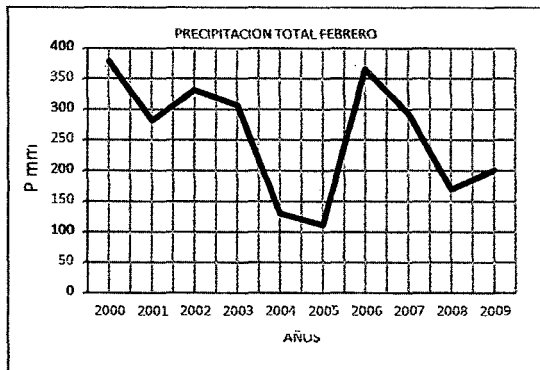
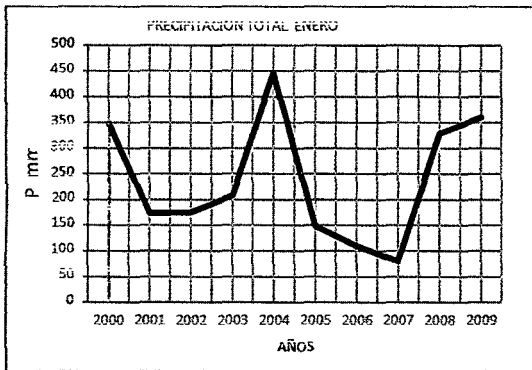
PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)

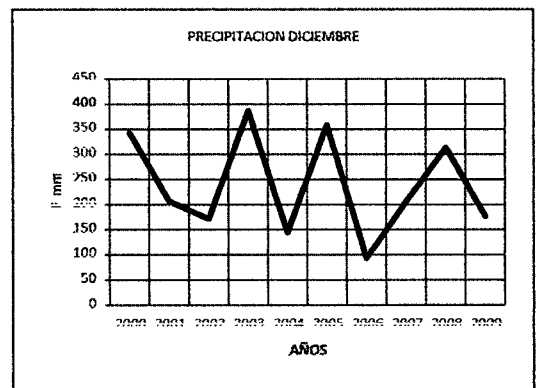
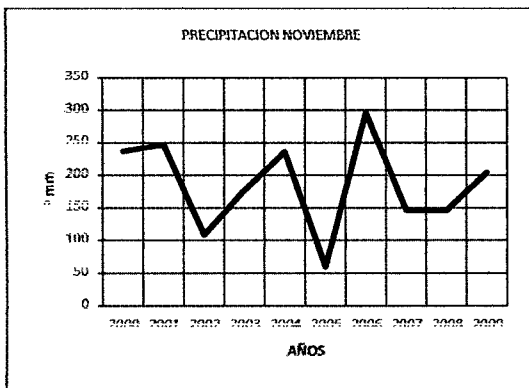
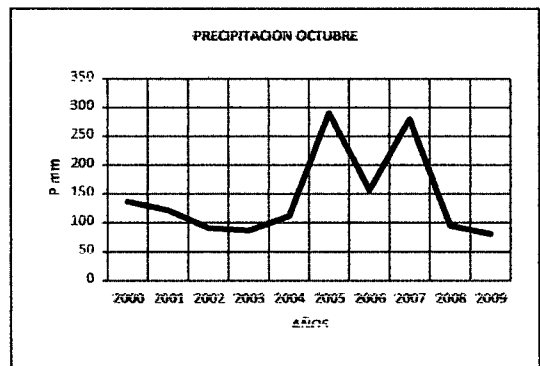
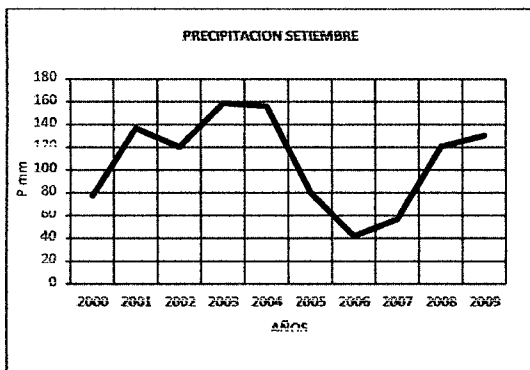
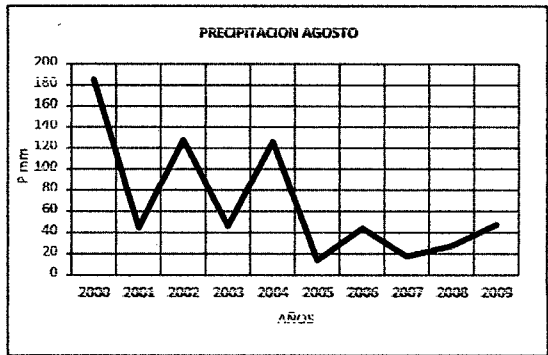
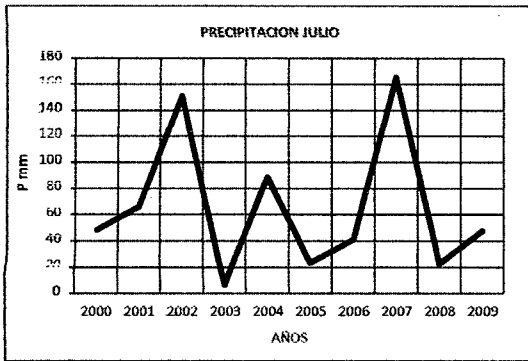
estacion: Las Palmeras (Sarita) (Registro 2000 - 2009)

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABRIL	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC	PRECIP TOTAL ANUAL
2000	348.5	379.4	199.7	286.5	84.1	159.8	48.4	185.6	77.7	137	237.2	343.5	2487.4
2001	174.1	282.3	417	262.4	188.3	58.2	65	44.6	137	122.3	247.5	206.7	2206.4
2002	175.3	331.6	351.9	217.4	181.1	61.5	151.2	128	120.5	91.6	108.7	171.9	2090.7
2003	208.4	307.2	274.7	200.9	191	177.5	6.7	46.5	158.7	86.6	176.9	386.9	2172
2004	446	130.3	242.5	391.8	103.3	66.8	88.7	125.9	156.3	112.2	236.3	144.5	2244.6
2005	149.1	111.3	168.1	180.6	83.2	94.5	23.2	14	80.8	290.7	59.6	359.2	1614.3
2006	110.6	365.7	364.5	165.7	70.4	201.3	41.1	44.1	42	157	296.4	92.5	1951.3
2007	80.3	293	270.9	143.7	143	15.2	165.6	17.4	56.9	279.8	146.6	206.2	1818.6
2008	329.1	169.5	202.6	171.8	131.3	121.1	22.5	27.8	120.6	95.4	146.1	313.2	1851
2009	360.5	201	132.5	414.4	219.1	46.9	47.8	47.6	130.4	80.9	205	176.7	2062.8
PROMEDIO	238.19	257.13	257.44	243.52	139.48	100.28	66.12	68.15	108.09	145.35	186.03	240.13	2049.91
FUENTE SENAMHI													

Cuadro N°12: Precipitaciones totales mensuales (mm)

Grafica N° 02: Precipitaciones Mensuales.





Cuadro N° 13: Precipitación total mensual estación las Palmeras - Pucallpa

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL ESTACION LAS PALMERAS - PUCALLPA													
DEPARTAMENTO	I. CAYALI										LAT	5°34'56"	
PROVINCIA	CORONEL PORTILLO										LONG	75°51'58"	
DISTRITO	CAMPO VERDE										ALT	171 msr m	
PARAMETRO	PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)												
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SEPT	OCT	NOV	DIC	PRECIP TOTAL ANUAL
2000	348.5	379.4	199.7	286.5	84.1	159.8	48.4	185.6	77.7	137	237.2	343.5	2487.4
2001	174.1	282.3	417	262.4	188.3	58.2	66	44.6	137	122.3	247.5	205.7	2206.4
2002	175.3	331.6	551.9	27.4	181.1	61.5	151.2	128	120.5	91.6	108.7	171.9	2090.7
2003	208.4	307.2	224.7	200.9	191	177.5	6.7	46.5	158.7	86.6	176.9	385.9	2172
2004	446	130.3	242.5	351.8	103.3	66.8	88.7	125.9	156.3	112.2	236.3	144.5	2244.6
2005	149.1	111.3	158.1	180.6	83.2	94.5	23.2	14	80.8	290.7	59.6	359.2	1614.3
2006	110.6	365.7	564.5	165.7	70.4	201.3	41.1	44.1	42	157	296.4	92.5	2951.3
2007	80.3	293	270.9	143.7	143	15.2	165.6	17.4	56.9	279.8	146.6	205.2	2318.6
2008	329.1	169.5	202.6	171.8	131.3	121.1	22.5	27.8	120.6	95.4	146.1	313.2	1851
2009	360.5	201	132.5	414.4	219.1	46.9	47.8	47.6	130.4	80.9	205	176.7	2062.8
PROMEDIO	238.19	257.13	257.44	243.52	139.48	100.28	66.32	68.15	108.09	145.35	186.03	240.13	2049.91
D Estandar	123.23	97.12	92.65	94.88	53.23	62.05	53.95	57.61	41.08	77.48	71.00	102.00	250.13
Maximo	446	379.4	417	414.8	219.1	201.3	53.95	128	158.7	290.7	296.4	385.9	2487.4
Minimo	149.1	111.3	158.1	143.7	70.4	15.2	165.6	14	42	80.9	59.6	92.5	1614.3
Años de registro	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Información trabajada SENA/MH													

**CUADRO N° 13: Persistencia de la Precipitación en la Zona las Palmeras -
Curimana**

Resultados

Curva de variación estacional

Serie de Datos Mensuales

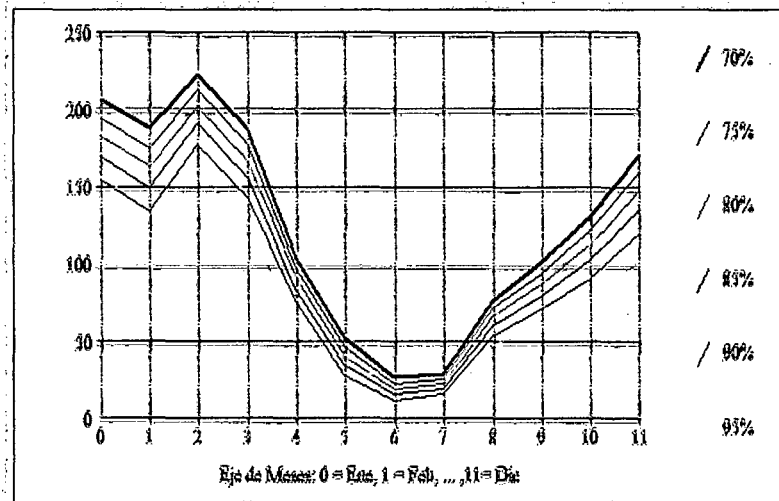
Año Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov
1 343.5	348.5	379.4	199.7	286.5	84.1	159.8	48.4	73	77.7	137	237.2
2 206.7	174.1	282.3	417	262.4	188.3	58.2	66	44.6	137	122.3	247.5
3 171.8	175.3	331.6	351.9	217.4	181.1	61.5	151.2	128	120.5	91.8	108.7
4 386.9	208.4	307.2	224.7	200.8	191	177.5	6.7	46.5	158.7	86.6	176.9
5 144.5	446	131.3	242.5	391.8	103.3	66.8	88.7	125.9	156.3	112.2	236.3
6 359.2	144.1	111.3	168.1	160.6	63.2	94.5	23.2	14	60.6	290.7	59.6
7 92.5	267.8	365.7	364.5	165.7	70.4	201.3	41.1	44.1	42	157	296.4
8 206.2	235.2	293	270.9	143.7	143	15.2	165.6	17.4	56.9	279.8	146.6
9 313.2	329.1	169.5	202.6	171.8	131.3	121.1	22.5	27.8	120.6	95.4	146.1
10 178.7	360.5	201	279.3	414.4	219.1	46.9	47.8	47.8	130.4	80.8	205

Probabilidad de que los Eventos Mensuales sean Igualados o Superados

Meses 95%	70%	75%	80%	85%	90%
Ene 136.72	207.83	196.49	184.59	171.62	156.60
Feb 115.60	189.18	177.14	164.64	151.17	135.78
Mar 160.98	224.11	214.39	204.07	192.66	179.21
Abr 125.82	189.14	179.08	168.52	156.99	143.59
May 66.42	104.89	98.66	92.16	85.12	77.02
Jun 22.42	53.46	47.60	41.61	35.95	29.72
Jul 9.59	28.18	24.39	20.77	17.21	13.60
Ago	30.65	27.44	24.26	21.01	17.54

13.42					
Set	78.68	73.52	68.18	62.44	55.90
47.44					
Oct	102.81	95.94	88.83	81.21	72.54
61.36					
Nov	132.73	123.55	114.07	103.94	92.46
77.73					
Dic	172.42	160.85	148.89	136.06	121.48
102.60					

GRAFICA N° 03: Curvas de Variaciones Estacionales



Fuente: Elaboración Hidroesta- Autor

4.6. DISPONIBILIDAD DE AGUA A NIVEL MENSUALIZADO.

En el presente trabajo, se estima los escurrimientos superficiales a través de transformación de precipitación efectiva de caudales, mediante el método del Servicio de Conservación de Suelos SCS.

d. Método

Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos; tiene ventaja sobre el método racional, pues se aplica a cuencas medianas como también a cuencas pequeñas.

Es un método para zonas sin registro y consiste en suponer que la escorrentía ocurre después que una parte de la lluvia se ha acumulado, es

decir parte de las lluvias iniciales se han abstraído en el suelo lo que se denomina abstracción inicial (i_a) y/o umbral de la precipitación (P_0)

Los autores de este método, por datos experimentales obtuvieron una relación entre i_a y S , la cual es: $i_a = 2S$, siendo S =Retención total durante la tormenta y/o lluvia (Máximo Villon, Hidrología, en la página 265)

La relación siguiente es la expresión para estimar la escorrentía directa a partir de la lluvia:

$$Q = \frac{(P - 0.2S) * 2}{(P - 0.8S)}$$

e. Clasificación de Tierra con Fines de Evaluación de Escorrentía

La combinación de usos de tierras estimadas en la cuenca del Aguaytía como cobertura vegetal, tierras permeables, impermeables, y sus tratamientos referidos a tierras agrícolas con terrazas, surcos a curvas de nivel, etc. Se pudo clasificar de acuerdo a la tabla proporcionada por SCS denominado clasificación hidrológica suelo cobertura y que también se denomina Numero de Curva CN.

A mayor valor de CN, mayor es el potencial de producir escorrentía y menor sustracción i_a .

Cabe señalar se ha considerado condiciones de humedad antecedentes del método AMC II, es decir en el presente estudio se supone ocurre la lluvia en la zona cuando las condiciones de humedad antecedentes de suelos son normales. Dado que existen casos cuando la lluvia inicia cuando el suelo está seco AMC I, y/o cuando el suelo esta húmedo AMC III.

Cuadro N°14: Número de Curva para la clasificación hidrológica de suelos. Condición de Humedad II, $la=0.2S$

Cobertura		Condición Hidrológica	Número de Curva			
Uso de la tierra	Tratamiento o practica		A	B	C	D
Despoblada en descanso sin cultivos	Surcos rectos		77	80	91	94
			72	81	88	91
Cultivos	Surcos rectos	pobre	67	78	85	89
	Curvas de nivel	pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	buena	65	75	82	86
	Cur de nivel y en terrazas	pobre	66	74	80	83
	Cur de nivel y en terrazas	buena	62	71	78	81
Pequeños granos	Surcos rectos	pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	pobre	63	74	82	85
	Curvas de nivel	buena	61	73	81	84
	Cur de nivel y en terrazas	pobre	61	70	79	82
	Cur de nivel y en terrazas	buena	59	70	78	81
Sembrios cerrados, legumbres o sembríos en rotación	Surcos rectos	pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	buena	60	72	81	85
	Curvas de nivel	pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	buena	55	69	78	83
	Cur de nivel y en terrazas	pobre	63	73	80	83
	Cur de nivel y en terrazas	buena	51	67	76	80
Pastizales o similares		pobre	68	79	86	89
		regular	49	60	70	84
		buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	regular	25	50	75	83
	Curvas de nivel	buena	6	35	70	79
Pradera		buena	30	58	71	78
Bosques		pobre	45	66	77	83
		regular	36	60	73	79
		buena	25	55	70	77
Patio		buena	59	74	82	86
Camino incluyendo derecho via	Cieno		72	82	87	89
	Superficie firme		74	84	90	92

Fuente Tabla (hidrología, Máximo Villón, página 269)

Grupo hidrológico de Suelos

Define los grupos de suelos, los cuales pueden ser

Grupo A, tiene bajo potencial de escorrentía

Grupo B, tiene un moderado bajo potencial de escorrentía

Grupo C, tiene un moderado alto potencial de escorrentía

Grupo D, tiene alto potencial de escorrentía

La cuenca del Aguaytía como las cuencas de la amazonia peruana tiene condiciones similares por lo que se puede mencionar algunas características necesarias, para utilizar el número de curva (CN) adecuado para el diseño de caudales.

- Generalmente : Gran mayoría son bosques
- Generalmente : Condición hidrológica buena > 75 % del área tiene cobertura vegetal
- Generalmente : Tiene un año potencial de escorrentía consideramos Grupo D

Con estas condiciones de acuerdo, definimos un CN = 77

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

$$S = 75.87 \text{ mm}$$

$$la = 15.17 \text{ mm}$$

Del cuadro anterior resulta N= 77, S = 75.87 mm, la = 15.17 mm, es decir lluvias menores a 15.17 mm, no produce escorrentía en el cauce de la cuenca. Esto confirma, entre Junio y Setiembre en la zona las precipitaciones son bajas. Sin embargo en el cauce principal siempre hay agua, esto sería producto de los aportes de los acuíferos de las partes altas.

f. Escorrentía Directa

En base a resultados de evaluación hidrológica de tierras de la cuenca en mención y relación de caudal escorrentía descrita en la

parte anterior los siguientes cuadros muestran la escorrentía directa
m3/s

Cuadro N°15. Caudales Generados

CAUDALES GENERADOS EN LA MICROCUENCA UBICACIÓN N°5 25/ 200 (m3/seg)

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABRI	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC
2000	253.96	258.02	220.93	243.04	140.41	204.49	94.95	215.73	140.85	192.12	232.36	253.25
2001	211.09	242.89	202.29	238.06	210.77	112.82	125.07	87.19	192.12	182.91	0.03	220.31
2002	211.54	251.47	254.44	226.71	213.94	118.19	200.14	186.41	181.22	156.45	0.03	210.07
2003	222.87	247.47	228.89	221.35	217.79	212.46	39.20	91.11	203.05	151.18	0.03	258.02
2004	265.08	187.92	233.75	259.49	167.58	126.24	153.44	185.00	202.76	174.96	0.03	196.49
2005	190.09	174.24	208.88	218.74	147.99	159.85	29.88	4.80	144.60	244.45	0.03	255.48
2006	175.66	256.29	256.14	207.29	151.54	221.48	79.40	66.05	61.44	203.11	0.04	157.37
2007	144.01	244.80	240.43	196.04	195.04	0.11	207.24	8.89	110.62	242.39	0.03	213.14
2008	251.08	209.01	221.93	210.05	188.57	181.66	27.45	44.48	181.30	160.23	0.03	248.50
2009	255.61	221.39	189.39	261.99	227.29	91.99	99.75	92.95	187.09	114.72	0.03	212.19
PROMEDIO	218.89	229.35	231.65	227.88	185.46	142.87	97.21	99.33	162.69	185.20	23.26	223.86

CAUDALES PROMEDIO INCLUIDO CAUDAL BASE EN LA MICROCUENCA (m3/seg)

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABRI	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC
Q prom	218.89	229.35	231.65	227.88	185.46	142.87	97.21	99.33	162.69	185.20	23.26	223.86
Q Base	300.00	300.00	300.00	300.00	0.30	150.00	150.00	150.00	150.00	300.00	300.00	300.00
Total	518.89	529.35	531.65	527.88	185.76	292.87	247.21	249.33	312.69	485.20	323.26	523.86

Fuente: Elaborado por el autor

4.7. TRABAJO DE MÁXIMAS AVENIDAS.

El presente trabajo tiene a fin de determinar los máximos caudales generados en la estación de control de la cuenca para un buen dimensionamiento adecuado de la estructura de defensa ribereña que se pretende construir en la margen derecha del río Aguaytía en el sector del distrito de Curimana.

4.6.1. INFORMACIÓN BÁSICA

Se ha utilizado las precipitaciones máximas de 24 horas, de la estación de Curimana con 52 registros, para la cual se cuenta con información de 12 años.

4.6.2. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA

De los periodos antes mencionados graficando en un histograma se nota uniformidad de registro, por tanto se considera que es consistente y confiable; a continuación se tiene la información completa de máximos diarios, como puede apreciarse en el siguiente cuadro e histograma correspondientes:

Cuadro N°16: Precipitaciones máxima histórica (mm)

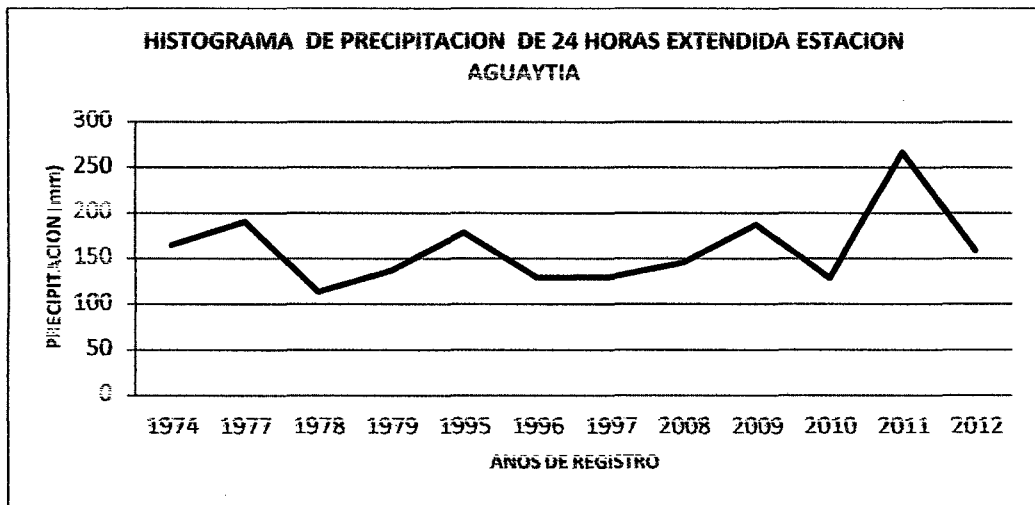
AGUAYTIA CONVENCIONAL

9°2'22'' 75°30'30''

PP MAXIMA HISTORICA (mm)					
ORDEN	AÑO	PP (mm)	ORDEN	AÑO	PP (mm)
1	feb-74	121.10	27	abr-09	105.90
2	jun-75	165.00	28	may-09	104.70
3	abr-77	191.00	29	nov-09	116.30
4	mar-78	204.50	30	nov-09	123.00
5	dic-78	113.70	31	dic-09	187.30
6	mar-79	108.10	32	ene-10	108.00
7	mar-79	137.10	33	ene-10	121.00
8	abr-95	125.60	35	ene-10	103.80
9	oct-95	178.50	35	feb-10	112.10
10	abr-96	129.20	36	abr-10	104.90
11	jun-96	104.90	37	set-10	102.00
12	ago-96	137.10	38	oct-10	128.70
13	ene-96	130.20	39	feb-11	184.50
14	ene-98	145.80	40	ene-11	120.70
15	feb-98	129.20	41	ene-11	113.20
16	feb-98	104.90	42	feb-11	267.00
17	ago-06	128.70	43	feb-11	116.00
18	ene-07	130.20	44	oct-11	140.80
19	ene-08	145.80	45	nov-11	121.30
20	feb-08	103.80	46	dic-11	189.40
21	feb-08	127.50	47	feb-12	137.10
22	jun-08	110.00	48	feb-12	187.30
23	jun-08	102.10	49	mar-12	102.20
24	dic-08	142.30	50	abr-12	144.10
25	feb-09	107.20	51	dic-12	102.20
26	feb-09	105.20	52	dic-12	159.00

Fuente: senamhi

Grafico N°04: Histograma de precipitaciones:



4.6.2.1. Periodo de Retorno

El intervalo promedio de tiempos en T de que una precipitación máxima 24 horas cualesquiera (X) sean igualadas o excedido por lo menos una vez, tiene una probabilidad (P) de ocurrencia de 1 en T casos es decir:

$$P(X>x) = 1/T \quad \text{y/o} \quad T = 1/P(X>x)$$

Para el presente estudio se ha considerado para el diseño de la defensa ribereña un periodo de retorno de 50 años, y para obras de arte y alcantarillas de pase sería 25 años.

4.6.2.2. Análisis de Distribuciones Teóricas de Precipitación

Máximo de 24 Horas.

Luego de realizado la extensión y consistencia de la información se ha realizado el análisis de distribución

de frecuencias, para determinar las precipitaciones máximos ligados a periodo de retorno.

La distribución de probabilidad se ha efectuado por 8 métodos con el uso del programa HIDRO ESTA. A fin de elegir a cuál de ellas se ajusta mejor la ley de probabilidad de ocurrencia de la precipitación máxima diaria.

- Normal
- Log normal de 2 parámetros
- Log normal de 3 parámetros
- Gamma de 2 parámetros
- Gamma de 3 parámetros
- Log Pearson tipo III
- Gumbel
- Log Gumbel

A continuación se presenta la evaluación de las precipitaciones máximas.

Cuadro N° 16: Ajustes de la Serie de Datos

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución normal

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	5	113.7
2	165.0	6	108.1
3	191.0	7	137.1
4	204.5	8	125.6

9	178.5	31	187.3
10	129.2	32	109.0
11	104.9	33	121.0
12	137.1	34	103.8
13	130.2	35	112.1
14	145.8	36	104.9
15	129.2	37	102.0
16	104.9	38	128.7
17	128.7	39	184.5
18	130.2	40	120.7
19	145.8	41	113.2
20	103.8	42	267.0
21	127.5	43	116.0
22	110.0	44	140.8
23	102.1	45	121.3
24	142.3	46	189.4
25	107.2	47	137.1
26	105.2	48	187.3
27	105.9	49	102.2
28	104.7	50	144.1
29	118.3	51	102.2
30	123.0	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	\bar{x}	F(x)	F(z) Ordinario	F(z) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1759	0.1513	0.1571
2	102.1	0.0377	0.1767	0.1521	0.1390
3	102.2	0.0566	0.1775	0.1529	0.1209
4	102.2	0.0755	0.1775	0.1529	0.1020
5	103.8	0.0943	0.1901	0.1657	0.0958
6	103.8	0.1132	0.1901	0.1657	0.0769
7	104.7	0.1321	0.1974	0.1731	0.0654
8	104.9	0.1509	0.1991	0.1748	0.0482
9	104.9	0.1698	0.1991	0.1748	0.0293
10	104.9	0.1887	0.1991	0.1748	0.0104
11	105.2	0.2075	0.2016	0.1774	0.0059
12	105.9	0.2264	0.2075	0.1834	0.0189
13	107.2	0.2453	0.2187	0.1950	0.0266
14	108.0	0.2642	0.2258	0.2023	0.0383
15	108.1	0.2830	0.2267	0.2033	0.0563
16	110.0	0.3019	0.2441	0.2214	0.0578
17	112.1	0.3208	0.2641	0.2425	0.0567
18	113.2	0.3396	0.2749	0.2539	0.0648
19	113.7	0.3585	0.2798	0.2592	0.0787
20	116.0	0.3774	0.3033	0.2843	0.0741
21	118.3	0.3962	0.3276	0.3105	0.0687
22	120.7	0.4151	0.3537	0.3389	0.0614
23	121.0	0.4340	0.3570	0.3425	0.0769
24	121.1	0.4528	0.3581	0.3437	0.0947
25	121.3	0.4717	0.3604	0.3461	0.1113
26	123.0	0.4906	0.3794	0.3670	0.1111
27	125.6	0.5094	0.4092	0.3996	0.1003
28	127.5	0.5283	0.4312	0.4239	0.0971
29	128.7	0.5472	0.4453	0.4395	0.1019
30	128.7	0.5660	0.4453	0.4395	0.1208
31	129.2	0.5849	0.4512	0.4460	0.1338
32	129.2	0.6038	0.4512	0.4460	0.1526
33	130.2	0.6226	0.4629	0.4590	0.1597
34	130.2	0.6415	0.4629	0.4590	0.1786
35	137.1	0.6604	0.5446	0.5493	0.1158
36	137.1	0.6792	0.5446	0.5493	0.1347
37	137.1	0.6981	0.5446	0.5493	0.1535

38	140.8	0.7170	0.5878	0.5970	0.1292
39	142.3	0.7358	0.6051	0.6160	0.1308
40	144.1	0.7547	0.6255	0.6384	0.1292
41	145.8	0.7736	0.6445	0.6592	0.1291
42	145.8	0.7925	0.6445	0.6592	0.1479
43	159.0	0.8113	0.7777	0.8008	0.0341
44	165.0	0.8302	0.8267	0.8513	0.0035
45	178.5	0.8491	0.9102	0.9314	0.0612
46	184.5	0.8679	0.9358	0.9538	0.0679
47	187.3	0.8868	0.9456	0.9621	0.0588
48	187.3	0.9057	0.9456	0.9621	0.0400
49	189.4	0.9245	0.9522	0.9674	0.0276
50	191.0	0.9434	0.9567	0.9711	0.0133
51	204.5	0.9623	0.9828	0.9904	0.0205
52	267.0	0.9811	1.0000	1.0000	0.0188

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1786, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_m)= 133.3308

Parámetro de escala (S)= 33.6526

Con momentos lineales:

Media lineal (X_l)= 133.3308

Desviación estándar lineal (S_l)= 30.3977

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 133.33 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años es 161.5 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años es 176.46 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años es 192.26 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años es 202.46 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años es 211.63

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución log normal de 2 parámetros

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	10	129.2
2	165.0	11	104.9
3	191.0	12	137.1
4	204.5	13	130.2
5	113.7	14	145.8
6	108.1	15	129.2
7	137.1	16	104.9
8	125.6	17	128.7
9	178.5	18	130.2

19	145.8	36	104.9
20	102.8	37	102.0
21	127.5	38	128.7
22	110.0	39	184.5
23	102.1	40	120.7
24	142.3	41	113.2
25	107.2	42	267.0
26	105.2	43	116.0
27	105.9	44	140.9
28	104.7	45	121.3
29	118.3	46	189.4
30	123.0	47	137.1
31	187.3	48	187.3
32	108.0	49	102.2
33	121.0	50	144.1
34	103.9	51	102.2
35	112.1	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1377	0.1286	0.1189
2	102.1	0.0377	0.1387	0.1296	0.1010
3	102.2	0.0566	0.1397	0.1306	0.0831
4	102.2	0.0755	0.1397	0.1306	0.0642
5	103.8	0.0943	0.1558	0.1466	0.0615
6	103.8	0.1132	0.1558	0.1466	0.0426
7	104.7	0.1321	0.1653	0.1561	0.0333
8	104.9	0.1509	0.1675	0.1583	0.0165
9	104.9	0.1698	0.1675	0.1583	0.0023
10	104.9	0.1887	0.1675	0.1583	0.0212
11	105.2	0.2075	0.1707	0.1615	0.0368
12	105.9	0.2264	0.1784	0.1693	0.0480
13	107.2	0.2453	0.1932	0.1841	0.0521
14	108.0	0.2642	0.2025	0.1935	0.0617
15	108.1	0.2830	0.2037	0.1947	0.0793
16	110.0	0.3019	0.2266	0.2180	0.0753
17	112.1	0.3208	0.2531	0.2450	0.0676
18	113.2	0.3396	0.2674	0.2596	0.0722
19	113.7	0.3585	0.2740	0.2663	0.0845
20	116.0	0.3774	0.3049	0.2980	0.0725
21	118.3	0.3962	0.3366	0.3306	0.0596
22	120.7	0.4151	0.3702	0.3654	0.0448
23	121.0	0.4340	0.3745	0.3698	0.0595
24	121.1	0.4528	0.3759	0.3712	0.0769
25	121.3	0.4717	0.3787	0.3742	0.0930
26	123.0	0.4906	0.4028	0.3991	0.0877
27	125.6	0.5094	0.4397	0.4374	0.0697
28	127.5	0.5283	0.4666	0.4653	0.0617
29	128.7	0.5472	0.4834	0.4827	0.0638
30	129.7	0.5660	0.4834	0.4827	0.0827
31	129.2	0.5849	0.4904	0.4900	0.0946
32	129.2	0.6038	0.4904	0.4900	0.1134
33	130.2	0.6226	0.5042	0.5044	0.1184

34	130.2	0.6415	0.5042	0.5044	0.1373
35	137.1	0.6604	0.5062	0.5099	0.0642
36	137.1	0.6792	0.5062	0.5099	0.0830
37	137.1	0.6981	0.5062	0.5099	0.1019
38	140.8	0.7170	0.6420	0.6472	0.0750
39	142.3	0.7358	0.6596	0.6655	0.0762
40	144.1	0.7547	0.6802	0.6867	0.0745
41	145.8	0.7736	0.6989	0.7059	0.0747
42	145.8	0.7925	0.6999	0.7059	0.0936
43	159.0	0.8113	0.8191	0.8283	0.0078
44	165.0	0.8302	0.8598	0.8689	0.0296
45	178.5	0.8491	0.9242	0.9318	0.0752
46	184.5	0.8679	0.9433	0.9500	0.0754
47	187.3	0.8868	0.9506	0.9568	0.0638
48	187.3	0.9057	0.9506	0.9568	0.0450
49	189.4	0.9245	0.9556	0.9614	0.0310
50	191.0	0.9434	0.9590	0.9646	0.0156
51	204.5	0.9623	0.9797	0.9833	0.0174
52	267.0	0.9811	0.9994	0.9996	0.0183

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1373, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de escala (μ_y)= 4.8667

Parámetro de forma (S_y)= 0.2217

Con momentos lineales:

Parámetro de escala (μ_l)= 4.8667

Parámetro de forma (S_l)= 0.2134

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 129.89 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 156.59 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 172.39 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 191.5 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 204.81 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 217.56 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución log normal de 3 parámetros

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	2	165.0

3	191.0	28	104.7
4	204.5	29	118.3
5	113.7	30	123.0
6	108.1	31	187.3
7	137.1	32	108.0
8	125.6	33	121.0
9	178.5	34	103.8
10	129.2	35	112.1
11	104.9	36	104.9
12	137.1	37	102.0
13	130.2	38	128.7
14	145.8	39	184.5
15	129.2	40	120.7
16	104.9	41	113.2
17	128.7	42	267.0
18	130.2	43	116.0
19	145.8	44	140.8
20	103.8	45	121.3
21	127.5	46	189.4
22	110.0	47	137.1
23	102.1	48	187.3
24	142.3	49	102.2
25	107.2	50	144.1
26	105.2	51	102.2
27	105.9	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	102.0	0.0189	-1.7570	0.0395	0.0206
2	102.1	0.0377	-1.7325	0.0416	0.0039
3	102.2	0.0566	-1.7085	0.0438	0.0128
4	102.2	0.0755	-1.7085	0.0438	0.0317
5	103.8	0.0943	-1.3866	0.0828	0.0116
6	103.8	0.1132	-1.3866	0.0828	0.0304
7	104.7	0.1321	-1.2419	0.1071	0.0249
8	104.9	0.1509	-1.2123	0.1127	0.0382
9	104.9	0.1698	-1.2123	0.1127	0.0571
10	104.9	0.1887	-1.2123	0.1127	0.0760
11	105.2	0.2075	-1.1695	0.1211	0.0865
12	105.9	0.2264	-1.0761	0.1409	0.0855
13	107.2	0.2453	-0.9225	0.1781	0.0671
14	108.0	0.2642	-0.8383	0.2009	0.0632
15	108.1	0.2830	-0.8282	0.2038	0.0792
16	110.0	0.3019	-0.6538	0.2566	0.0453
17	112.1	0.3208	-0.4903	0.3120	0.0088
18	113.2	0.3396	-0.4140	0.3394	0.0002
19	113.7	0.3585	-0.3812	0.3515	0.0070
20	116.0	0.3774	-0.2423	0.4043	0.0269
21	118.3	0.3962	-0.1200	0.4523	0.0560
22	120.7	0.4151	-0.0062	0.4975	0.0824
23	121.0	0.4340	0.0071	0.5028	0.0689
24	121.1	0.4528	0.0116	0.5046	0.0518
25	121.3	0.4717	0.0203	0.5081	0.0364
26	123.0	0.4906	0.0921	0.5367	0.0461
27	125.6	0.5094	0.1929	0.5765	0.0670
28	127.5	0.5283	0.2607	0.6028	0.0745
29	128.7	0.5472	0.3014	0.6184	0.0713
30	128.7	0.5660	0.3014	0.6184	0.0524
31	129.2	0.5849	0.3179	0.6247	0.0398
32	129.2	0.6038	0.3179	0.6247	0.0209
33	130.2	0.6226	0.3500	0.6368	0.0142

34	130.2	0.6415	0.3500	0.6368	0.0047
35	137.1	0.6604	0.5481	0.7082	0.0478
36	137.1	0.6792	0.5481	0.7082	0.0289
37	137.1	0.6981	0.5481	0.7082	0.0101
38	140.8	0.7170	0.6404	0.7390	0.0221
39	142.3	0.7358	0.6756	0.7503	0.0145
40	144.1	0.7547	0.7162	0.7631	0.0084
41	145.8	0.7736	0.7532	0.7743	0.0008
42	145.8	0.7925	0.7532	0.7743	0.0181
43	150.0	0.8113	1.0023	0.8419	0.0306
44	165.0	0.8302	1.0982	0.8639	0.0337
45	178.5	0.8491	1.2858	0.9007	0.0517
46	184.5	0.8679	1.3593	0.9130	0.0450
47	187.3	0.8868	1.3919	0.9180	0.0312
48	187.3	0.9057	1.3919	0.9180	0.0124
49	189.4	0.9245	1.4156	0.9216	0.0030
50	191.0	0.9434	1.4334	0.9241	0.0193
51	204.5	0.9623	1.5720	0.9420	0.0202
52	267.0	0.9811	2.0444	0.9795	0.0016

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0865, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

Parámetros de la distribución lognormal:

Parámetro de posición (x_0)= 97.8697

Parámetro de escala (μy)= 3.1342

Parámetro de forma (Sy)= 0.9766

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 120.84 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 150.11 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 178.18 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 224.88 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 268.3 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 320.72 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 2 parámetros

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	8	125.6
2	165.0	9	178.5
3	191.0	10	129.2
4	204.5	11	104.9
5	113.7	12	137.1
6	108.1	13	130.2
7	137.1	14	145.8

15	129.2	34	103.8
16	104.9	35	112.1
17	128.7	36	104.9
18	130.2	37	102.0
19	145.8	38	128.7
20	103.8	39	184.5
21	127.5	40	120.7
22	110.0	41	113.2
23	102.1	42	267.0
24	142.3	43	116.0
25	107.2	44	140.8
26	105.2	45	121.3
27	105.9	46	189.4
28	104.7	47	137.1
29	118.3	48	187.3
30	123.0	49	102.2
31	187.3	50	144.1
32	108.0	51	102.2
33	121.0	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1470	0.2436	0.1281
2	102.1	0.0377	0.1479	0.2445	0.1102
3	102.2	0.0566	0.1488	0.2454	0.0922
4	102.2	0.0755	0.1488	0.2454	0.0733
5	103.8	0.0943	0.1638	0.2596	0.0695
6	103.8	0.1132	0.1638	0.2596	0.0506
7	104.7	0.1321	0.1726	0.2678	0.0405
8	104.9	0.1509	0.1746	0.2696	0.0237
9	104.9	0.1698	0.1746	0.2696	0.0048
10	104.9	0.1887	0.1746	0.2696	0.0141
11	105.2	0.2075	0.1776	0.2723	0.0300
12	105.9	0.2264	0.1847	0.2787	0.0417
13	107.2	0.2453	0.1983	0.2908	0.0470
14	108.0	0.2642	0.2068	0.2982	0.0573
15	108.1	0.2830	0.2079	0.2992	0.0751
16	110.0	0.3019	0.2290	0.3171	0.0729
17	112.1	0.3208	0.2534	0.3372	0.0674
18	113.2	0.3396	0.2665	0.3478	0.0731
19	113.7	0.3585	0.2726	0.3526	0.0859
20	116.0	0.3774	0.3011	0.3750	0.0763
21	118.3	0.3962	0.3304	0.3975	0.0658
22	120.7	0.4151	0.3618	0.4210	0.0533
23	121.0	0.4340	0.3657	0.4239	0.0682
24	121.1	0.4528	0.3671	0.4249	0.0858
25	121.3	0.4717	0.3697	0.4269	0.1020
26	123.0	0.4906	0.3923	0.4435	0.0983
27	125.6	0.5094	0.4272	0.4688	0.0823
28	127.5	0.5283	0.4527	0.4872	0.0756
29	128.7	0.5472	0.4688	0.4987	0.0784
30	128.7	0.5660	0.4688	0.4987	0.0972
31	129.2	0.5849	0.4755	0.5035	0.1094

32	129.2	0.6038	0.4755	0.5035	0.1283
33	130.2	0.6226	0.4889	0.5130	0.1338
34	130.2	0.6415	0.4889	0.5130	0.1527
35	137.1	0.6604	0.5788	0.5770	0.0816
36	137.1	0.6792	0.5788	0.5770	0.1004
37	137.1	0.6981	0.5788	0.5770	0.1193
38	140.8	0.7170	0.6245	0.6097	0.0925
39	142.3	0.7358	0.6424	0.6226	0.0935
40	144.1	0.7547	0.6632	0.6378	0.0915
41	145.8	0.7736	0.6823	0.6518	0.0913
42	145.8	0.7925	0.6823	0.6518	0.1101
43	159.0	0.8113	0.8084	0.7497	0.0029
44	165.0	0.8302	0.8521	0.7873	0.0220
45	178.5	0.8491	0.9225	0.8565	0.0734
46	184.5	0.8679	0.9433	0.8809	0.0754
47	187.3	0.8868	0.9512	0.8911	0.0645
48	187.3	0.9057	0.9512	0.8911	0.0456
49	189.4	0.9245	0.9566	0.8983	0.0320
50	191.0	0.9434	0.9603	0.9034	0.0169
51	204.5	0.9623	0.9820	0.9389	0.0197
52	267.0	0.9811	0.9998	0.9948	0.0187

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1527, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de forma (gamma)= 19.3161

Parámetro de escala (beta)= 6.9026

Con momentos lineales:

Parámetro de forma (gamma)= 9.8204

Parámetro de escala (beta)= 13.5769

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 131.04 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 157.96 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 173.8 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 190.86 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 202.73 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 213.79 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 3 parámetros

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	27	105.9
2	165.0	28	104.7
3	191.0	29	118.3
4	204.5	30	123.0
5	113.7	31	187.3
6	108.1	32	108.0
7	137.1	33	121.0
8	125.6	34	103.8
9	178.5	35	112.1
10	129.2	36	104.9
11	104.9	37	102.0
12	137.1	38	128.7
13	130.2	39	184.5
14	145.8	40	120.7
15	129.2	41	113.2
16	104.9	42	267.0
17	128.7	43	116.0
18	130.2	44	140.8
19	145.8	45	121.3
20	103.8	46	189.4
21	127.5	47	137.1
22	110.0	48	187.3
23	102.1	49	102.2
24	142.3	50	144.1
25	107.2	51	102.2
26	105.2	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1150	0.0693	0.0961
2	102.1	0.0377	0.1189	0.0724	0.0792
3	102.2	0.0566	0.1189	0.0754	0.0623
4	102.2	0.0755	0.1189	0.0754	0.0434
5	103.8	0.0943	0.1503	0.1221	0.0560
6	103.8	0.1132	0.1503	0.1221	0.0371
7	104.7	0.1321	0.1680	0.1468	0.0360
8	104.9	0.1509	0.1720	0.1521	0.0210
9	104.9	0.1698	0.1720	0.1521	0.0021
10	104.9	0.1887	0.1720	0.1521	0.0167
11	105.2	0.2075	0.1778	0.1601	0.0297
12	105.9	0.2264	0.1915	0.1783	0.0349
13	107.2	0.2453	0.2168	0.2108	0.0285
14	108.0	0.2642	0.2322	0.2300	0.0320
15	108.1	0.2830	0.2341	0.2323	0.0490
16	110.0	0.3019	0.2699	0.2756	0.0319
17	112.1	0.3208	0.3085	0.3203	0.0123
18	113.2	0.3396	0.3281	0.3424	0.0115
19	113.7	0.3585	0.3369	0.3522	0.0215
20	116.0	0.3774	0.3764	0.3953	0.0009
21	118.3	0.3962	0.4141	0.4353	0.0179

22	120.7	0.4151	0.4515	0.4741	0.0364
23	121.0	0.4340	0.4561	0.4767	0.0221
24	121.1	0.4528	0.4576	0.4803	0.0047
25	121.3	0.4717	0.4606	0.4833	0.0111
26	123.0	0.4906	0.4855	0.5086	0.0050
27	125.6	0.5094	0.5218	0.5447	0.0124
28	127.5	0.5283	0.5470	0.5694	0.0187
29	128.7	0.5472	0.5622	0.5843	0.0151
30	128.7	0.5660	0.5622	0.5943	0.0039
31	129.2	0.5849	0.5685	0.5903	0.0165
32	129.2	0.6038	0.5685	0.5903	0.0353
33	130.2	0.6226	0.5807	0.6021	0.0420
34	130.2	0.6415	0.5807	0.6021	0.0608
35	137.1	0.6604	0.6569	0.6745	0.0035
36	137.1	0.6792	0.6569	0.6745	0.0224
37	137.1	0.6981	0.6569	0.6745	0.0413
38	140.8	0.7170	0.6923	0.7076	0.0247
39	142.3	0.7358	0.7057	0.7200	0.0302
40	144.1	0.7547	0.7210	0.7342	0.0337
41	145.8	0.7736	0.7348	0.7470	0.0388
42	145.8	0.7925	0.7348	0.7470	0.0577
43	159.0	0.8113	0.8219	0.8269	0.0106
44	165.0	0.8302	0.8518	0.8543	0.0216
45	178.5	0.8491	0.9023	0.9009	0.0532
46	184.5	0.8679	0.9190	0.9165	0.0510
47	187.3	0.8868	0.9257	0.9229	0.0389
48	187.3	0.9057	0.9257	0.9229	0.0201
49	189.4	0.9245	0.9305	0.9274	0.0059
50	191.0	0.9434	0.9339	0.9306	0.0095
51	204.5	0.9623	0.9569	0.9527	0.0055
52	267.0	0.9811	0.9941	0.9919	0.0130

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.09609, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_0)= 95.1869

Parámetro de forma (γ)= 1.2847

Parámetro de escala (β)= 29.6901

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (X_0)= 99.9656

Parámetro de forma (γ)= 0.9303

Parámetro de escala (β)= 35.8634

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 124.02 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 155.17 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 177.73 mm
 El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 206.93 mm
 El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 228.72 mm
 El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 250.30 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Log-Pearson tipo III

Serie de datos X:

Nº	X	Nº	X
1	121.1	27	105.9
2	165.0	28	104.7
3	191.0	29	118.3
4	204.5	30	123.0
5	113.7	31	187.3
6	108.1	32	108.0
7	137.1	33	121.0
8	125.6	34	103.8
9	178.5	35	112.1
10	129.2	36	104.9
11	104.9	37	102.0
12	137.1	38	128.7
13	130.2	39	184.5
14	145.8	40	120.7
15	129.2	41	113.2
16	104.9	42	267.0
17	128.7	43	116.0
18	130.2	44	140.8
19	145.8	45	121.3
20	103.8	46	189.4
21	127.5	47	137.1
22	110.0	48	187.3
23	102.1	49	102.2
24	142.3	50	144.1
25	107.2	51	102.2
26	105.2	52	159.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1030	0.0794	0.0841
2	102.1	0.0377	0.1045	0.0814	0.0668
3	102.2	0.0566	0.1061	0.0834	0.0495
4	102.2	0.0755	0.1061	0.0834	0.0306
5	103.8	0.0943	0.1319	0.1170	0.0376
6	103.8	0.1132	0.1319	0.1170	0.0187
7	104.7	0.1321	0.1472	0.1365	0.0151
8	104.9	0.1509	0.1506	0.1409	0.0003
9	104.9	0.1698	0.1506	0.1409	0.0192
10	104.9	0.1887	0.1506	0.1409	0.0381
11	105.2	0.2075	0.1558	0.1476	0.0517
12	105.9	0.2264	0.1681	0.1631	0.0583
13	107.2	0.2452	0.1914	0.1921	0.0539
14	108.0	0.2642	0.2060	0.2099	0.0581

15	108.1	0.2830	0.2078	0.2122	0.0752
16	110.0	0.3019	0.2130	0.2542	0.0589
17	112.1	0.3208	0.2822	0.2994	0.0386
18	113.2	0.3396	0.3026	0.3225	0.0370
19	113.7	0.3585	0.3119	0.3328	0.0466
20	116.0	0.3774	0.3540	0.3788	0.0233
21	118.3	0.3962	0.3950	0.4222	0.0012
22	120.7	0.4151	0.4362	0.4647	0.0211
23	121.0	0.4340	0.4412	0.4698	0.0073
24	121.1	0.4528	0.4429	0.4715	0.0099
25	121.3	0.4717	0.4462	0.4749	0.0255
26	123.0	0.4906	0.4740	0.5027	0.0166
27	125.6	0.5094	0.5144	0.5425	0.0050
28	127.5	0.5283	0.5424	0.5696	0.0141
29	128.7	0.5472	0.5594	0.5859	0.0122
30	128.7	0.5660	0.5594	0.5859	0.0067
31	129.2	0.5849	0.5663	0.5925	0.0186
32	129.2	0.6038	0.5663	0.5925	0.0375
33	130.2	0.6226	0.5799	0.6053	0.0428
34	130.2	0.6415	0.5799	0.6053	0.0617
35	137.1	0.6604	0.6635	0.6831	0.0032
36	137.1	0.6792	0.6635	0.6831	0.0157
37	137.1	0.6981	0.6635	0.6831	0.0346
38	140.8	0.7170	0.7017	0.7179	0.0153
39	142.3	0.7358	0.7159	0.7307	0.0199
40	144.1	0.7547	0.7322	0.7453	0.0226
41	145.8	0.7736	0.7466	0.7583	0.0270
42	145.8	0.7925	0.7466	0.7583	0.0458
43	159.0	0.8113	0.8349	0.8372	0.0236
44	165.0	0.8302	0.8637	0.8631	0.0335
45	178.5	0.8491	0.9107	0.9058	0.0616
46	184.5	0.8679	0.9256	0.9196	0.0577
47	187.3	0.8868	0.9316	0.9253	0.0448
48	187.3	0.9057	0.9316	0.9253	0.0259
49	189.4	0.9245	0.9357	0.9292	0.0112
50	191.0	0.9434	0.9387	0.9321	0.0047
51	204.5	0.9623	0.9586	0.9514	0.0037
52	207.0	0.9811	0.9818	0.9873	0.0106

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.05100, es menor que el delta tabular 0.1666. Los datos se ajustan a la distribución Log Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_0)= 4.4774

Parámetro de forma (γ)= 3.085

Parámetro de escala (β)= 0.1262

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (X_0)= 4.5694

Parámetro de forma (γ)= 1.7149

Parámetro de escala (β)= 0.1751

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 124.66 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 153.06 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 174.84 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 205.86 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 231.11 mm
 El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 258.8

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
1	121.1	49	102.2
2	165.0	50	144.1
3	191.0	51	102.2
4	204.5	52	159.0
5	113.7		
6	108.1		
7	137.1		
8	125.6		
9	178.5		
10	129.2		
11	104.9		
12	137.1		
13	130.2		
14	145.8		
15	129.2		
16	104.9		
17	128.7		
18	130.2		
19	145.8		
20	103.8		
21	127.5		
22	110.0		
23	102.1		
24	142.3		
25	107.2		
26	105.2		
27	105.9		
28	104.7		
29	118.3		
30	123.0		
31	187.3		
32	108.0		
33	121.0		
34	103.8		
35	112.1		
36	104.9		
37	102.0		
38	128.7		
39	184.5		
40	120.7		
41	113.2		
42	267.0		
43	116.0		
44	140.8		
45	121.3		
46	189.4		
47	137.1		
48	187.3		

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1568	0.1364	0.1379
2	102.1	0.0377	0.1579	0.1375	0.1201
3	102.2	0.0566	0.1590	0.1386	0.1024
4	102.2	0.0755	0.1590	0.1386	0.0835
5	103.8	0.0943	0.1772	0.1569	0.0829
6	103.8	0.1132	0.1772	0.1569	0.0640
7	104.7	0.1321	0.1879	0.1676	0.0559
8	104.9	0.1509	0.1903	0.1701	0.0394
9	104.9	0.1698	0.1903	0.1701	0.0205
10	104.9	0.1887	0.1903	0.1701	0.0016
11	105.2	0.2075	0.1939	0.1737	0.0136
12	105.9	0.2264	0.2025	0.1824	0.0239
13	107.2	0.2453	0.2187	0.1990	0.0266
14	108.0	0.2642	0.2289	0.2095	0.0352
15	108.1	0.2830	0.2302	0.2108	0.0528
16	110.0	0.3019	0.2551	0.2366	0.0468
17	112.1	0.3208	0.2834	0.2660	0.0374
18	113.2	0.3396	0.2984	0.2818	0.0412
19	113.7	0.3585	0.3053	0.2890	0.0532
20	116.0	0.3774	0.3373	0.3227	0.0401
21	118.3	0.3962	0.3695	0.3567	0.0267
22	120.7	0.4151	0.4031	0.3924	0.0120
23	121.0	0.4340	0.4073	0.3969	0.0267
24	121.1	0.4528	0.4087	0.3983	0.0442
25	121.3	0.4717	0.4114	0.4013	0.0602
26	123.0	0.4906	0.4350	0.4264	0.0555
27	125.6	0.5094	0.4706	0.4642	0.0389
28	127.5	0.5283	0.4960	0.4913	0.0323
29	128.7	0.5472	0.5118	0.5081	0.0354
30	128.7	0.5660	0.5118	0.5081	0.0542
31	129.2	0.5849	0.5183	0.5151	0.0666
32	129.2	0.6038	0.5183	0.5151	0.0855
33	130.2	0.6226	0.5312	0.5288	0.0914
34	130.2	0.6415	0.5312	0.5288	0.1103
35	137.1	0.6604	0.6149	0.6175	0.0455
36	137.1	0.6792	0.6149	0.6175	0.0644
37	137.1	0.6981	0.6149	0.6175	0.0832
38	140.8	0.7170	0.6555	0.6602	0.0615
39	142.3	0.7358	0.6711	0.6766	0.0648
40	144.1	0.7547	0.6890	0.6954	0.0657
41	145.8	0.7736	0.7053	0.7123	0.0683
42	145.8	0.7925	0.7053	0.7123	0.0871
43	159.0	0.8113	0.8097	0.8196	0.0016
44	165.0	0.8302	0.8454	0.8555	0.0152
45	178.5	0.8491	0.9045	0.9135	0.0554
46	184.5	0.8679	0.9232	0.9315	0.0553
47	187.3	0.8868	0.9307	0.9386	0.0439
48	187.3	0.9057	0.9307	0.9386	0.0251
49	189.4	0.9245	0.9359	0.9434	0.0114
50	191.0	0.9434	0.9396	0.9469	0.0038
51	204.5	0.9623	0.9634	0.9689	0.0012
52	267.0	0.9811	0.9966	0.9975	0.0154

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1379, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 118.1853

Parámetro de escala (alfa)= 26.2388

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ)= 119.0491

Parámetro de escala (alfa)= 24.7423

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 127.80 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 157.54 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 177.23 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 202.11 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 220.57 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 238.89 mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución logGumbel o distribución de Fréchet

Serie de datos X:

Nº	X	Nº	X
1	121.1	29	118.3
2	165.0	30	123.0
3	191.0	31	187.3
4	204.5	32	108.0
5	113.7	33	121.0
6	108.1	34	103.8
7	137.1	35	112.1
8	125.6	36	104.9
9	178.5	37	102.0
10	129.2	38	128.7
11	104.9	39	184.5
12	137.1	40	120.7
13	130.2	41	113.2
14	145.8	42	267.0
15	129.2	43	116.0
16	104.9	44	140.8
17	128.7	45	121.3
18	130.2	46	189.4
19	145.8	47	137.1
20	103.8	48	187.3
21	127.5	49	102.2
22	110.0	50	144.1
23	102.1	51	102.2
24	142.3	52	159.0
25	107.2		
26	105.2		
27	105.9		
28	104.7		

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	102.0	0.0189	0.1029	0.1045	0.0840
2	102.1	0.0377	0.1042	0.1058	0.0665
3	102.2	0.0566	0.1056	0.1072	0.0490
4	102.2	0.0755	0.1056	0.1072	0.0301
5	103.8	0.0943	0.1281	0.1298	0.0337
6	103.8	0.1132	0.1281	0.1298	0.0149
7	104.7	0.1321	0.1416	0.1433	0.0095
8	104.9	0.1509	0.1446	0.1463	0.0063
9	104.9	0.1698	0.1446	0.1463	0.0252
10	104.9	0.1887	0.1446	0.1463	0.0440
11	105.2	0.2075	0.1493	0.1510	0.0583
12	105.9	0.2264	0.1604	0.1621	0.0660
13	107.2	0.2453	0.1817	0.1834	0.0636
14	108.0	0.2642	0.1952	0.1969	0.0689
15	108.1	0.2830	0.1969	0.1986	0.0861
16	110.0	0.3019	0.2301	0.2317	0.0718
17	112.1	0.3208	0.2680	0.2695	0.0528
18	113.2	0.3396	0.2881	0.2895	0.0515
19	113.7	0.3585	0.2972	0.2986	0.0812
20	116.0	0.3774	0.3394	0.3406	0.0379
21	118.3	0.3962	0.3812	0.3822	0.0150
22	120.7	0.4151	0.4237	0.4245	0.0087
23	121.0	0.4340	0.4290	0.4297	0.0050
24	121.1	0.4528	0.4307	0.4314	0.0221
25	121.3	0.4717	0.4342	0.4349	0.0375
26	123.0	0.4906	0.4631	0.4637	0.0274
27	125.6	0.5094	0.5056	0.5059	0.0038
28	127.5	0.5283	0.5351	0.5353	0.0068
29	128.7	0.5472	0.5531	0.5531	0.0059
30	128.7	0.5660	0.5531	0.5531	0.0130
31	129.2	0.5849	0.5604	0.5604	0.0245
32	129.2	0.6038	0.5604	0.5604	0.0434
33	130.2	0.6226	0.5747	0.5747	0.0479
34	130.2	0.6415	0.5747	0.5747	0.0668
35	137.1	0.6604	0.6631	0.6627	0.0027
36	137.1	0.6792	0.6631	0.6627	0.0161
37	137.1	0.6981	0.6631	0.6627	0.0350
38	140.8	0.7170	0.7032	0.7026	0.0138
39	142.3	0.7358	0.7181	0.7174	0.0178
40	144.1	0.7547	0.7349	0.7343	0.0198
41	145.8	0.7736	0.7499	0.7492	0.0237
42	145.8	0.7925	0.7499	0.7492	0.0425
43	159.0	0.8113	0.8401	0.8392	0.0287
44	165.0	0.8302	0.8688	0.8679	0.0386
45	178.5	0.8491	0.9146	0.9139	0.0656
46	184.5	0.8679	0.9289	0.9283	0.0610
47	187.3	0.8868	0.9347	0.9340	0.0479
48	187.3	0.9057	0.9347	0.9340	0.0290
49	189.4	0.9245	0.9386	0.9380	0.0141
50	191.0	0.9434	0.9415	0.9408	0.0019
51	204.5	0.9623	0.9602	0.9597	0.0021
52	267.0	0.9811	0.9914	0.9912	0.0102

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0861, es menor que el delta tabular 0.1886. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logGumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 4.767

Parámetro de escala (alfa)= 0.1728

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ)= 4.7665

Parámetro de escala (alfa)= 0.1737

Caudal de diseño:

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 125.25 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 152.35 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 173.45 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 204.34 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 230.75 mm

El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años, es 260.34 mm

Cuadro N°17: Resumen de Ajuste

RESUMEN DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES								
N°1	TIPO DE DISTRIBUCIÓN	DELTA TABULAR	DELTA TEORICO					
				5	10	25	50	100
1	NORMAL	0.1886	0.1786	161.50mm	176.46mm	192.26mm	202.46mm	211.63mm
2	LOG NORMAL DE 2p	0.1886	0.1373	156.53mm	172.89mm	191.50mm	204.81mm	217.56mm
3	LOG NORMAL DE 3p	0.1886	0.0865	150.11mm	178.18mm	224.88mm	268.30mm	320.72mm
4	GAMMA DE 2p	0.1886	0.1527	157.96mm	173.80mm	190.86mm	202.73mm	213.79mm
5	GAMMA DE 3p	0.1886	0.0960	155.17mm	177.73mm	206.93mm	228.72mm	250.30mm
6	LOG PEARSON TIPO III	0.1886	0.08409	152.06mm	174.84mm	205.86mm	231.11mm	258.80mm
7	GUMBEL	0.1886	0.1379	157.54mm	177.23mm	202.11mm	220.57mm	238.89mm
8	LOG GUMBEL	0.1886	0.086	152.35mm	173.45mm	204.34mm	230.35mm	260.34mm

Fuente: Elaboración el Autor

De los resultados del resumen de distribución, se aprecia en el cuadro anterior el mejor ajuste de Log Pearson por presentar el menor delta teórico 0.08409 para el cual corresponde una precipitación máxima de 10 años le corresponde 174.84 mm, para 25 años le corresponde 205.86 mm, para 50 años le corresponde 231.11, y para 100 años 258.8 mm.

CUADRO N° 18
TIEMPO DE RETORNO Vs P (MAX)

T (años)	P max 24 h (mm)
5	153.06
10	174.84
25	205.86
50	231.10
100	258.80

4.6.2.3. Tiempo de Concentración

Se ha determinado, el tiempo transcurrido de la última gota de agua que cayó en el punto más alejado de la cuenca de interés hasta abandonar el punto de control y tiempo transcurrido de la gota de agua desde el centroide del histograma a la punta del caudal del hidrograma es aproximadamente $0.6 T_c$

El tiempo de concentración se ha determinado mediante ecuaciones propuestas.

Cuadro N°19: Resumen de tiempos de concentración

RESUMEN DE DETERMINACION DE TIEMPOS DE CONCENTRACION Tc de subcuenca							
Descripcion	Longitud L m	Longitud L Km	Pendiente S m/m	Delta cota H m	Tc Hr	Tc minutos	0.6Tc Minutos
Cuenca Aguaytia	107782.2	107.78	0.0022	1500			
R Temez					33.63	2018.09	1210.86
Kirpich					12.64	758.28	454.97
australiana					37.82	2269.42	1361.65

Fuente: Elaborado por el autor.

Para el presente trabajo consideraremos el método de Kirpich, por experiencias de trabajos realizados, donde nos ha dado resultados aceptables.

4.6.2.4. Curvas IDF

En vista de no contar con datos de fluviógrafos, solo se tiene precipitación máxima de 24 horas, para periodos de 10, 25,50, 100 años se ha generado de la siguiente manera.

Esta situación ha llevado a algunos investigadores a buscar procedimientos que permitan superar la deficiencia, aprovechando al máximo la información realmente existente. Frederich Bell, público un trabajo en el cual generalizaba las curvas intensidad-duración-frecuencia. El argumento físico en que se apoya es el hecho de que las lluvias extremas de menos dos horas de duración se deben a tormentas de tipo convectivo,

las cuales poseen características similares en todas las regiones del mundo

La expresión matemática es la siguiente

$$P^T = (0.21T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.5)P^{10}_{60}$$

t = duración en minutos

T= periodo de retorno en años

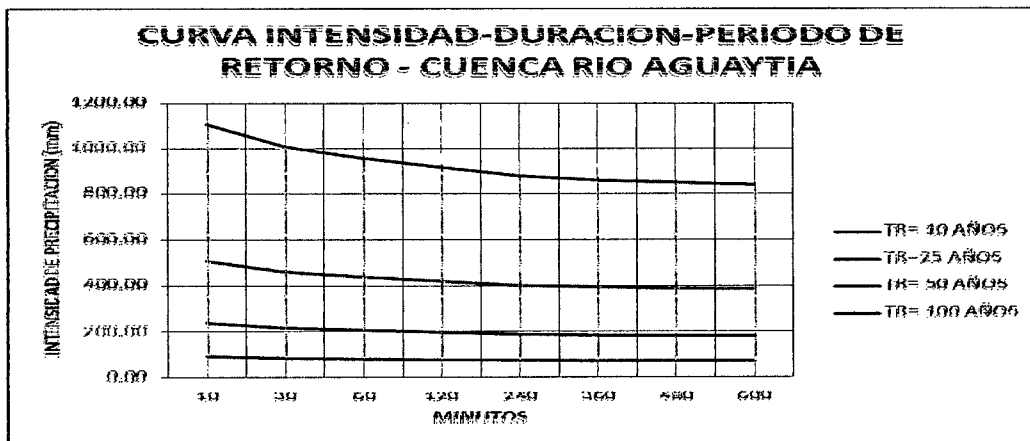
P^T= precipitación caída en t minutos con periodo de retorno T años

Cuadro N° 20

CURVA INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO								
T	PERIODO DE DURACION (minutos)							
	10	30	60	120	240	360	480	600
10	91.12	82.86	78.69	75.19	72.25	70.75	69.77	69.06
25	236.29	214.85	204.05	194.98	187.34	183.46	180.93	179.09
50	506.61	460.64	437.50	418.04	401.67	393.34	387.01	383.07
100	1107.90	1007.36	956.75	914.20	876.41	850.18	843.32	839.69

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 05



Según el criterio de Dych y Peschke las precipitaciones máximas de duración D, es función de

la precipitación máxima 24 horas de acuerdo con la siguiente ecuación empírica.

$$P_D = P_{24}(D/1440)^{0.25}$$

Donde

P_D = lluvia máxima de duración D, en el intervalo

$$5' < D < 1440$$

D = duración de la lluvia en min

P_{24} = lluvia máxima diaria (de 24 horas) en mm

Para los diferentes periodos de retorno los resultados obtenidos de la ecuación anterior se tienen en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 21: Altura de Precipitación en mm - Duración - Periodo de Retorno - Estación Curimana

Probabilidad Excedencia (%)	T (años)	Duración en minutos					
		5	15	60	120	180	360
10	10	37.15	48.90	69.15	82.24	91.01	108.23
4	25	42.44	55.86	78.99	93.94	103.96	123.63
2	50	56.10	73.83	104.41	124.17	137.41	163.41
1	100	62.82	82.68	116.93	139.05	153.88	183.00

Fuente: Elaboración del autor

4.6.2.5. Propagación de Caudales Máximos (Modelación)

El presente trabajo para la propagación de caudales máximos se ha utilizado el HEC HMS teniendo en cuenta como datos iniciales

- Lag time = $0.6T_c$ = 454.97
- Tiempo de Concentración = 12.64 hr
- Área de Cuenca = 5196.12 km²
- % Porcentaje impermeable = 10 %
- Duración de la tormenta 6 horas
- Modelo de la cuenca Aguaytía

Ahora desarrollaremos los resultados para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 años, suficientes para el diseño de obras de defensas ribereñas en el punto de control

Figura N°13: Cuenca Determinada del Aguaytía hasta el Punto de Control de Curimana

Modelo de cuenca Aguaytía

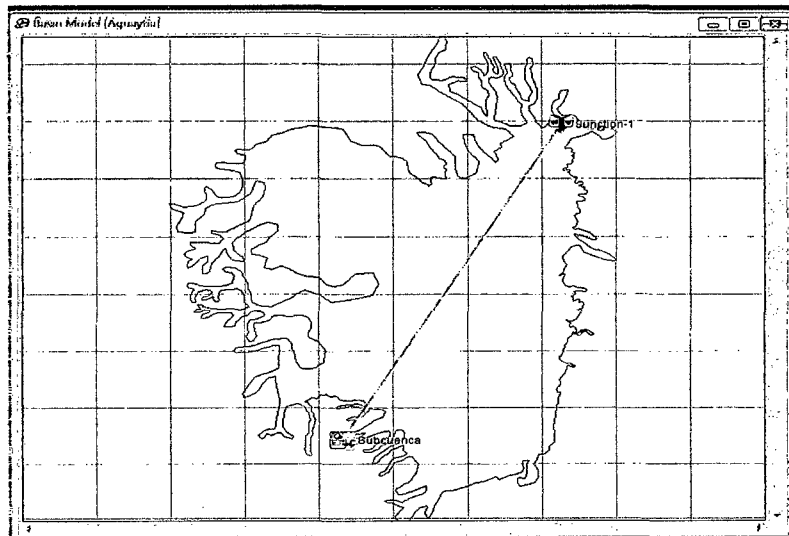


Figura N°14: Datos de Entrada

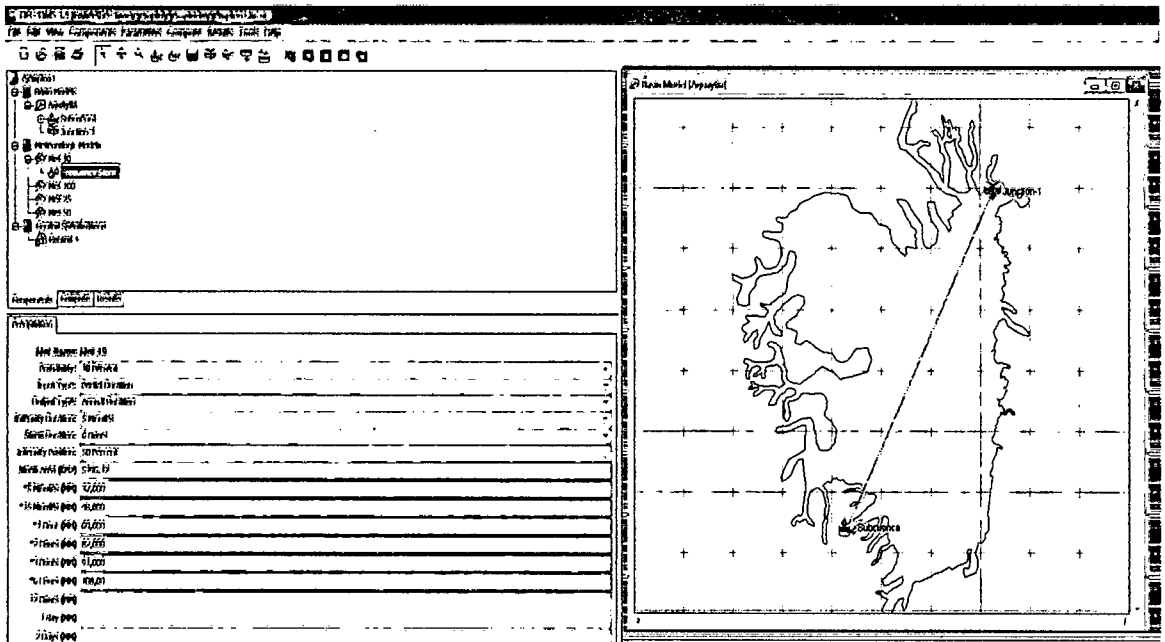
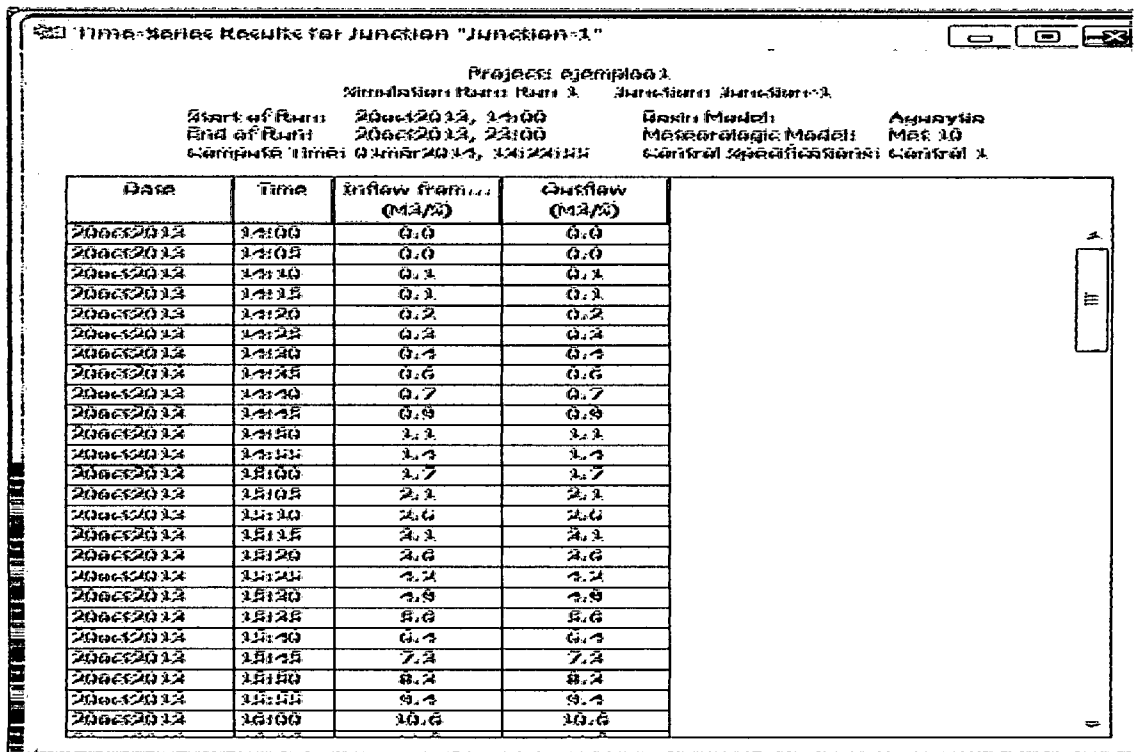


Figura N°15: Datos de Salida para 10 Años



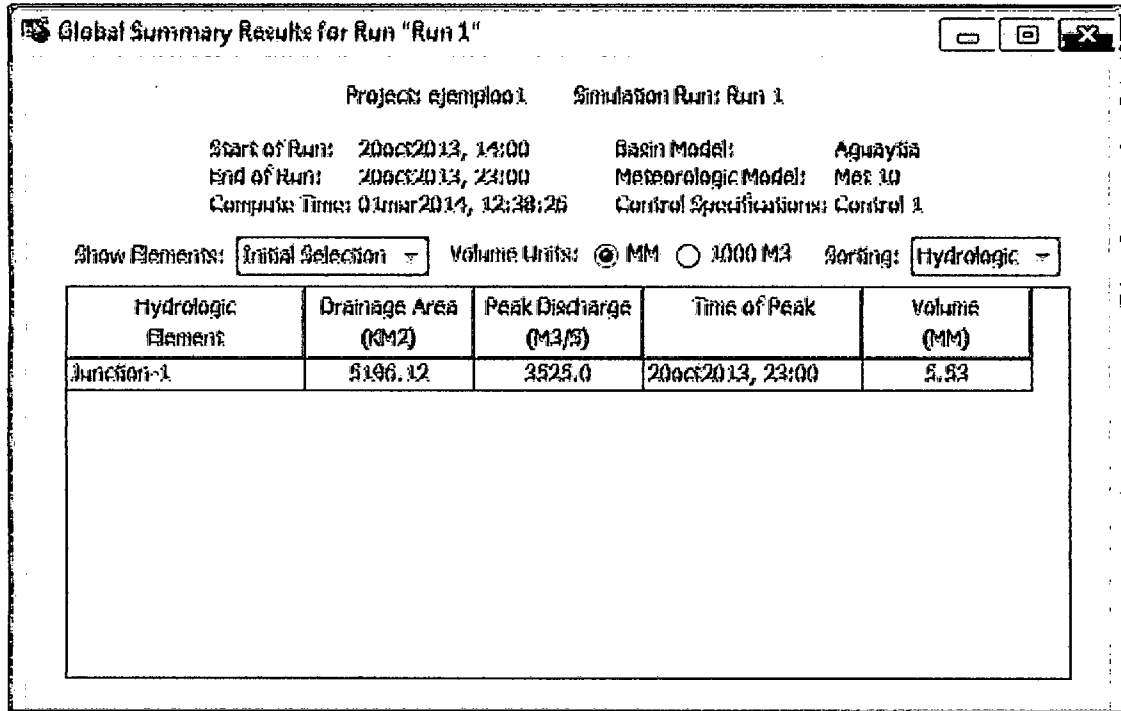


Figura 16: Datos de Salida para 25 Años

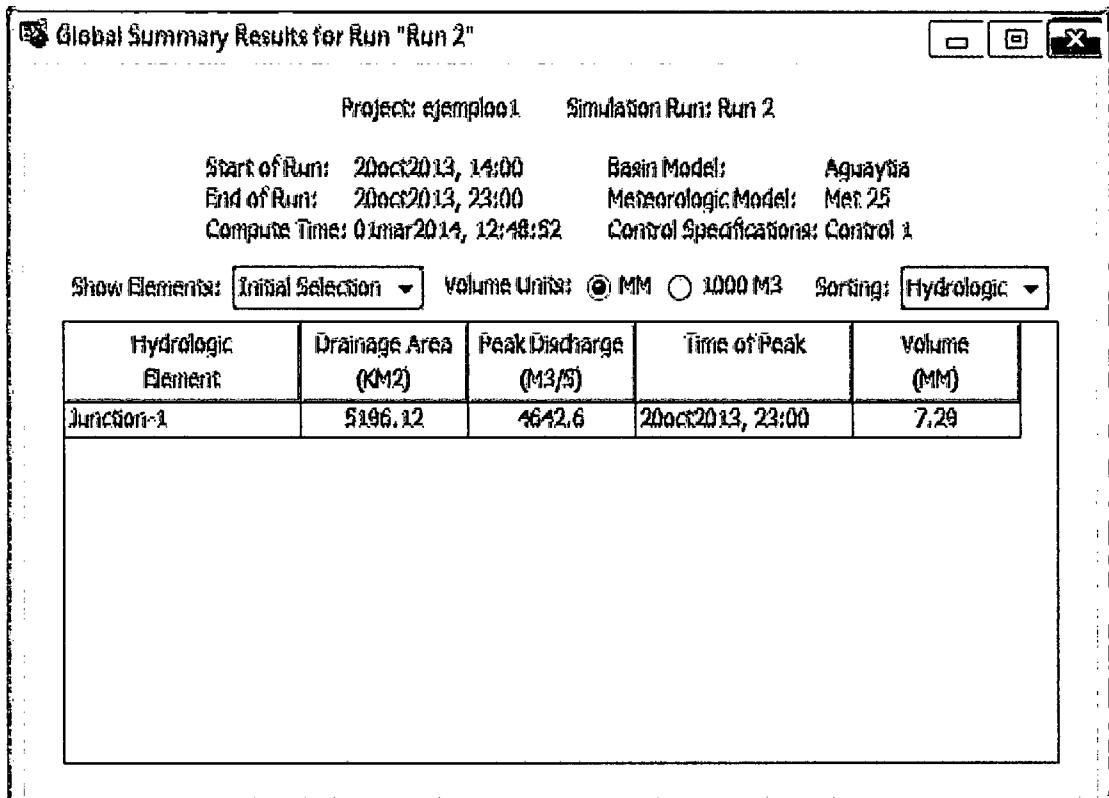


Figura N°17: Datos de Salida para 50 Años

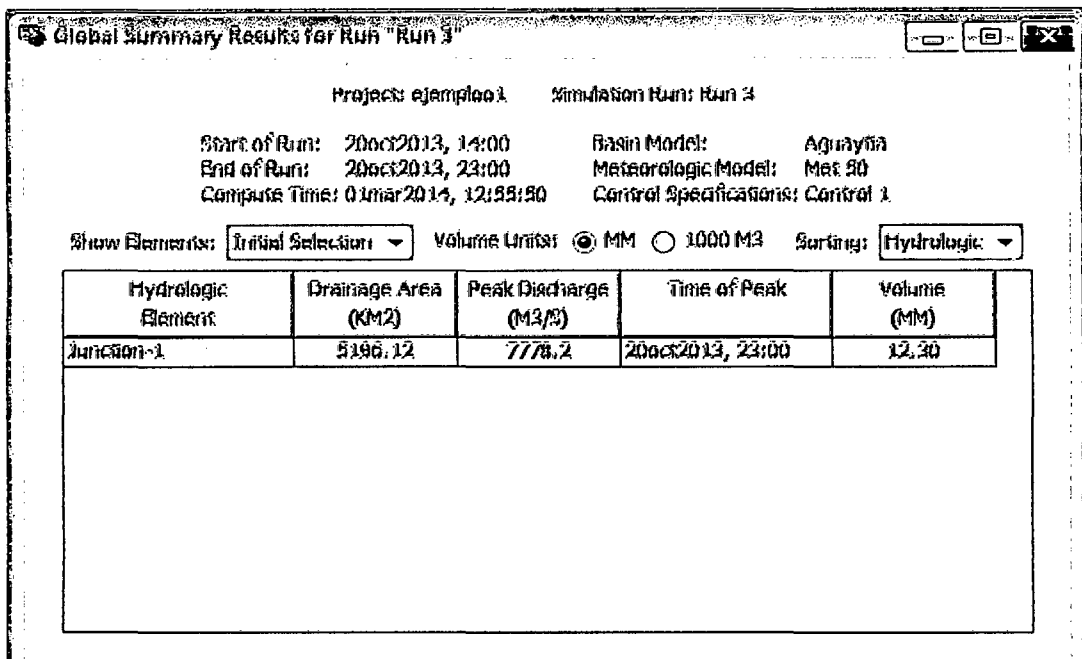
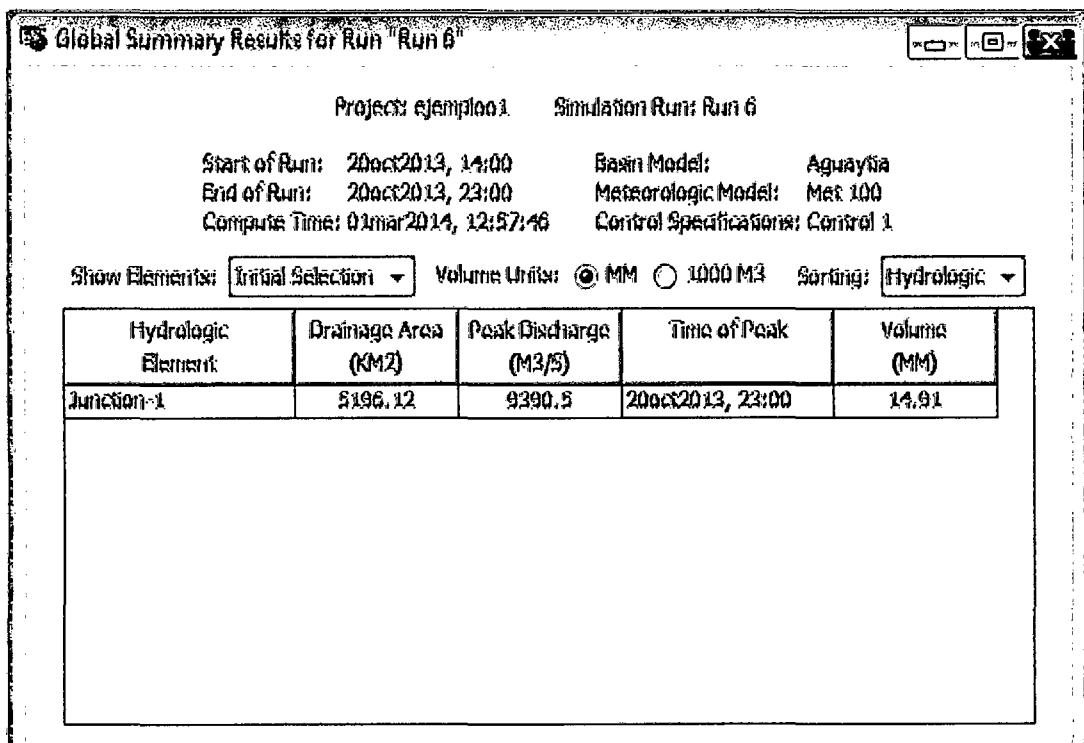


Figura N°18: Datos de Salida para 100 Años



Plano N°02

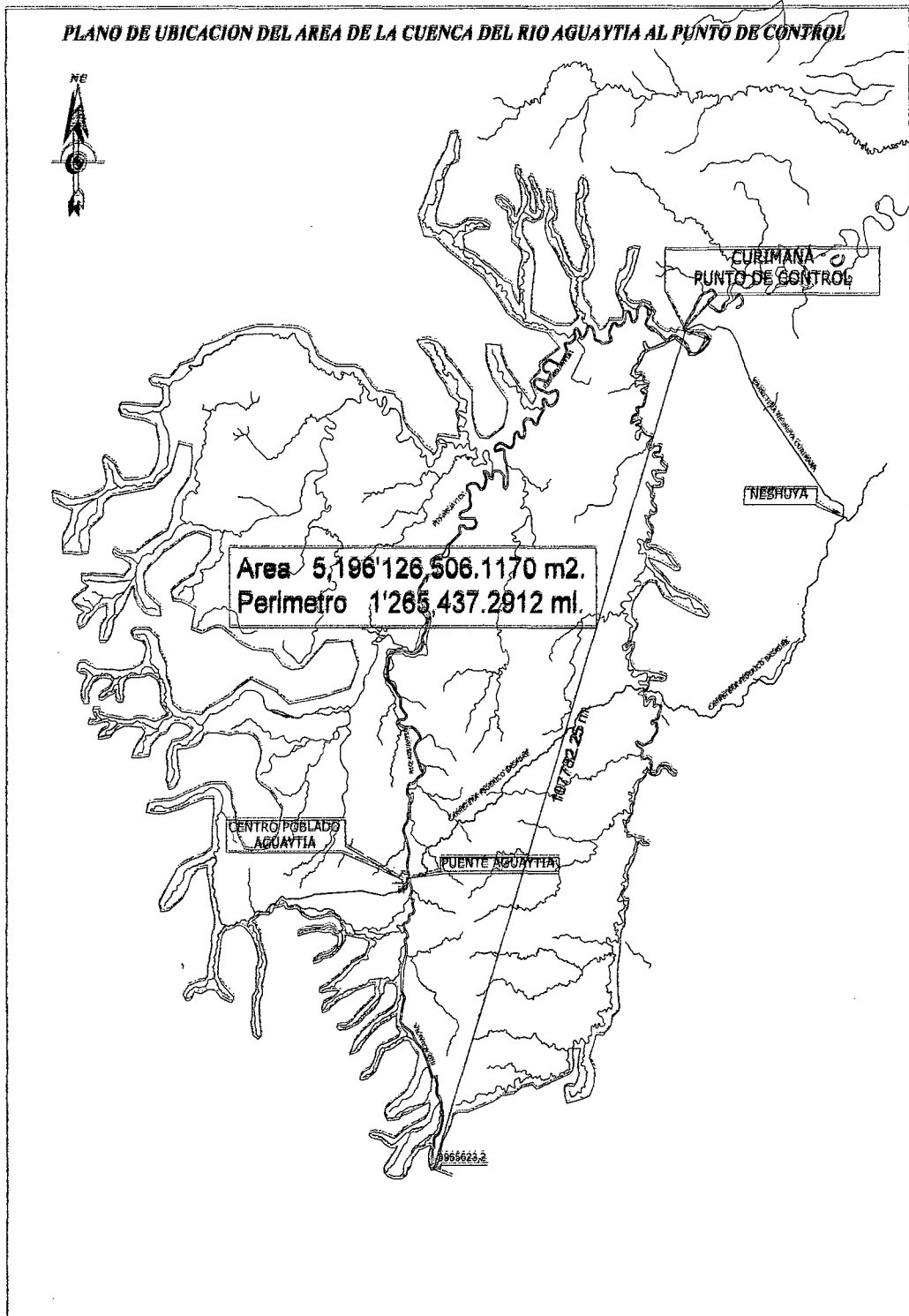


Gráfico de delimitación de la cuenca, referencia del autor.

4.6.2.6. Tiempos de Retorno Versus Caudales Máximos

Cuadro N°22

T retorno Vs Q max

T (años)	Q max (m ³ /s)
10	3,525.00
25	4,642.60
50	7,778.20
100	9,390.50

Fuente: Elaboración autor

El caudal a considerar para el diseño en el punto de Control, que es el distrito de Curimana debe tomarse como base, para tiempos de retorno de 25 años, que de acuerdo a la modelación realizada nos indica un caudal de 4,642.60 m³/seg para el cálculo del tirante para el diseño de la defensa ribereña. Y para la caracterización de las zonas inundables se realizara para tiempos de retorno de 10 años, que de acuerdo a la modelación realizada nos indica un caudal de 3,525.00 m³/seg.

CAPÍTULO V
EVALUACIÓN Y SIMULACIÓN HIDRÁULICO DEL
RÍO AGUAYTÍA CON EL MODELO HIDRÁULICO
DEL HEC-RAS

5.1. HIDRÁULICA DE RÍOS

a. Hidráulica fluvial

Los flujos en canales abiertos como ríos y otros tienen lugar cuando los fluidos fluyen por la acción de la gravedad y solo están parcialmente envueltos por un contorno sólido.

La hidráulica convencional, nos ofrece una serie de modelos derivados del análisis teórico y experimental, que acierta en forma comprobada en canales naturales y en tramos de ríos definidos como maduros, pero en el caso del sector en estudio solo puede representar y referencia muy interesante que debemos adaptar a la naturaleza real que debemos adaptar a la cuenca, en la que muchas de sus propiedades y aspectos son desconocidas y que en la mayoría de ellas pertenece al ámbito de la especulación, como por ejemplo el problema de las palizadas y de la variación meandrica de los ríos de la selva, impidiendo el discurrir de los flujos normalmente.

b. Según el sistema Hidrográfico

De acuerdo a la región hidrográfica donde se ubica la cuenca del Aguaytía pertenece a la vertiente del Atlántico

c. Según su morfología

Se denominan Meandros su cauce que presentan una sinuosidad mayor que 1.5 y que poseen un único canal.

d. Según su grado estabilidad

- Estables: Cuerpos de agua cuyas márgenes presentan una conformación capaz de mantener confinada el agua, aun durante la ocurrencia de eventos extremos (caudales máximos, oleajes, erosión, sedimentación, sismos, sobre elevación de la superficie de agua etc.)
- Inestable: Cuerpos de agua cuyas márgenes no son capaces de mantener el agua confinada, excepto en periodos de tiempos menores de un año.

5.1.1. EVALUACIÓN TOPOGRÁFICA

Se conoce con el nombre de topografía a la disciplina o técnica que se encarga de describir de manera detallada la superficie de un determinado terreno. Esta rama, según se cuenta, hace foco en el estudio de todos los principios y procesos que brindan la posibilidad de trasladar a un gráfico las particularidades de la superficie, ya sean naturales o artificiales

Se ha realizado la topografía de 2.5 Km aguas arriba del punto de control (plaza de Curimana antigua) seccionando cada 20 m de tramos de rio, a fin de determinar la sección transversal que dispone este tramos del rio.

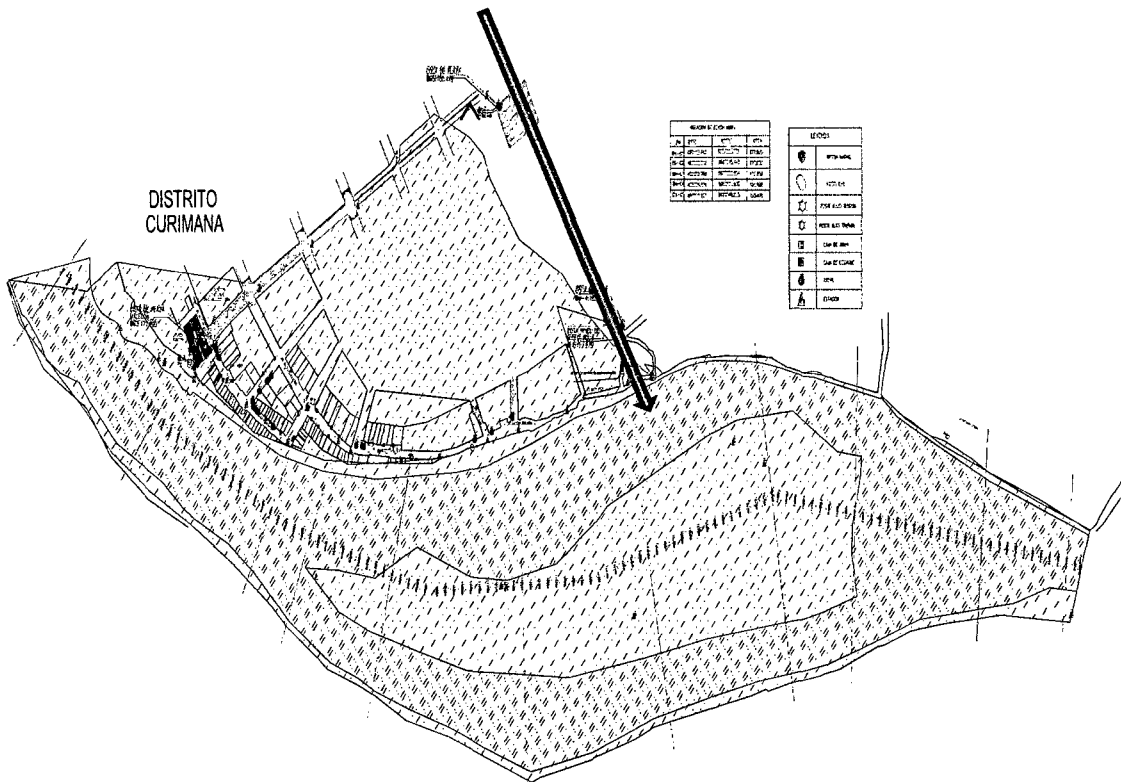
- En la progresiva 2+500 a 2+000 aguas abajo se puede ver un ensanchamiento del cauce donde se produce una bifurcación del cauce (formándose una isla)

- En la progresiva 2+000 a 1+000 termina el ensanchamiento iniciándose un estrechamiento y terminando la bifurcación, juntándose nuevamente las aguas.
- En la progresiva 1+000 a 0+000 existe estrechamiento de las aguas y existe una sola sección agua debajo de progresiva en estudio (punto de control, parque antiguo)

Se puede indicar que los parámetros hidráulicos se pueden ver como los comunes de los ríos de la selva, debido a las bajas pendientes, formando meandros en diferentes sectores de sus recorridos

Plano N°03: Grafica de Ubicación - Planta

INICIO CONSTANTES DE INUNDACIONES



5.1.2. CÁLCULO DEL ANCHO ESTABLE

Con el empleo del programa River, se estimó el ancho estable del cauce del río. El programa considera 5 métodos: (1) Recomendación Práctica, (2) Método de Petits, (3) Método de Simons y Henderson, (4) Método de Blench y Altunin y (5) Método de Manning y Strickler. Todos estos métodos son empíricos y bajo la teoría del régimen estable. Para Caudales de Tiempo de retorno de 10, 25, 50 años caudal de diseño.

- a. **Recomendación Práctica.** Este método está en función directa del caudal; según el cuadro siguiente, el ancho estable es para la primera corrida se hizo para un caudal de tiempo de retorno de 25 años.

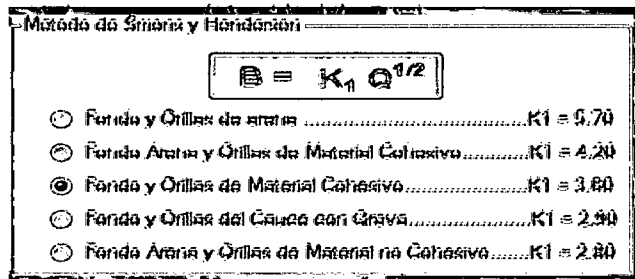
Figura N°19

RECOMENDACIÓN PRACTICA	
Q (M ³ /S)	ANCHO ESTABLE (B2)
3000	200
2400	190
1500	120
1000	100
500	70

Recomienda 261 m de ancho estable

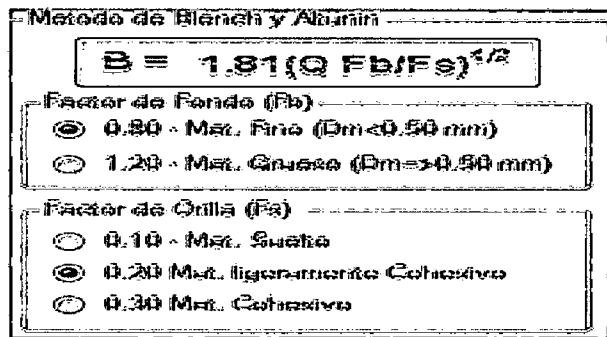
- b. **Método de Petits.** La expresión empleada es la siguiente $B = 4.44Q^{0.5}$ el ancho estable es : 302.53 m
- c. **Método de Simons y Henderson.** Considerando la situación más desfavorable, fondo y orillas de arena y la expresión indicada, el ancho estable es 245.29 m

Figura N°20



d. Método de Blench y Altunin. Considerando un factor de fondo (Fb) de 0.8 y un factor de orilla (Fs) de 0.2 y la expresión indicada, el ancho estable es 302.09 m.

Figura N°21



e. Método de Manning Strickler. Este método incluye a la rugosidad (n), tipo de material (k) y de cauce (m), tomando valores de 0.033, 10 y 0.50 respectivamente, el ancho estable es 297.98 m.

Figura N° 22

Método de Manning y Strickler

$B = (Q^{1/2} / S^{1/2}) \ln K$ 50 y 200 años Máx Rugosidad

Rugosidad del Cauce del Río (n)

- 0.025 Sólido sin irregularidades
- 0.030 Con aceras irregular
- 0.033 Con vegetación
- 0.034 Con demarcio irregular
- 0.035 Con fuerte transporte de aceras
- 0.040 Con piedras de 0.25 a 0.30 m
- 0.045 Con demarcio grueso y aceras móvil

Coefficiente - Tipo de Material del Cauce (K)

- 10 - Valor Práctico
- 12 - Material Aluvial
- 14 - Material fácilmente erosionable
- 3 - Material muy resistente

Coefficiente de Cauce (m)

- 0.50 - Ríos de cauces aluviales
- 0.70 - Ríos de cauces arenosos
- 1.00 - Ríos de cauces de montaña

En resumen tenemos que, el ancho estable puede variar desde los 261 hasta 302.53 metros; para fines prácticos, se adopta en promedio 282 m como ancho estable del río; pudiendo éste variar según la geomorfología del río.

Cuadro N° 23: Resumen de valores anchos estables (b m)

Método	Tr 10 b (m)	Tr 25 b (m)	Tr 50 b (m)
Recomendación Práctica	220	261	359
Método de Petits	263.61	302.53	391
Método de Simons y Henderson	213.74	245.29	318
Método de Blench y Altunin	263.23	302.09	391.02
Método de Manning Strickler	244	297.98	385.6

5.2. CAUDALES MAXIMOS EN EL RIO AGUAYTIA (CURIMANA)

Desde que nace el río Aguaytía, desde estas montañas, que recorre por su dren principal el río va cambiando y aumentando su caudal poco a poco según va descendiendo.

A veces nos cuesta reconocer desde el pequeño arroyo cristalino, que cuyo nacimiento cuando presenciamos el ancho del río de aguas profundas que recorre su curso. En los diferentes tipos de terreno donde en la primera parte de su recorrido el río empieza a descender de la montaña alta. Aquí el cauce es hondo y estrecho, la corriente es rápida, las aguas frías y limpias, de fondo rocoso en un 80%, la corriente desprende muchas piedras que son arrastradas aguas abajo. Al ir bajando, el río forma muchas caídas de agua en los desniveles del terreno. Donde esta primera parte del río se llama primera etapa o etapa juvenil. Más abajo, sus aguas van disminuyendo su velocidad donde su cauce se va ensanchando en forma de curvas, en las orillas hay playas con arena gruesa y en el fondo del agua se observan pequeñas piedrecillas y más arena. Esta es la segunda etapa o etapa de madurez, donde estas dos etapas cumplen desde su nacimiento hasta el punto del estudio, donde es necesario este recorrido para poder tabular y calcular los caudales máximos en su punto de control (Curimana) tomando la metodología más apropiada para estos tipos de estudio dentro de una cuenca, tomando la base del estudio de Hidrología realizado para la zona de estudio.

El agua que se dirige al río sobre la superficie, como flujo de arroyo, puede convertirse en grandes inundaciones cuando ocurren tormentas intensas a lo largo de la cuenca del Río Aguaytía donde las mayores de las inundaciones del Río suelen ocurrir durante la temporada de (Enero a Marzo), cuando la humedad de la selva viaja hacia el sur y se convierte en tormentas eléctricas, El río Aguaytía en estudio tiene un área de 5,196.12 Km² y una longitud de 107.7 Kms. Cuyo cuadro que se presenta en el punto de control "Curimana" donde se calculó el caudal máximo total para diferentes períodos de retorno mediante el estudio Hidrológico ya elaborado.

CUADRON°24

SUBCUENCA	AREA (KM2)	LONGITUD DE CAUCE (KM)	PENDIENTE (S) m/m
AGUAYTIA	5196.12	107.7	0.0022

Estudio de Hidrología - Curimana

Los caudales máximos para los diferentes tiempos retorno se ha tomado en cuenta del estudio hidrológico ya realizado

CUADRO N° 25

T retorno Vs Q max

T (años)	Q max (m ³ /s)
10	3,525.00
25	4,642.60
50	7,778.20
100	9,390.50

Estudio de Hidrología - Curimana

5.2.1. EVALUACIÓN DE LAS INUNDACIONES

La inundación es uno de los desastres más grandes de mayor impacto económico y humano. El riesgo de inundación, se puede interpretar como el producto de la amenaza por la vulnerabilidad. La amenaza está relacionada a la sollicitación hidráulica, es decir está determinada por la escala del diseño hidrológico de las estructuras para el control de agua. De este modo la probabilidad que un evento ocurra al menos una vez en "n" años sucesivos, considerando un tiempo de retorno (T_r), es conocido como riesgo o falla R y se representa por:

El presente informe se basa en las recomendaciones expuestas en la bibliografía existentes, en la cual se define tiempos de retorno de 10, 25 y 50 años para obras de defensa de zonas agrícolas y urbanas.

Para la evaluación de inundación para las diferentes secciones se ha tomado en cuenta el siguiente cuadro para la determinación de la rugosidad y se ha considerado para la base 0.0035 y los taludes del río 0.003

La simulación del tramo del río para los diferentes caudales máximos para los tiempos variables de retorno, se han modelado mediante el software Hec Ras.

Cuadro N°26

T retorno Vs Q max

T (años)	Q max (m ³ /s)
10	3,525.00
25	4,642.60
50	7,778.20
100	9,390.50

Estudio de Hidrología – Curimana

5.2.2. MODELAMIENTO HIDRÁULICO

5.2.2.1. Simulación hidráulica en flujo estacionario:

Conceptos básicos

El análisis hidráulico permite determinar los niveles de aguas máximas, llanura de inundación, velocidades y otros parámetros hidráulicos, para avenidas extremas con diferentes periodos de retorno; de manera se visualice el comportamiento del flujo de acuerdo a las características morfológicas del cauce.

5.2.2.2. Flujo gradualmente variado

Se puede simplificar el flujo del agua en un cauce natural como unidimensional, es decir, la profundidad y velocidad sólo varían en la dirección longitudinal del canal, cuyo eje se supone aproximadamente una línea recta, la velocidad es constante en cualquier punto de una sección transversal

Si mantenemos la hipótesis metodológica de un flujo permanente, es decir que el caudal no varía con el tiempo, pero con una variación paulatina de la velocidad en el espacio, y por tanto del tirante, al no modificarse el caudal, el régimen recibe el nombre de gradualmente variado, y en él se produce una distribución hidrostática de las presiones.

Los perfiles pueden analizarse considerando régimen supercrítico y suscrítico.

Los cálculos están orientados a flujo unidimensional, para flujo estacionario gradualmente variado y para régimen mixto (suscrítico y supercrítico). Desarrollado con la ecuación de la energía, por un proceso iterativo: standart step method. Que resuelve la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado igualando la energía en dos secciones consecutivas mediante un procedimiento cíclico de aproximaciones sucesivas.

Para ellos se empleó el modelo computacional HEC-RA (River Analysis System; USACE).

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_c$$

Donde,

Z1 y Z2 = elevación del cauce en la sección.

Y1 y Y2 = elevación del agua en la sección.

V_1 y V_2 = velocidades promedios.

α_1 y α_2 = coeficiente de velocidad.

g = aceleración de la gravedad.

h_e = pérdida de energía.

5.2.2.3. Condiciones de frontera

Una condición de frontera aguas arriba es aplicada como un hidrograma del flujo de descarga en función del tiempo.

Cuatro tipos de condiciones de frontera para aguas abajo, se indica:

Stage Hydrograph. Nivel de agua en función del tiempo, si la corriente fluye en un entorno como el remanso de un estuario o bahía en la que se rige la elevación de la superficie del agua por las fluctuaciones de la marea, o donde desemboca en un lago o reservorios.

Flow Hydrograph. Puede utilizarse si los datos registrados está disponible y el modelo está calibrado a un evento de inundación específico.

Single Valued Rating Curve. Es función monótona de la etapa y el flujo. Puede emplearse para describir con precisión la etapa de flujo como cascadas, estructuras hidráulicas de control, aliviaderos, presas.

Normal Depth. Se introduce la pendiente de fricción, considerada como la profundidad normal, si existen las condiciones de flujo uniforme. Dado que las condiciones de flujo uniforme no existen normalmente en las corrientes naturales, esta condición de frontera debe ser utilizada aguas abajo del área de estudio.

5.2.3. INFORMACIÓN REQUERIDA PARA LA SIMULACIÓN

5.2.3.1. Coeficientes de rugosidad

La elección del coeficiente de rugosidad ("n" de Manning), se realizó mediante la observación en campo de las características del cauce principal y de los márgenes derecha e izquierda, así como la comparación con estudios anteriores y tablas.

Los valores de "n" varían según las características de los tramos del río.

Sin embargo, para este proyecto se considera el coeficiente de $n=0.03$ para la base y el talud de un $n=0.033$ y será constante para cada tramo.

Cuadro N° 27: rugosidad (n)

CONDICIONES DEL CAUVAL DE AGUA	n	1/s
CANALES DE TIERRA SIN REVISTIR		
Tierra limpia y uniforme; canales recién ultimados	0,017	56,62
Curvatura suave, en légame o arcilla sólidas, con depósitos de fangos, sin crecimiento de vegetación, en condiciones normales.	0,025	40,00
Hierba corta, poca malezas	0,024	41,67
Malezas densas en aguas profundas	0,032	31,25
Suelo accidentado con piedras	0,035	28,57
Mantenimiento escaso, malezas tupidas en toda la altura del caudal.	0,040	25,00
Fondo limpio, arbustos en los taludes	0,070	14,29
CANALES REVISTIDOS		
Ladrillos de mortero de cemento	0,020	50,00
Hormigón, piezas prefabricadas, sin terminar, paredes rugosas	0,015	66,67
Hormigón, acabado con paleta, paredes lisas	0,013	76,92
Ladrillos, paredes rugosas	0,015	66,67
Ladrillos, paredes bien construidas	0,013	76,92
Tablas, con crecimiento de algas/musgos	0,015	66,67
Tablas bastante derechas y sin vegetación	0,013	76,92
Tablas bien cepilladas y firmemente fijadas	0,011	90,91
Membrana de plástico sumergida	0,027	37,04
CONSTRUCCIONES ELEVADAS/CANALES/AQUADUCTOS		
Hormigón	0,012	83,33
Metal llano	0,015	66,67
Metal ondulado	0,021	47,62
Madera y bambú (llano)	0,014	71,43

Fuente: Máximo Villón

5.2.3.2. Caudales

Se considera un flujo permanente o estacionario; el caudal no varía con el tiempo. Los efectos de laminación de avenidas no se tomarán en cuenta en el modelo.

Según el capítulo en el trabajo de evaluación hidrológica el caudal máximo total de la cuenca para los periodos de retorno de 10, 25 y 50 años son 3,525, 4,642.6 y 7,778.2 m³/s Respectivamente.

5.2.3.3. Pendiente del cauce

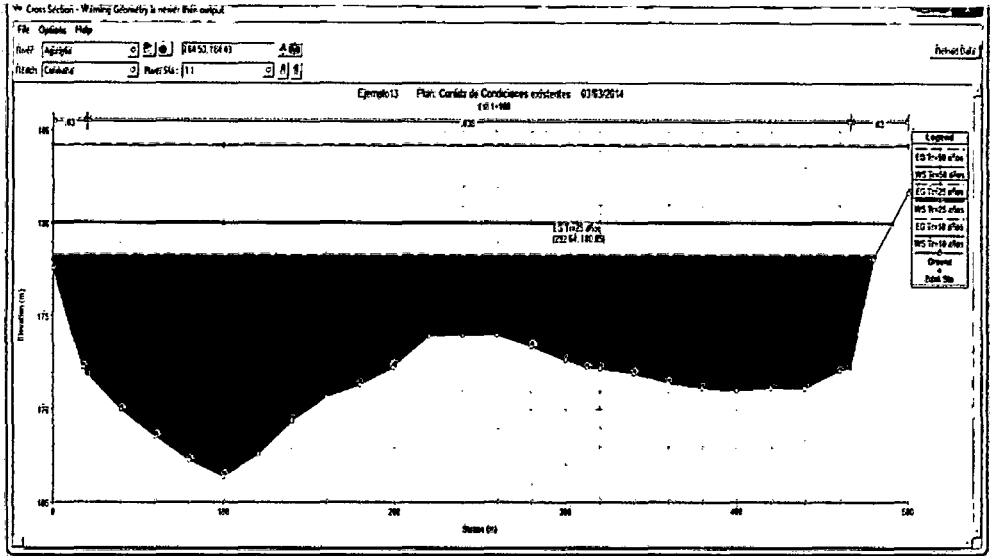
La pendiente promedio del cauce desde el litoral hasta la progresiva 2+500 hasta el punto de control es 0.0012. Este tramo corresponde al estudio de tratamiento del cauce el río Aguaytía.

5.3. SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO AGUAYTÍA (SECTOR CURIMANA)

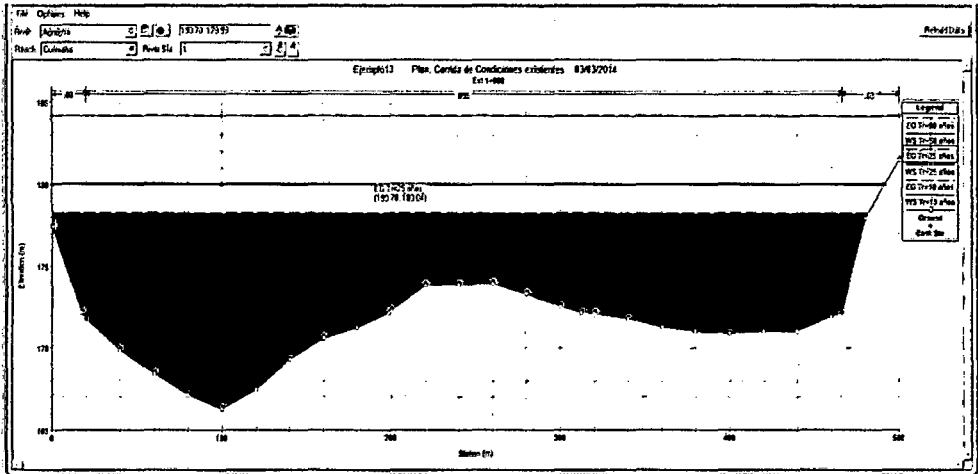
5.3.1. DETERMINACIÓN DE SECCIONES PARA DIFERENTES TIEMPOS DE RETORNO 10,25 Y 50 AÑOS

Determinación de las secciones transversal y demás parámetros se indican en las partes, para las diferentes progresivas se la zona de estudio.

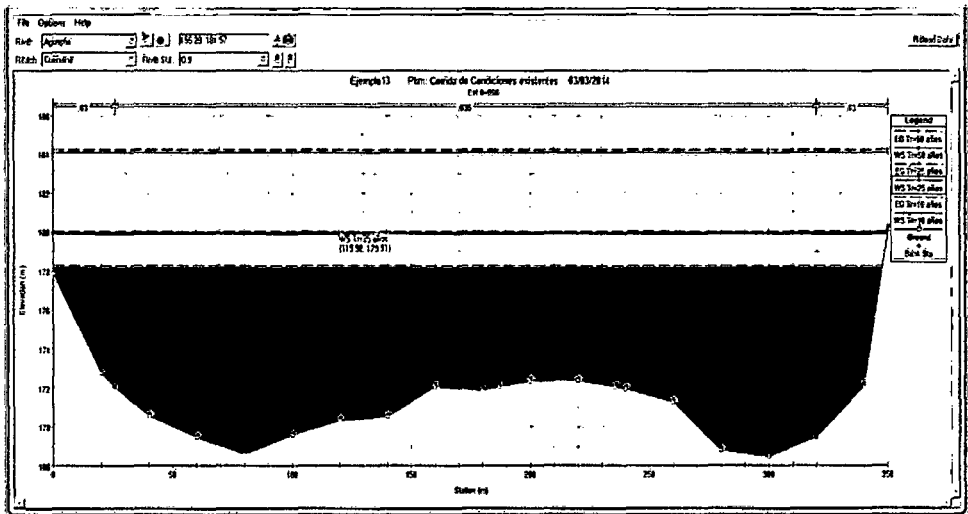
Estación 1+100



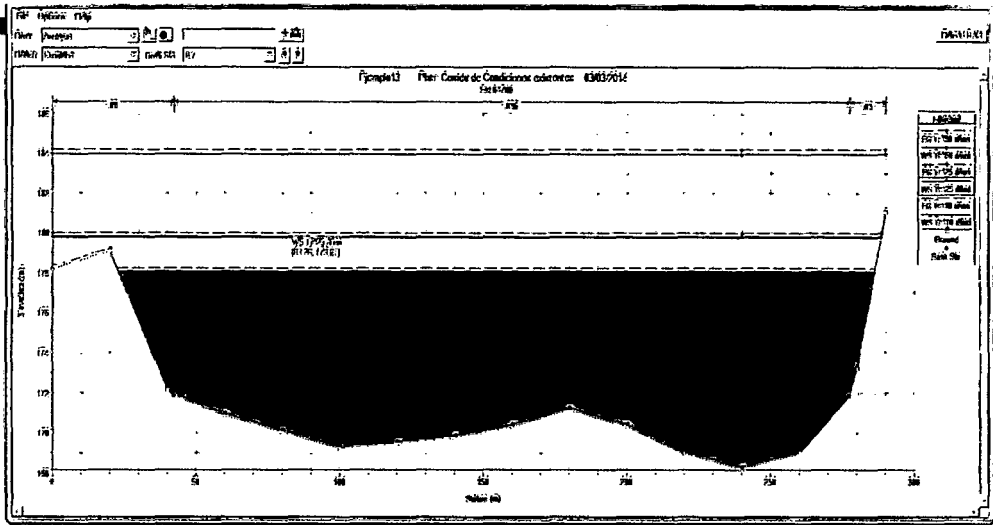
Estación 1+000



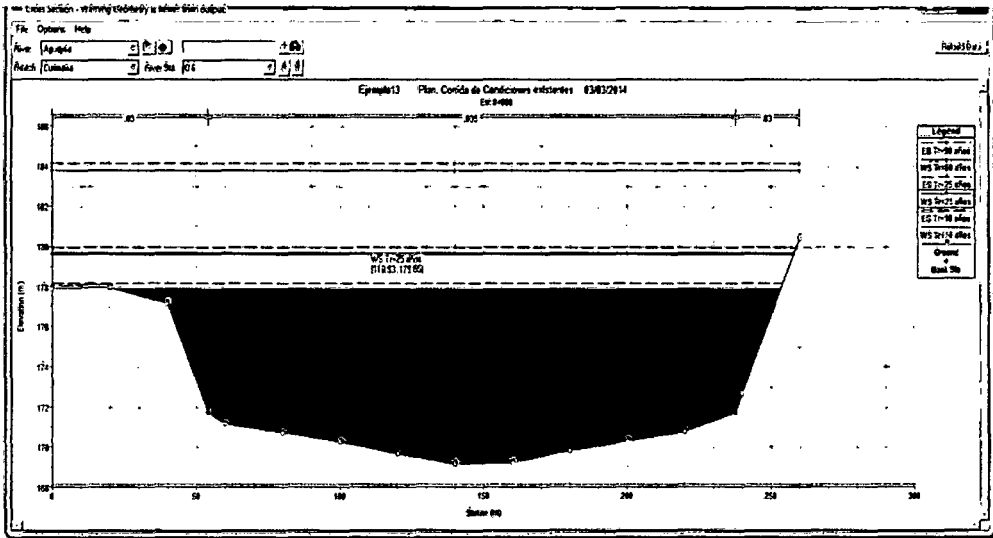
Estación 0+900



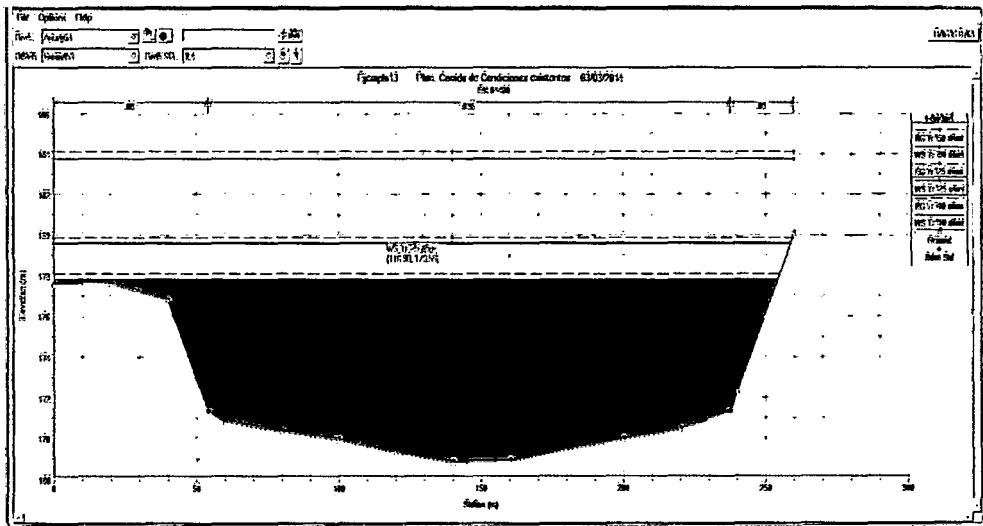
Estación 0+ 700



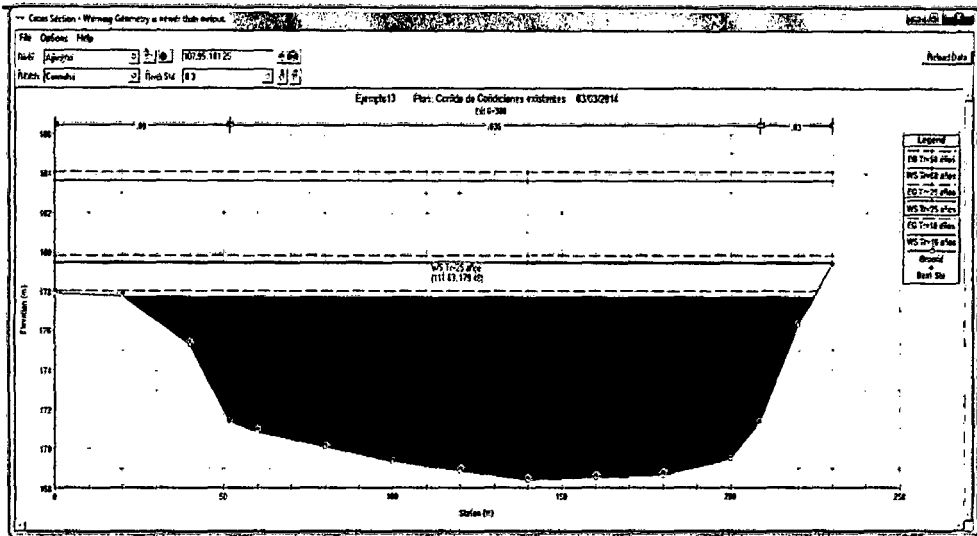
Estación 0+ 600



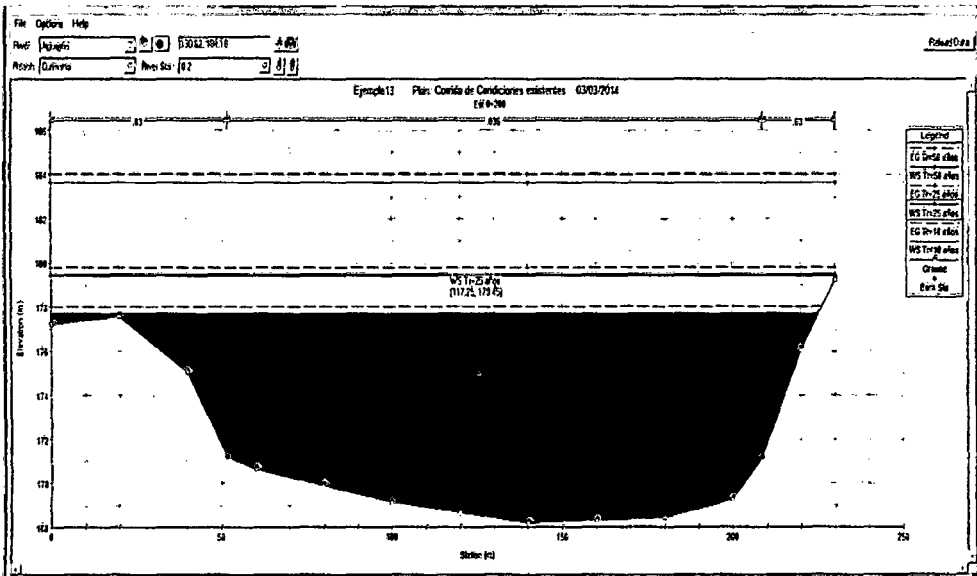
Estación 0+ 400



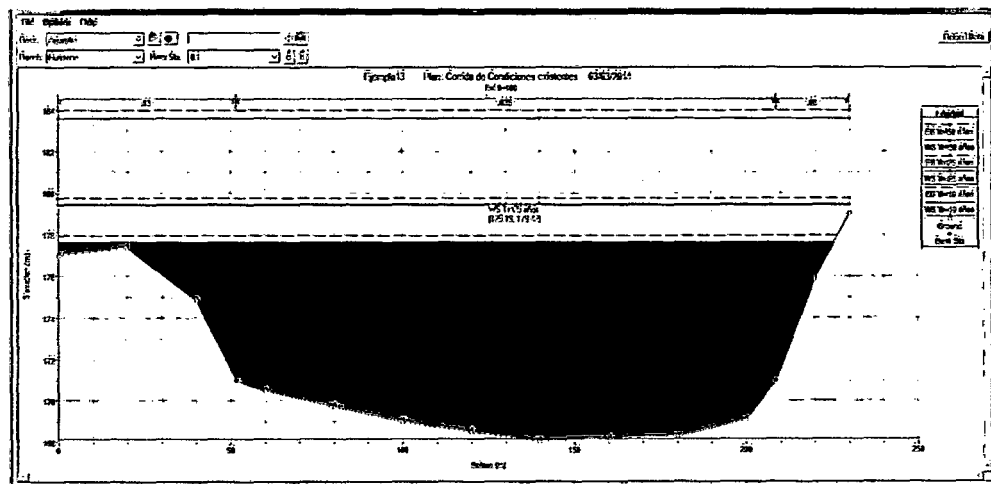
Estación 0+ 300



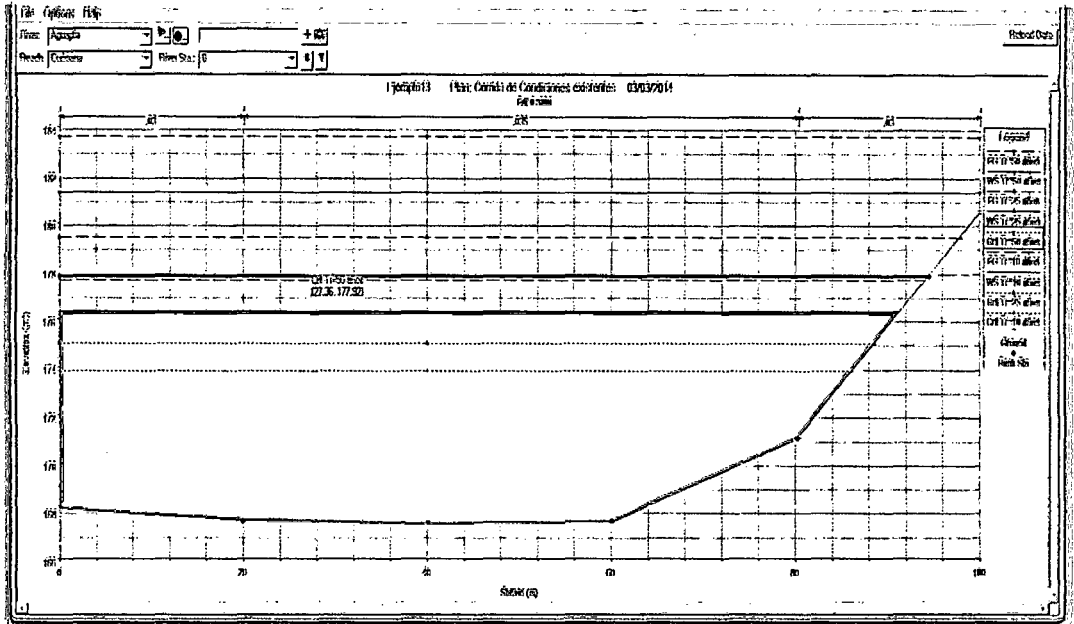
Estación 0+ 200



Estación 0+ 100



Estación 0+ 000



Cuadro N° 28

Resultados para Caudal de 3525 m3/seg para Tiempo de Retorno de 10 años

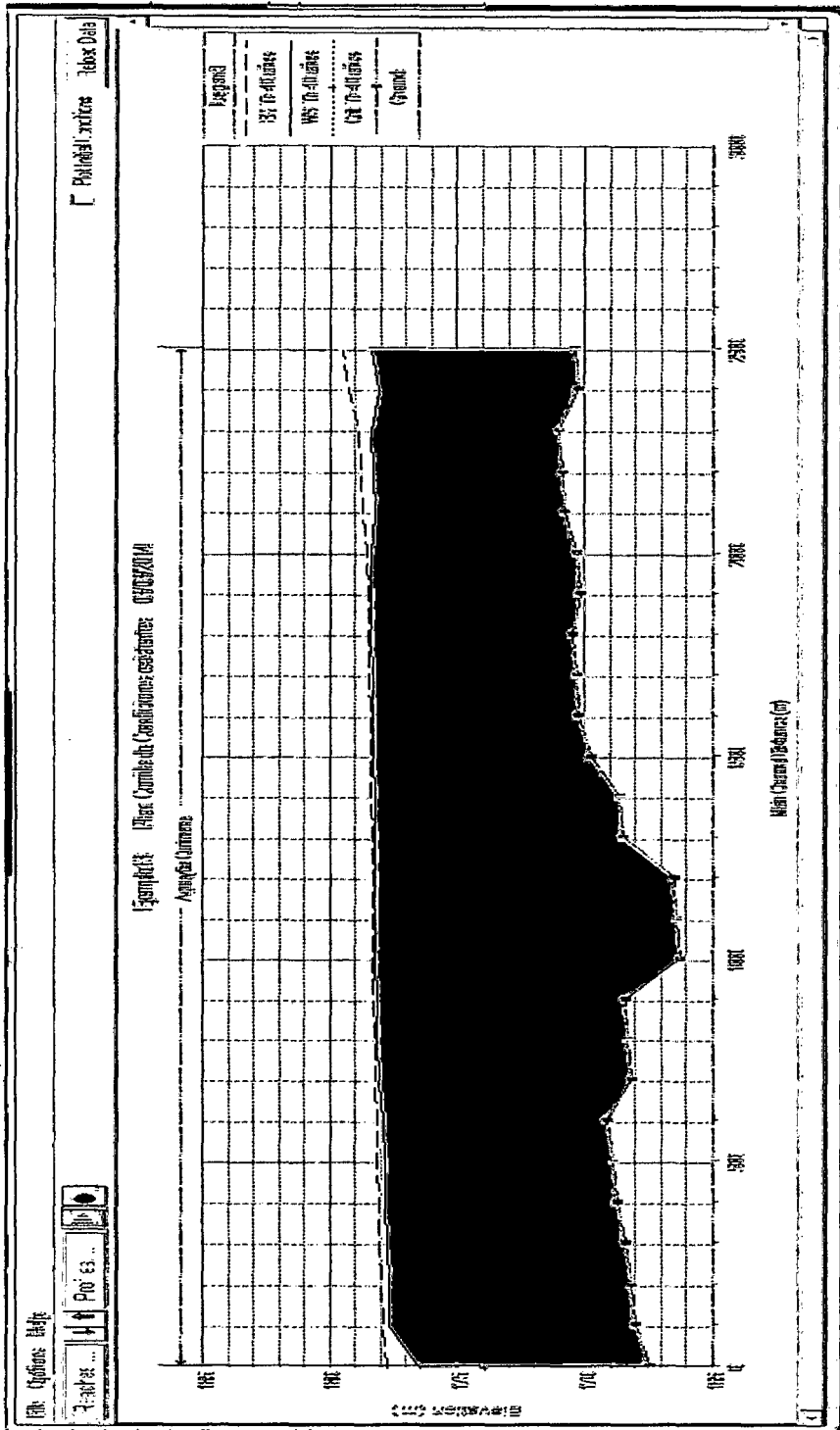
HEC-RAS Plan: Corrida de C River: Aguaytia Reach: Curimana Profile: Tr=10 años												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Curimana	2.5	Tr=10 años	3525.00	178.38	178.42		178.54	0.002371	4.82	767.58	140.05	0.61
Curimana	2.4	Tr=10 años	3525.00	178.26	178.04		178.27	0.002743	5.05	731.50	138.42	0.65
Curimana	2.3	Tr=10 años	3525.00	178.04	178.42		178.09	0.001002	3.00	1182.54	210.10	0.30
Curimana	2.2	Tr=10 años	3525.00	178.92	178.32		178.78	0.000983	3.05	1168.41	210.34	0.30
Curimana	2.1	Tr=10 años	3525.00	178.00	178.20		178.09	0.000075	3.00	1100.50	210.51	0.30
Curimana	2.0	Tr=10 años	3525.00	178.22	178.40		178.54	0.000316	1.51	2206.19	405.44	0.22
Curimana	1.9	Tr=10 años	3525.00	178.20	178.39		178.50	0.000300	1.59	2243.53	405.30	0.21
Curimana	1.8	Tr=10 años	3525.00	178.47	178.36		178.47	0.000305	1.47	2413.05	490.20	0.21
Curimana	1.7	Tr=10 años	3525.00	178.35	178.33		178.44	0.000287	1.45	2458.78	490.76	0.20
Curimana	1.6	Tr=10 años	3525.00	178.23	178.31		178.41	0.000270	1.42	2505.36	491.33	0.20
Curimana	1.5	Tr=10 años	3525.00	169.75	178.29		178.39	0.000242	1.37	2593.65	494.25	0.19
Curimana	1.4	Tr=10 años	3525.00	168.63	178.27		178.36	0.000222	1.34	2663.18	494.52	0.18
Curimana	1.3	Tr=10 años	3525.00	168.51	178.25		178.33	0.000209	1.31	2713.02	494.79	0.18
Curimana	1.2	Tr=10 años	3525.00	166.53	178.25		178.31	0.000189	1.10	3251.68	480.29	0.13
Curimana	1.1	Tr=10 años	3525.00	166.41	178.24		178.30	0.000184	1.08	3304.86	480.91	0.13
Curimana	1	Tr=10 años	3525.00	166.25	178.23		178.25	0.000058	1.06	3356.35	481.53	0.13
Curimana	0.9	Tr=10 años	3525.00	168.46	178.17		178.27	0.000170	1.43	2490.55	347.54	0.17
Curimana	0.8	Tr=10 años	3525.00	168.34	178.15		178.25	0.000162	1.41	2527.61	347.68	0.16
Curimana	0.7	Tr=10 años	3525.00	168.16	178.07		178.23	0.000236	1.78	2017.73	283.31	0.28
Curimana	0.6	Tr=10 años	3525.00	169.14	177.99		178.19	0.000463	2.40	1521.39	231.43	0.39
Curimana	0.5	Tr=10 años	3525.00	169.94	177.95		178.14	0.000432	2.35	1551.42	233.89	0.27
Curimana	0.4	Tr=10 años	3525.00	169.74	177.83		178.09	0.000400	2.30	1604.14	254.32	0.26
Curimana	0.3	Tr=10 años	3525.00	168.41	177.72		178.04	0.000458	2.55	1440.81	204.24	0.28
Curimana	0.2	Tr=10 años	3525.00	168.21	177.68		177.99	0.000442	2.51	1479.88	225.06	0.27
Curimana	0.1	Tr=10 años	3525.00	168.01	177.65		177.95	0.000411	2.45	1517.70	225.59	0.26
Curimana	0	Tr=10 años	3525.00	167.50	176.44	173.93	177.77	0.002002	5.21	699.42	91.43	0.58

Cuadro N° 29 Resultados traducidos Caudal 3525 m3/seg

Seccion	Caudal (m3/seg)	Cota de Fondo (m)	Cota de nivel normal (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	pendiente m/m	Area (m2)	Perim. Mojado (m)	Radio Hidraulico (m)	Velocidad (m/seg)	Fr
2+500	3525	170.38	179.54	178.42	0.0023	767.58	140.05	5.48	4.82	0.61
2+400	3525	170.26	179.27	178.04	0.0027	731.9	138.42	5.29	5.05	0.65
2+300	3525	171.04	178.89	178.42	0.001	1183.54	210.18	5.63	3.06	0.39
2+200	3525	170.92	178.78	178.32	0.0009	1188.41	210.34	5.65	3.05	0.39
2+100	3525	170.8	178.69	178.23	0.0009	1193.59	210.51	5.67	3.03	0.39
2+00	3525	170.32	178.54	178.4	0.00031	2206.19	405.44	5.44	1.61	0.22
1+900	3525	170.2	178.5	178.38	0.00032	2243.69	406.3	5.52	1.59	0.21
1+800	3525	170.47	178.47	178.36	0.00035	2413.06	490.2	4.92	1.47	0.21
1+700	3525	170.35	178.44	178.33	0.00038	2458.73	490.76	5.01	1.45	0.2
1+600	3525	170.23	178.41	178.31	0.00027	2505.56	491.33	5.10	1.42	0.2
1+500	3525	169.75	178.38	178.29	0.00024	2593.65	494.26	5.25	1.37	0.19
1+400	3525	168.63	178.36	178.27	0.00022	2663.18	494.52	5.39	1.34	0.18
1+300	3525	168.51	178.33	178.25	0.000209	2713.02	494.79	5.48	1.31	0.18
1+200	3525	166.53	178.31	178.25	0.00019	3251.68	480.29	6.77	1.1	0.13
1+100	3525	166.41	178.3	178.24	0.000104	3304.36	480.91	6.87	1.08	0.13
1+000	3525	166.29	178.29	178.23	0.00009	3358.35	481.53	6.97	1.06	0.13
0+900	3525	168.46	178.27	178.17	0.00017	2490.95	347.54	7.17	1.43	0.17
0+800	3525	168.34	178.25	178.15	0.00016	2527.61	347.68	7.27	1.41	0.16
0+700	3525	168.16	178.23	178.07	0.00023	2017.75	263.91	7.66	1.78	0.2
0+600	3525	169.14	178.18	177.9	0.00046	1521.33	231.43	6.57	2.4	0.28
0+500	3525	168.94	178.14	177.76	0.00043	1561.42	253.89	6.15	2.35	0.27
0+400	3525	168.74	178.09	177.83	0.0004	1604.14	254.32	6.31	2.3	0.26
0+300	3525	168.41	178.04	177.72	0.00046	1441.81	204.24	7.06	2.55	0.28
0+200	3525	168.21	177.99	177.68	0.00042	1479.89	225.06	6.58	2.51	0.27
0+100	3525	168.01	177.95	177.65	0.00041	1517.7	225.59	6.73	2.45	0.26
0+000	3525	167.5	177.77	176.44	0.002	699.42	91.43	7.65	5.21	0.58

Resultado Hec - Ras

Figura N°24: Elevación Vs Caudal
 Para tiempo de retorno 10 años



Se observa que en el tramo de interés, el río Aguaytía no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 10 años de periodo de retorno sin desbordarse, aproximadamente se iniciaría en la 1+500.

Cuadro N° 30: Desniveles con respecto al borde alto del terreno tr =10 años

seccion	Cota superior del terreno	Cota superior del nivel del agua	Nivel de inundacion
2+500	196	178.42	17.58
2+400	195.88	178.04	17.84
2+300	190.08	178.42	11.66
2+200	190.68	178.32	12.36
2+100	190.56	178.23	12.33
2+00	187.07	178.4	8.67
1+900	186.95	178.38	8.57
1+800	178.72	178.36	0.36
1+700	178.6	178.33	0.27
1+600	178.48	178.31	0.17
1+500	178.07	178.29	-0.22
1+400	177.95	178.27	-0.32
1+300	177.83	178.25	-0.42
1+200	177.68	178.25	-0.57
1+100	177.56	178.24	-0.68
1+000	177.44	178.23	-0.79
0+900	177.88	178.17	-0.29
0+800	177.76	178.15	-0.39
0+700	178.21	178.07	0.14
0+600	177.93	177.9	0.03
0+500	177.73	177.76	-0.03
0+400	177.53	177.83	-0.3
0+300	177.91	177.72	0.19
0+200	177.21	177.68	-0.47
0+100	177.01	177.65	-0.64
0+000	168.13	176.44	-8.31

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 31: Resultado Hec para Caudal 4,642.1 m3/seg para un tiempo de retorno de 25 años

File Options Std. Tables Locations Help												
HECRAS Plan Comda de C. River Aquayita Reach: Curimana Profile Tr=25 años												Retain Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
Curimana	2.5	Tr=25 años	4642.10	170.38	179.88		181.09	0.001988	5.06	986.28	159.01	0.57
Curimana	2.4	Tr=25 años	4642.10	170.26	179.80		180.87	0.002141	5.18	961.87	157.97	0.59
Curimana	2.3	Tr=25 años	4642.10	171.04	180.03		180.52	0.000779	3.15	1531.57	223.76	0.36
Curimana	2.2	Tr=25 años	4642.10	170.92	179.96		180.44	0.000763	3.13	1542.19	224.47	0.36
Curimana	2.1	Tr=25 años	4642.10	170.80	179.89		180.36	0.000747	3.11	1553.21	225.24	0.35
Curimana	2.0	Tr=25 años	4642.10	170.32	180.09		180.22	0.000227	1.62	2902.17	421.15	0.19
Curimana	1.9	Tr=25 años	4642.10	170.20	180.07		180.20	0.000216	1.60	2944.54	421.96	0.19
Curimana	1.8	Tr=25 años	4642.10	170.47	180.07		180.17	0.000198	1.44	3255.66	496.21	0.18
Curimana	1.7	Tr=25 años	4642.10	170.95	180.05		180.15	0.000189	1.42	3209.83	496.51	0.17
Curimana	1.6	Tr=25 años	4642.10	170.23	180.03		180.13	0.000179	1.40	3359.18	496.80	0.17
Curimana	1.5	Tr=25 años	4642.10	169.75	180.02		180.11	0.000164	1.36	3454.07	499.89	0.16
Curimana	1.4	Tr=25 años	4642.10	168.63	180.01		180.09	0.000153	1.33	3527.35	493.16	0.16
Curimana	1.3	Tr=25 años	4642.10	168.01	179.99		180.08	0.000146	1.31	3580.72	493.45	0.15
Curimana	1.2	Tr=25 años	4642.10	168.53	180.00		180.06	0.000093	1.15	4098.18	490.09	0.12
Curimana	1.1	Tr=25 años	4642.10	166.41	179.99		180.05	0.000066	1.13	4153.30	490.72	0.12
Curimana	1	Tr=25 años	4642.10	166.29	179.98		180.04	0.000082	1.12	4208.69	491.35	0.12
Curimana	0.9	Tr=25 años	4642.10	168.46	179.91		180.03	0.000145	1.52	3098.74	349.74	0.16
Curimana	0.8	Tr=25 años	4642.10	168.34	179.90		180.01	0.000139	1.50	3136.42	349.87	0.16
Curimana	0.7	Tr=25 años	4642.10	168.16	179.81		179.99	0.000212	1.92	2503.64	288.39	0.19
Curimana	0.6	Tr=25 años	4642.10	169.14	179.65		179.95	0.000380	2.49	1967.02	257.98	0.26
Curimana	0.5	Tr=25 años	4642.10	168.94	179.62		179.91	0.000356	2.44	2011.58	258.42	0.25
Curimana	0.4	Tr=25 años	4642.10	168.74	179.59		179.87	0.000333	2.39	2056.70	258.87	0.24
Curimana	0.3	Tr=25 años	4642.10	168.41	179.48		179.83	0.000404	2.69	1837.61	230.00	0.27
Curimana	0.2	Tr=25 años	4642.10	168.21	179.45		179.79	0.000378	2.63	1882.31	230.00	0.26
Curimana	0.1	Tr=25 años	4642.10	168.01	179.42		179.74	0.000354	2.59	1922.15	230.00	0.25
Curimana	0	Tr=25 años	4642.10	167.00	177.93	170.11	179.51	0.0002001	0.62	637.07	94.53	0.69

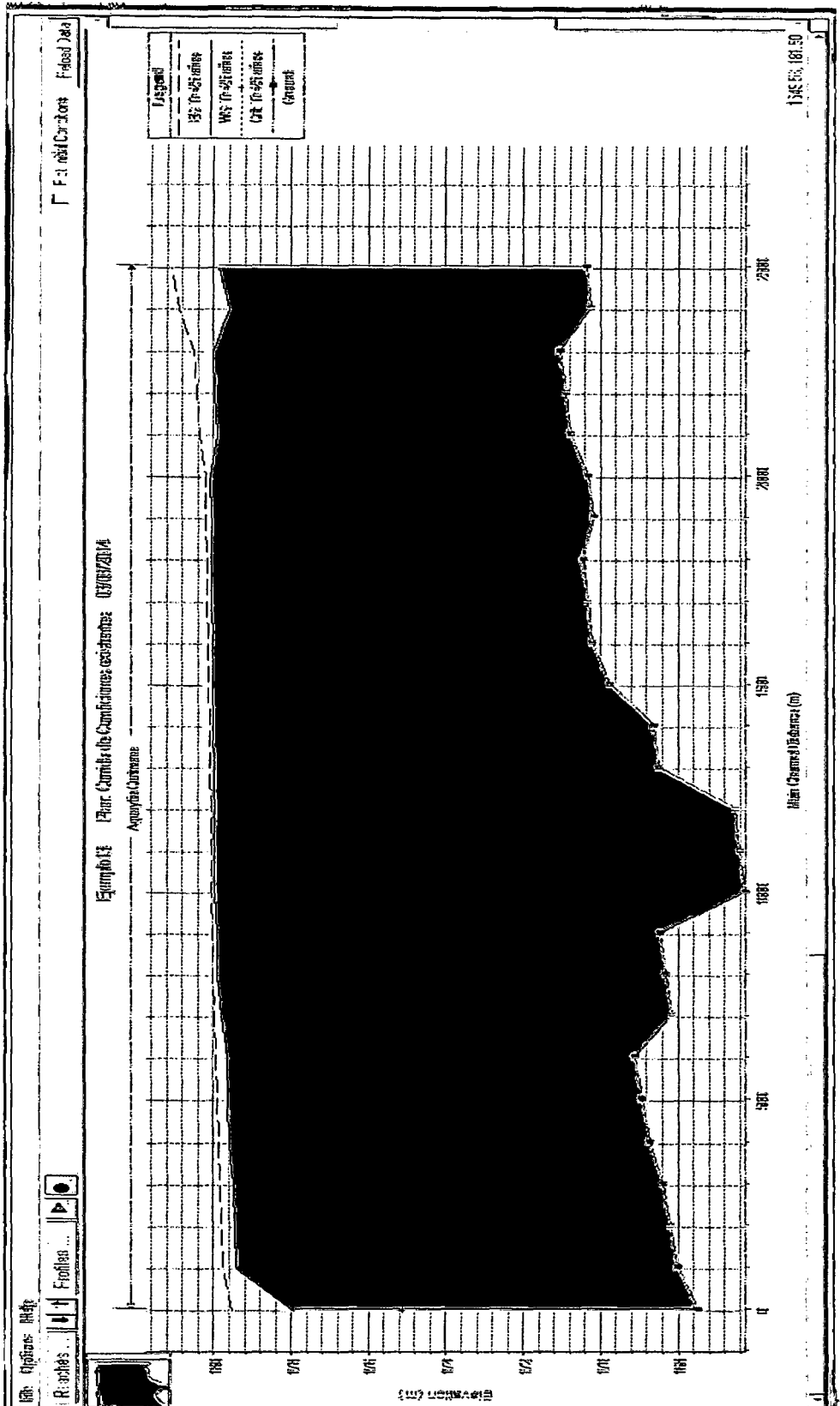
Total flow in cross section:

Cuadro N° 32: Resultados traducidos Q= 4,642.1 m3/seg

Seccion	Caudal (m ³ /seg)	Cota de Fondo (m)	Cota de nivel normal (m)	Cota del nivel hidráulico (m)	pendiente m/m	Area (m ²)	Perim. Mojado (m)	Radio Hidraulico (m)	Velocidad (m/seg)	Fr
2+500	4642.1	170.38	181.09	179.88	0.0019	986.28	159.01	6.20	5.00	0.57
2+400	4642.1	170.26	180.07	179.6	0.0021	961.87	157.97	6.09	5.18	0.59
2+300	4642.1	171.04	180.52	180.03	0.0007	1531.57	223.76	6.84	3.15	0.36
2+200	4642.1	170.92	180.44	179.96	0.00076	1542.19	224.47	6.87	3.13	0.36
2+100	4642.1	170.8	180.36	179.89	0.00074	1533.21	225.24	6.81	3.11	0.35
2+00	4642.1	170.32	180.22	180.09	0.00022	2902.21	421.15	6.89	1.62	0.19
1+900	4642.1	170.2	180.2	180.07	0.00021	2944.54	421.96	6.98	1.6	0.19
1+800	4642.1	170.47	180.17	180.07	0.00019	3255.56	496.21	6.56	1.44	0.18
1+700	4642.1	170.35	180.15	180.05	0.00018	3306.53	496.51	6.66	1.42	0.17
1+600	4642.1	170.23	180.13	180.03	0.00017	3358.18	496.8	6.76	1.4	0.17
1+500	4642.1	169.75	180.11	180.02	0.00016	3454.87	498.88	6.92	1.36	0.16
1+400	4642.1	168.63	180.09	180.01	0.00015	3527.35	499.16	7.07	1.33	0.16
1+300	4642.1	168.51	180.08	179.99	0.00014	3580.72	490.45	7.30	1.31	0.15
1+200	4642.1	166.53	180.06	180	0.000089	4098.18	490.09	8.36	1.15	0.12
1+100	4642.1	166.41	180.05	179.99	0.000086	4153.3	490.72	8.46	1.13	0.12
1+000	4642.1	166.29	180.04	179.96	0.000082	4208.69	491.35	8.57	1.12	0.12
0+900	4642.1	168.46	180.03	179.91	0.00014	3098.74	349.74	8.86	1.52	0.16
0+800	4642.1	168.34	180.01	179.9	0.00013	3136.42	349.87	8.96	1.5	0.19
0+700	4642.1	168.16	179.99	179.81	0.00021	2503.64	288.39	8.68	1.92	0.26
0+600	4642.1	168.14	179.95	179.65	0.00038	1807.42	237.98	7.68	2.49	0.28
0+500	4642.1	168.94	179.91	179.62	0.00035	2011.58	258.42	7.78	2.44	0.25
0+400	4642.1	168.74	179.87	179.59	0.00033	2056.7	258.87	7.94	2.39	0.24
0+300	4642.1	168.41	179.83	179.48	0.0004	1827.61	230	7.99	2.69	0.27
0+200	4642.1	168.21	179.78	179.45	0.00037	1882.31	220	8.18	2.63	0.26
0+100	4642.1	168.01	179.74	179.42	0.00035	1922.15	230	8.36	2.58	0.25
0+000	4642.1	167.5	179.54	177.92	0.0021	837.57	94.55	8.86	5.82	0.59

Resultado Hec Ras

Figura N° 25 Elevación Vs Caudal
 Para tiempo de retorno 25 años



Se observa que en el tramo de interés, el río Aguaytía no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 25 años de periodo de retorno sin desbordarse, aproximadamente se iniciaría en la 1+800.

Cuadro N° 33 Desniveles con respecto al borde del terreno Tr= 25 años

seccion	Cota superior del terreno	Cota superior del nivel del agua	Nivel de inundación
2+500	196	179.88	16.12
2+400	195.88	179.6	16.28
2+300	190.08	180.03	10.05
2+200	190.68	179.96	10.72
2+100	190.56	179.89	10.67
2+00	187.07	180.09	6.98
1+900	186.95	180.07	6.88
1+800	178.72	180.07	-1.35
1+700	178.6	180.05	-1.45
1+600	178.48	180.03	-1.55
1+500	178.07	180.02	-1.95
1+400	177.95	180.01	-2.06
1+300	177.83	179.99	-2.16
1+200	177.68	180	-2.32
1+100	177.56	179.99	2.43
1+000	177.44	179.96	-2.52
0+900	177.88	179.91	-2.03
0+800	177.76	179.9	-2.14
0+700	178.21	179.81	-1.6
0+600	177.93	179.65	-1.72
0+500	177.73	179.62	-1.89
0+400	177.53	179.59	-2.06
0+300	177.91	179.48	-1.57
0+200	177.21	179.45	-2.24
0+100	177.01	179.42	-2.41
0+000	168.13	177.92	-9.79

Fuente: Elaboración propia.

Resultados Hec Ras para Caudal de 7,778.1 m3/seg

HEC-RAS Plan: Corrida de C. River, Aguaytía Reach: Curimana Profile: T=50 años													Retrad Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S. Elev	Ch W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Ch1	Flow Area	Top Width	Froude # Ch	
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		
Curimana	2.5	T=50 años	7778.10	170.38	183.75		184.96	0.001222	5.17	1618.71	167.92	0.48	
Curimana	2.4	T=50 años	7778.10	170.26	183.63		184.85	0.001222	5.17	1618.34	167.92	0.48	
Curimana	2.3	T=50 años	7778.10	171.04	184.06		184.57	0.000485	3.27	2515.12	253.79	0.30	
Curimana	2.2	T=50 años	7778.10	170.92	184.02		184.52	0.000474	3.25	2534.84	254.06	0.30	
Curimana	2.1	T=50 años	7778.10	170.80	183.97		184.47	0.000462	3.22	2554.86	254.34	0.30	
Curimana	2.0	T=50 años	7778.10	170.32	184.20		184.34	0.000138	1.71	4656.62	432.47	0.16	
Curimana	1.9	T=50 años	7778.10	170.20	184.19		184.33	0.000134	1.69	4703.51	432.75	0.16	
Curimana	1.8	T=50 años	7778.10	170.47	184.20		184.31	0.000111	1.48	5317.95	500.00	0.14	
Curimana	1.7	T=50 años	7778.10	170.35	184.19		184.29	0.000107	1.47	5373.29	500.00	0.14	
Curimana	1.6	T=50 años	7778.10	170.23	184.18		184.26	0.000104	1.45	5426.77	500.00	0.14	
Curimana	1.5	T=50 años	7778.10	169.75	184.17		184.27	0.000099	1.42	5529.29	500.00	0.14	
Curimana	1.4	T=50 años	7778.10	169.63	184.16		184.26	0.000094	1.41	5606.35	500.00	0.13	
Curimana	1.3	T=50 años	7778.10	169.51	184.15		184.25	0.000090	1.39	5691.47	500.00	0.13	
Curimana	1.2	T=50 años	7778.10	169.59	184.16		184.24	0.000087	1.38	5770.06	500.00	0.11	
Curimana	1.1	T=50 años	7778.10	169.41	184.15		184.23	0.000085	1.37	5777.74	500.00	0.11	
Curimana	1	T=50 años	7778.10	169.29	184.15		184.23	0.000083	1.26	5784.60	500.00	0.11	
Curimana	0.9	T=50 años	7778.10	169.46	184.06		184.21	0.000116	1.74	4990.25	350.00	0.15	
Curimana	0.8	T=50 años	7778.10	169.34	184.05		184.20	0.000113	1.73	4988.04	350.00	0.15	
Curimana	0.7	T=50 años	7778.10	169.16	183.94		184.18	0.000172	2.18	3702.15	290.00	0.19	
Curimana	0.6	T=50 años	7778.10	169.14	183.80		184.14	0.000276	2.71	3044.75	260.00	0.23	
Curimana	0.5	T=50 años	7778.10	169.94	183.78		184.11	0.000263	2.66	3091.69	260.00	0.23	
Curimana	0.4	T=50 años	7778.10	169.74	183.76		184.08	0.000251	2.62	3138.87	260.00	0.22	
Curimana	0.3	T=50 años	7778.10	169.41	183.63		184.05	0.000311	2.97	2793.25	230.00	0.25	
Curimana	0.2	T=50 años	7778.10	169.21	183.61		184.01	0.000256	2.52	2651.45	230.00	0.24	
Curimana	0.1	T=50 años	7778.10	169.01	183.59		183.98	0.000283	2.88	2690.65	230.00	0.24	
Curimana	0	T=50 años	7778.10	167.50	183.53	177.92	183.73	0.000359	3.12	1777.69	160.00	0.53	

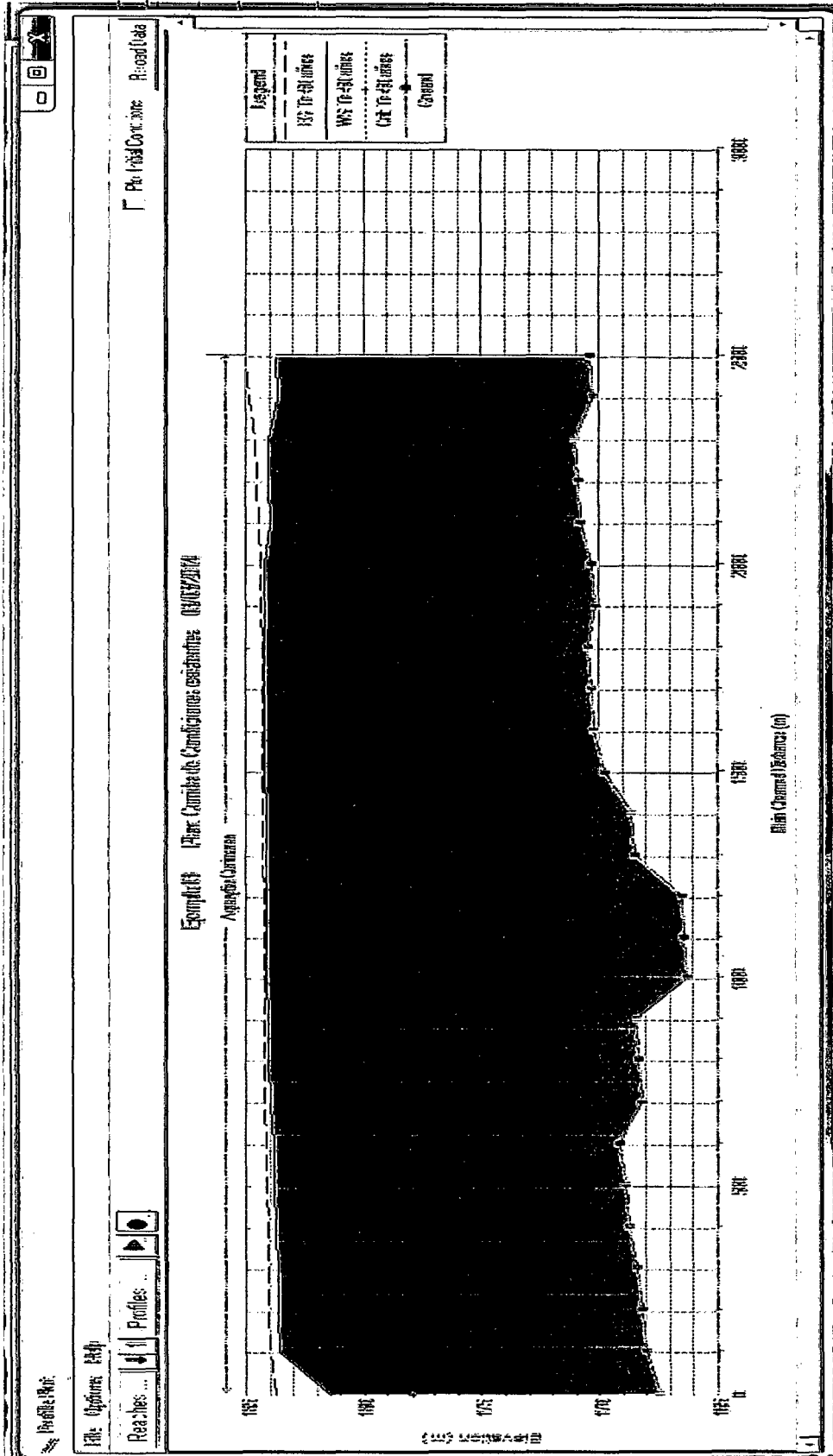
Unit: Metric (SI) System

Cuadro N° 34 Resultados traducidos Caudal 7,778.1 m3/seg

Seccion	Caudal (m3/seg)	Cota de Fondo (m)	Cota de nivel normal (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	pendiente m/m	Area (m2)	Perim. Mojado (m)	Radio Hidraulico (m)	Velocidad (m/seg)	Fr
2+500	7778.1	170.38	184.98	183.75	0.0012	1618.71	167.92	9.64	5.17	0.48
2+400	7778.1	170.26	184.86	183.63	0.0012	1618.34	168.92	9.58	5.17	0.48
2+300	7778.1	171.04	184.57	184.06	0.00048	2515.12	253.79	9.91	3.27	0.3
2+200	7778.1	170.92	184.52	184.02	0.00047	2534.84	254.06	9.98	3.25	0.3
2+100	7778.1	170.8	184.47	183.97	0.00046	2554.86	254.34	10.05	3.22	0.3
2+00	7778.1	170.32	184.34	184.2	0.00013	4656.62	432.27	10.77	1.71	0.16
1+900	7778.1	170.2	184.33	184.19	0.000134	4703.51	432.75	10.87	1.69	0.16
1+800	7778.1	170.47	184.31	184.2	0.00011	5317.95	500	10.64	1.48	0.14
1+700	7778.1	170.35	184.29	184.19	0.00017	5373.29	500	10.75	1.46	0.14
1+600	7778.1	170.23	184.28	184.18	0.000104	5428.99	500	10.86	1.47	0.14
1+500	7778.1	169.75	184.27	184.17	0.000098	5529.2	500	11.06	1.45	0.14
1+400	7778.1	168.63	184.26	184.16	0.000094	5605.35	500	11.21	1.41	0.13
1+300	7778.1	168.51	184.25	184.15	0.000091	5661.42	500	11.32	1.39	0.13
1+200	7778.1	166.53	184.24	184.16	0.000067	6170.06	500	12.34	1.28	0.11
1+100	7778.1	166.41	184.23	184.15	0.000065	6277.28	500	12.55	1.27	0.11
1+000	7778.1	166.29	184.23	184.15	0.000063	6284.28	500	12.57	1.26	0.11
0+900	7778.1	168.46	184.21	184.06	0.00016	4550.25	350	13.00	1.74	0.15
0+800	7778.1	168.34	184.2	184.05	0.000113	4588.84	350	13.11	1.73	0.15
0+700	7778.1	168.16	184.18	183.94	0.00017	3702.15	290	12.77	2.18	0.19
0+600	7778.1	169.14	184.14	183.8	0.00027	3044.75	260	11.71	2.71	0.23
0+500	7778.1	168.94	184.11	183.78	0.00026	3091.69	260	11.89	2.66	0.23
0+400	7778.1	168.74	184.08	183.76	0.00025	3128.27	260	12.07	2.62	0.22
0+300	7778.1	168.41	184.05	183.63	0.00031	2793.25	230	12.14	2.97	0.25
0+200	7778.1	168.21	184.01	183.61	0.00029	2839.45	230	12.35	2.92	0.24
0+100	7778.1	168.01	183.98	183.59	0.00028	2880.65	230	12.52	2.88	0.24
0+000	7778.1	167.5	183.73	181.39	0.002	1177.66	100	11.78	7.12	0.63

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 26 Elevación Vs Caudal
 Para tiempo de retorno 50 años



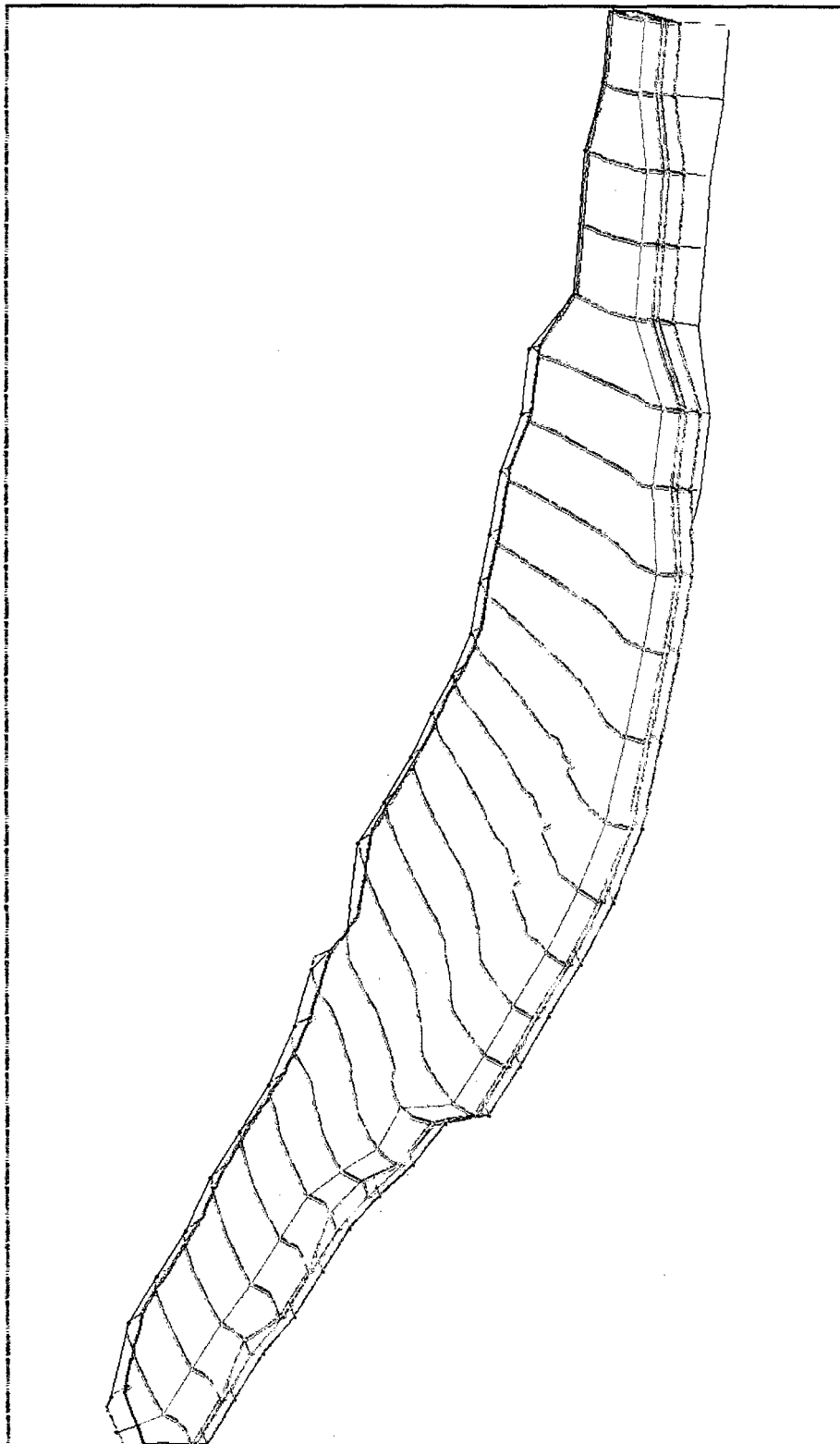
Se observa que en el tramo de interés, el río Aguaytía no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 50 años de periodo de retorno sin desbordarse, aproximadamente se iniciaría en la 1+850.

Cuadro N° 35 Desniveles con respecto al borde alto del terreno 50 años

seccion	Cota superior del terreno	Cota superior del nivel del agua	Nivel de inundacion
2+500	196	183.75	12.25
2+400	195.88	183.63	12.25
2+300	190.08	184.06	6.02
2+200	190.69	184.02	6.66
2+100	190.56	183.97	6.59
2+00	187.07	184.2	2.87
1+900	186.95	184.19	2.76
1+800	178.72	184.2	-5.48
1+700	178.6	184.19	-5.59
1+600	178.48	184.18	-5.7
1+500	178.07	184.17	-6.1
1+400	177.95	184.16	-6.21
1+300	177.83	184.15	-6.32
1+200	177.68	184.16	-6.48
1+100	177.56	184.15	-6.59
1+000	177.44	184.15	-6.71
0+900	177.88	184.06	-6.18
0+800	177.76	184.05	-6.29
0+700	178.21	183.94	-5.73
0+600	177.93	183.8	-5.87
0+500	177.73	183.78	-6.05
0+400	177.53	183.76	-6.23
0+300	177.91	183.63	-5.72
0+200	177.21	183.61	-6.4
0+100	177.01	183.59	-6.58
0+000	168.13	181.39	-13.26

Fuente: Elaboración propia.

Figura N°27 Vista esquemática de las secciones transversales - sector Curimana, donde se observa las zonas inundadas para un periodo de retorno de 10 años.



CAPÍTULO VI
DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA

6.1. EVALUACIÓN DEL MURO DE CONTENCIÓN

Del estudio hidrológico realizado, se tiene una altura de muro prevista de 12m, esta altura se obtuvo mediante el análisis de inundación generado con un caudal de un periodo de retorno de 25 años. Elegimos este periodo de retorno ya que nos arroja un tirante de agua conservador que nos garantiza la protección del área inundable y el no sobredimensionamiento de la estructura hidráulica.

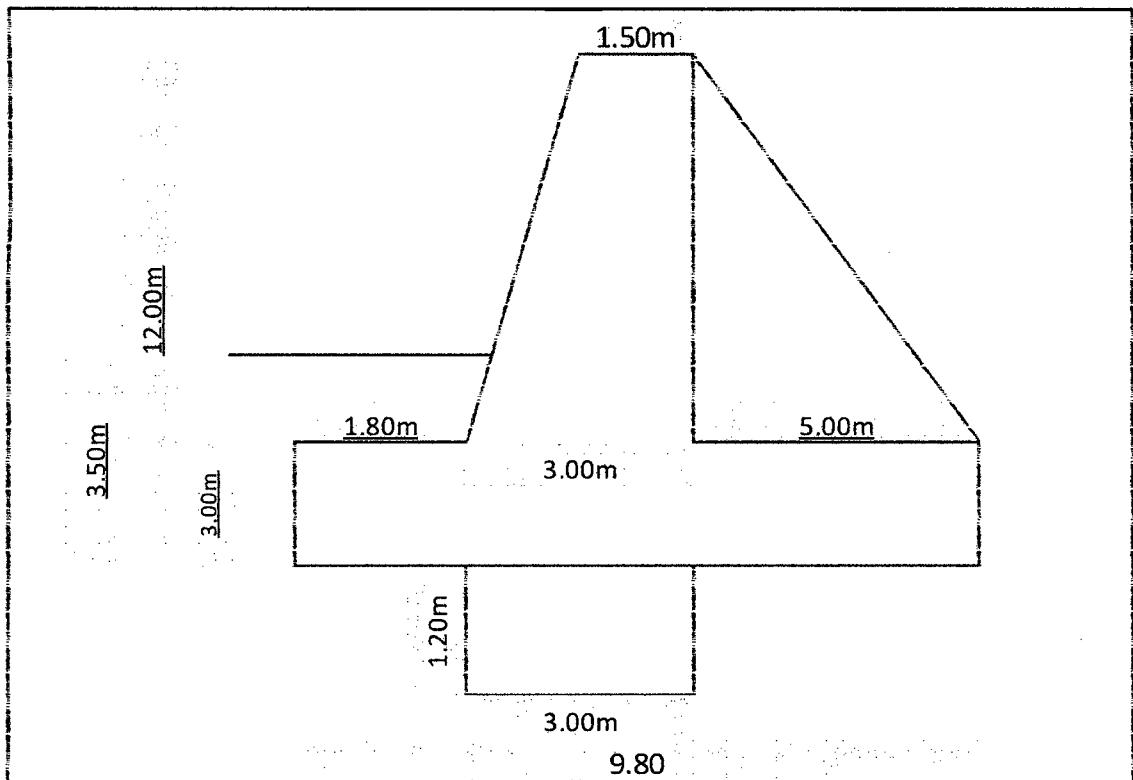
Entre las alternativas de muros tenemos: muro de concreto armado con contrafuertes, muro de gaviones (tipo caja y Terramesh System), de estas tres alternativas escogemos el muro de gaviones con Terramesh System, debido a que constructivamente es más amigable hacerlo, además de las tres alternativas es la más económica, además tiene un mejor comportamiento estructural, ya que este tipo de muro es más flexible a comparación de un muro de concreto armado.

A continuación presentamos la alternativa de muro, mencionadas:

6.1.1. MURO DE CONCRETO ARMADO CON CONTRAFUERTE

Esta alternativa fue descartada debido a su comportamiento estructural, en cuanto a la deflexión que soporta, y el problema que presenta en las juntas de dilatación. Además constructivamente es más tedioso a comparación de las otras alternativas, y en cuanto a lo económico es la cara de las tres.

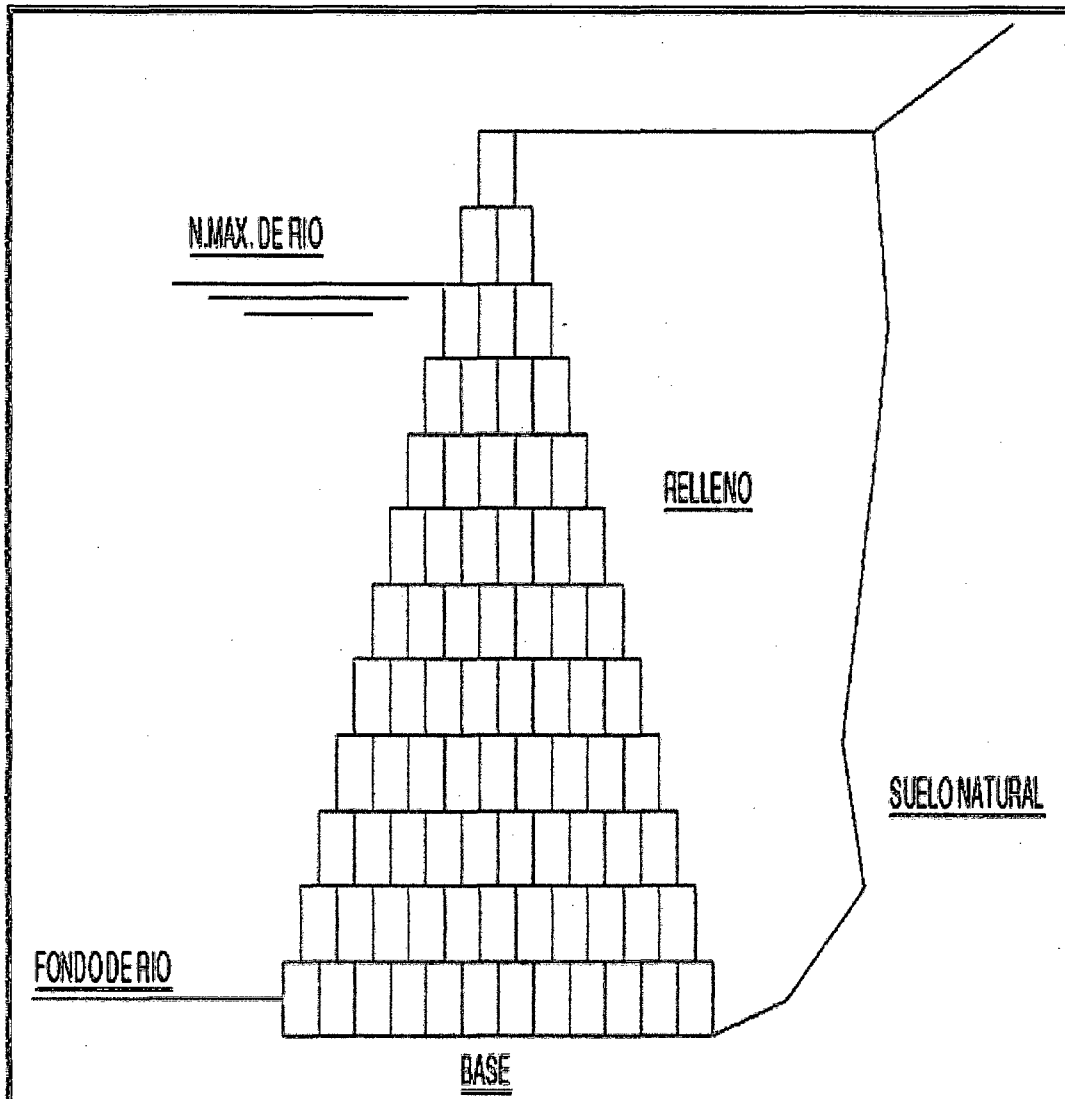
Figura N°28: Muro de concreto armado con contrafuerte



6.1.2. MURO DE GAVIÓN – TIPO CAJA

Esta alternativa, posee un comportamiento estructural mucho mejor que la anterior, ya que es mucho más flexible además con este sistema no es necesario poner juntas de construcción; así mismo el proceso constructivo es más amigable y sencillo, resultando así mucho más económico que la anterior. Con este tipo de muro, la única alternativa de configuración geométrica sería la piramidal (descartando así el arreglo geométrico triangular), ya que solo así pudiera resistir el empuje del relleno de 12m de altura.

Figura N° 29: Muro de gavión-tipo caja, de arreglo geométrico piramidal

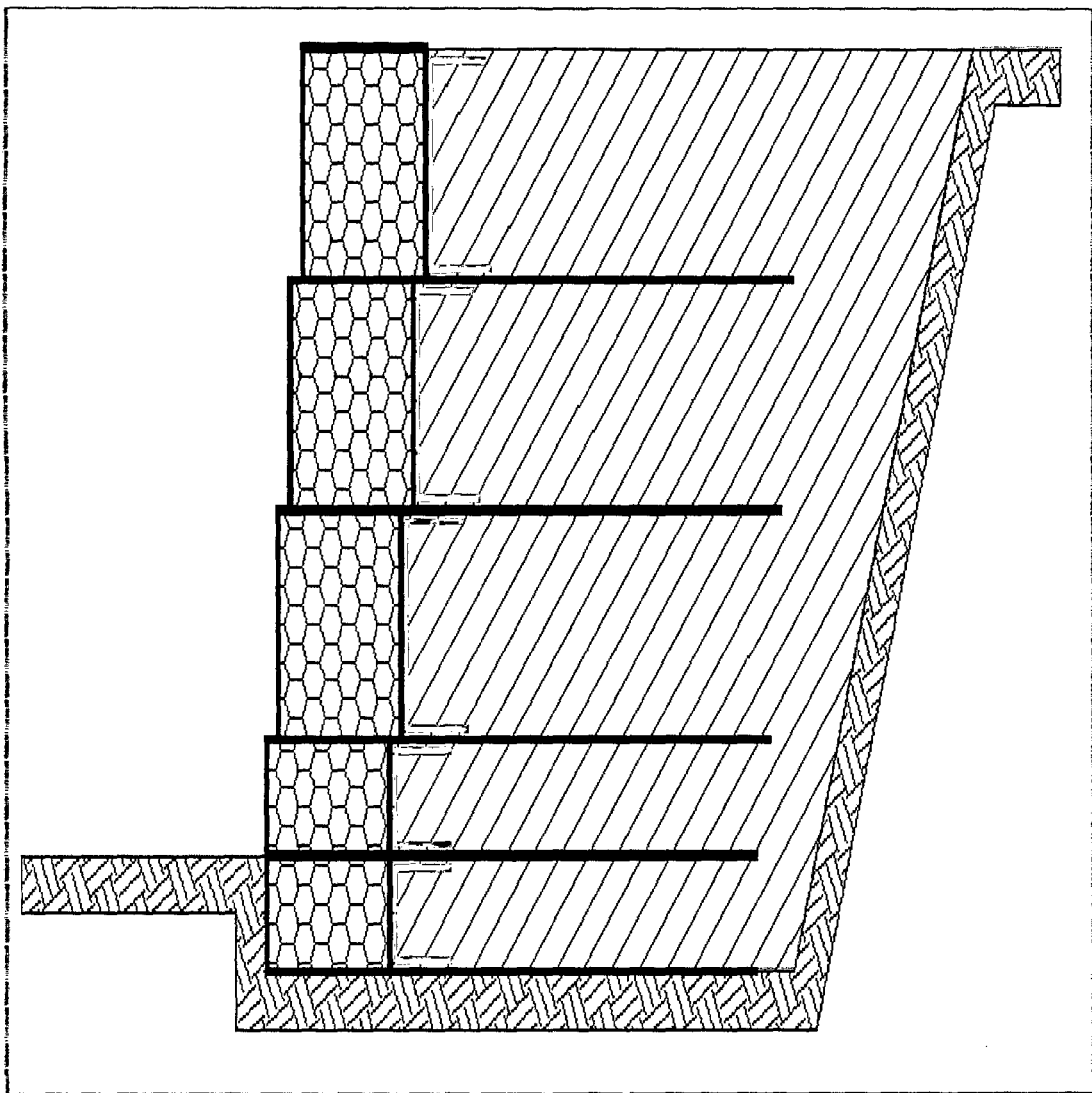


Esta alternativa tendría que tener mucho volumen de gavión para poder resistir el empuje de relleno, y ello conlleva a hacerla más cara.

6.1.3. MURO DE GAVIÓN – TERRAMESH SYSTEM

Esta alternativa, posee un comportamiento estructural igual que la anterior, pero constructivamente es mucho más amigable que el muro de gavión tipo cajón, y la consideración más resaltante es la económica, ya que de las tres alternativas es la más económica; muy aparte de cumplir con todas las exigencias de diseño.

Figura N°30: Muro de gavión-Terramesh System, de arreglo geométrico triangular



6.2. TERRAMESH SYSTEM

El Terramesh System es empleado en la construcción de muros de suelo reforzado, los cuales tienen mejores características técnico económicas en relación a las soluciones tradicionales antes mencionadas.

El Terramesh System está formado por un paramento externo similar a un gavión caja y una cola de malla a doble torsión que es el elemento principal, está compuesto por un único paño continuo de malla hexagonal de doble torsión que forma la cola, la base de la caja, el paramento frontal y la tapa.

El Terramesh System permite la construcción de muros verticales o con cierto escaionamiento.

Figura N°31: Muro de gavión-Terramesh System, de arreglo geométrico escalonado

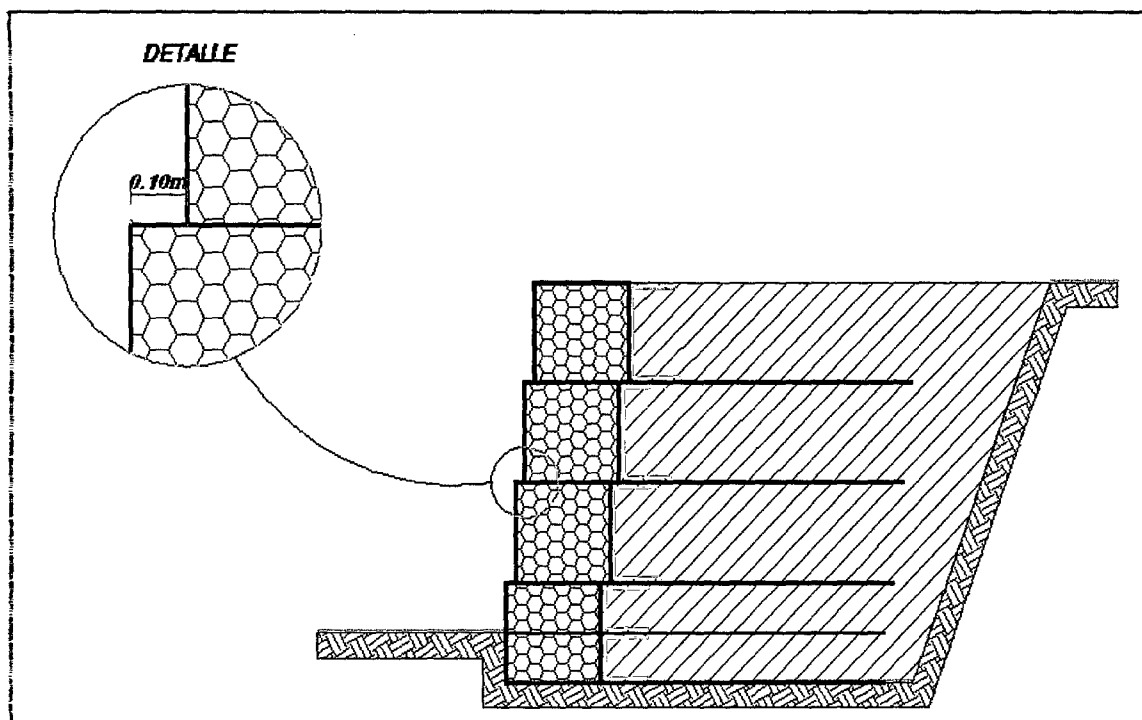


Figura N°32: Muro de gavión-Terramesh System, vista en perspectiva

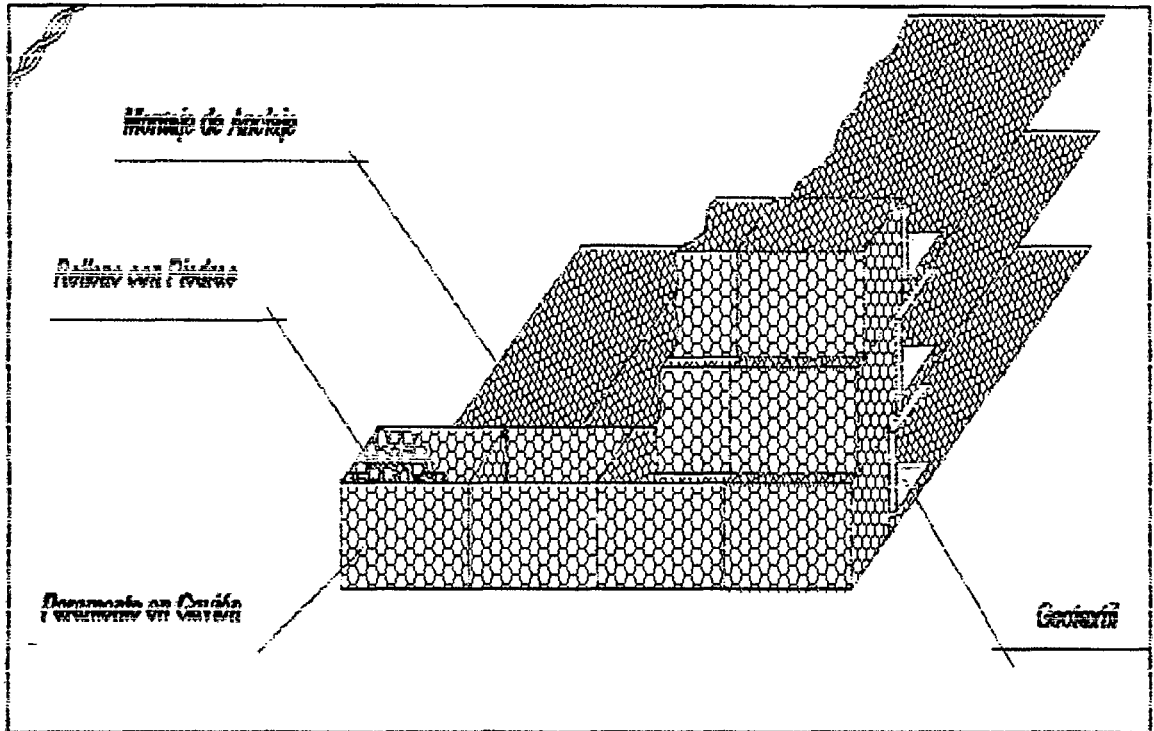
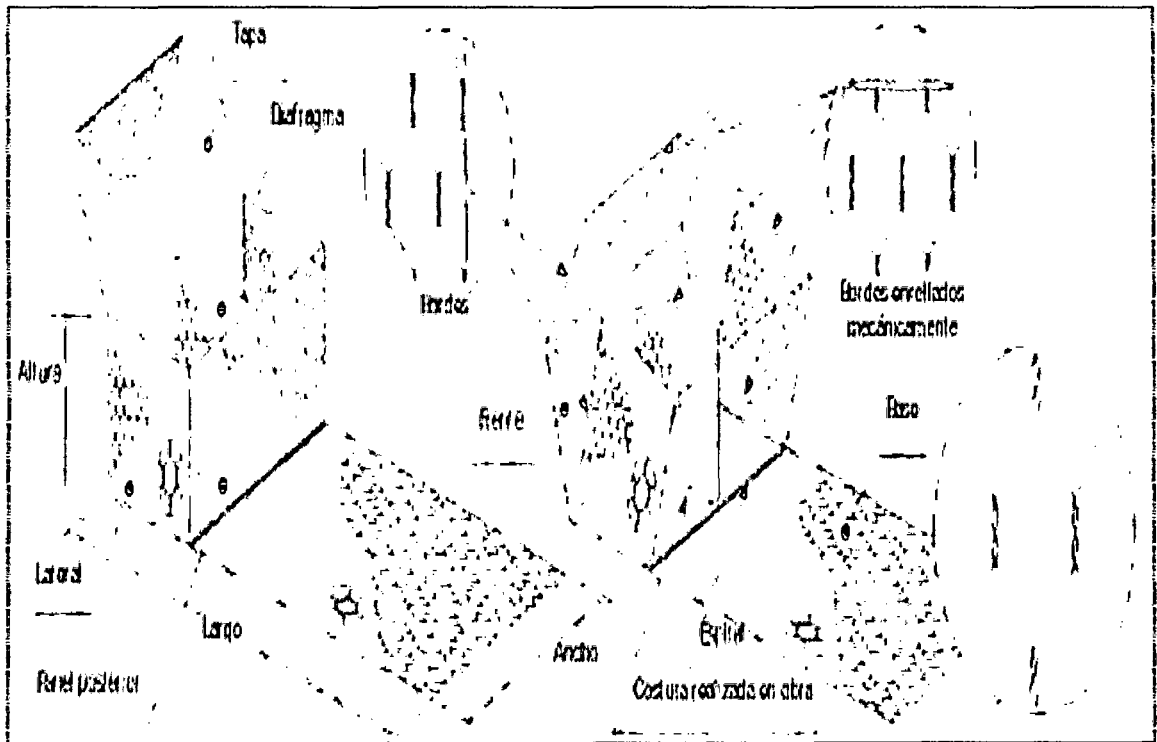


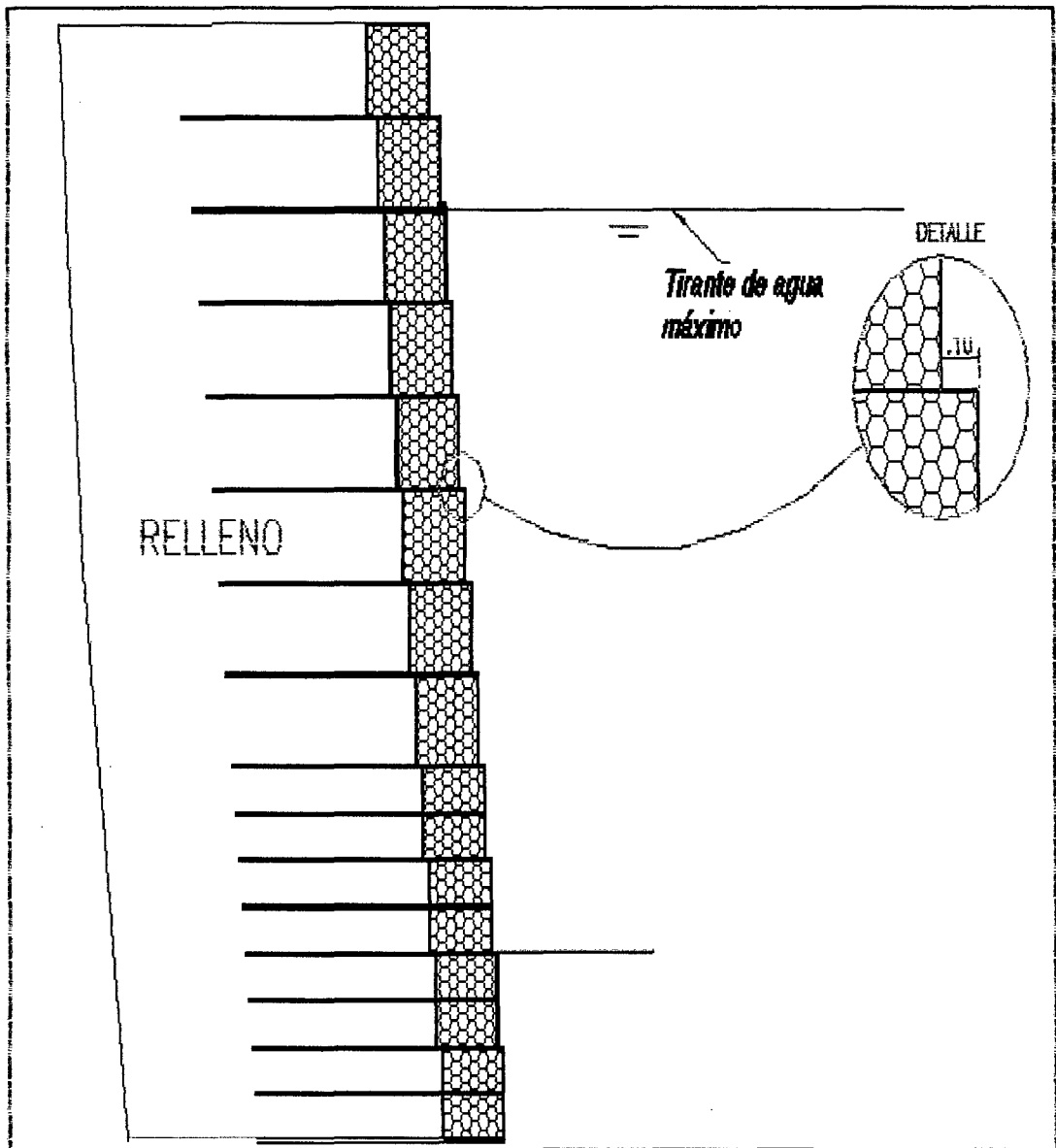
Figura N°33: Muro de gavión-Terramesh System, vista en perspectiva



6.2.1. ELECCIÓN DEL ARREGLO GEOMETRICO DEL MURO DEL GAVIÓN CON EL TERRAMESH SYSTEM

Debido a la gran altura que tendrá el muro de gavión (12m), este soportara un gran empuje activo, y una sobrecarga vehicular; optamos por ello un arreglo geométrico vertical (escalonado), mediante la solución Terramesh System.

Figura N°34: ARREGLO GEOMETRICO DEL MURO DE GAVION EN FORMA VERTICAL ESCALONADA



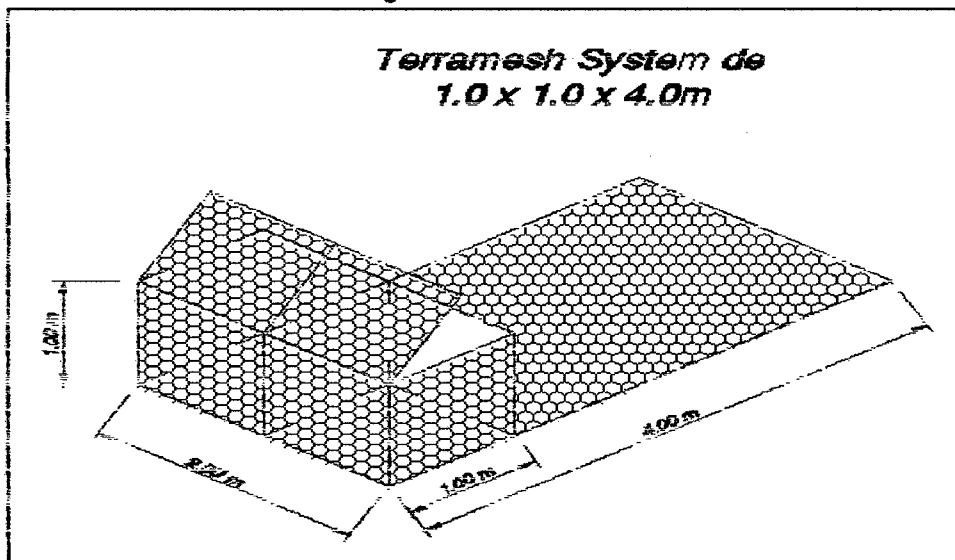
Cada unidad de gavión es de 1m de altura, y está colocado en forma vertical, de forma escalonada, con una separación de 10cm.

6.2.2. ELECCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE UNA UNIDAD DE GAVIÓN CON EL TERRAMESH SYSTEM

Las dimensiones de los gaviones con el Terramesh System:

- El largo, viene de 1m hasta 5m.
- El ancho siempre es de 1m o 2m.
- El alto puede ser de 0.50m ó 1m.

Figura N°35



Para el presente muro adoptamos, las siguientes dimensiones:

Largo = 2m

Ancho = 1m

Alto = 1m

Diafragma = 2

Volumen = 2m³

Esto solo bajo el criterio del proceso constructivo, debido a que la longitud de la defensa ribereña es de 2km.

NOTA: AL FINAL SERA DETERMINADO EL LARGO DE ANCLAJE DE ACUERDO A LAS VERIFICACIONES.

6.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA GEOMETRIA GLOBAL DEL MURO DE GAVIÓN

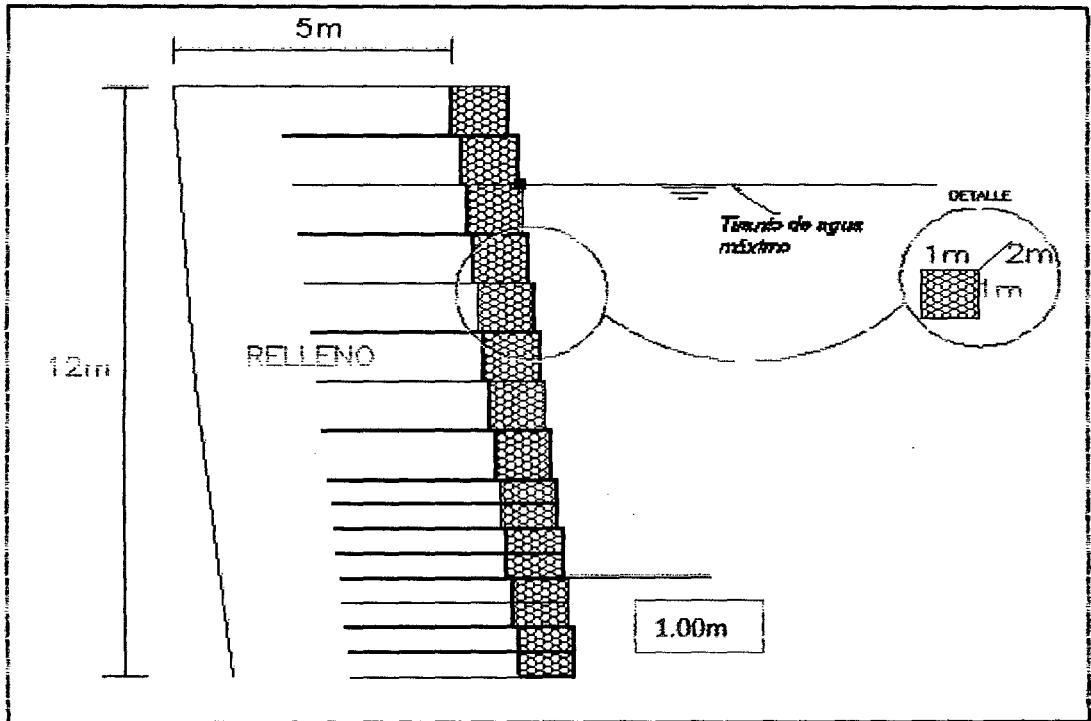
Para el predimensionamiento seguiremos las recomendaciones expuesta en el capítulo II referente al marco teórico.

El alto del muro es determinado del análisis hidrológico, determinada a través de la máxima avenida en el periodo de retorno asumido. En nuestro proyecto, tenemos un periodo de retorno de 25años, cuya altura de nivel de agua nos arroja 10m, a esto le añadimos 2m, teniendo así una altura total de 12m para la altura de nuestro muro de gavión.

En nuestra elección del arreglo geométrico, se optó vertical escalonado, ya que el Terramesh System, en su configuración estructural posee una cola que sirve como anclaje, que ayuda a soportar el empuje del relleno. Empezamos con un ancho de muro de 1m, el alto será de 12m del estudio hidrológico, la

longitud de la base del relleno 5m y un empotramiento en la base de 1.00m; Quedando así el Predimensionamiento.

Figura N°36: (GEOMETRÍA GLOBAL DEL MURO DE GAVIÓN, CON LA MEDIDAS DEL ANCHO Y ALTO DE CADA UNIDAD DE GAVIÓN)

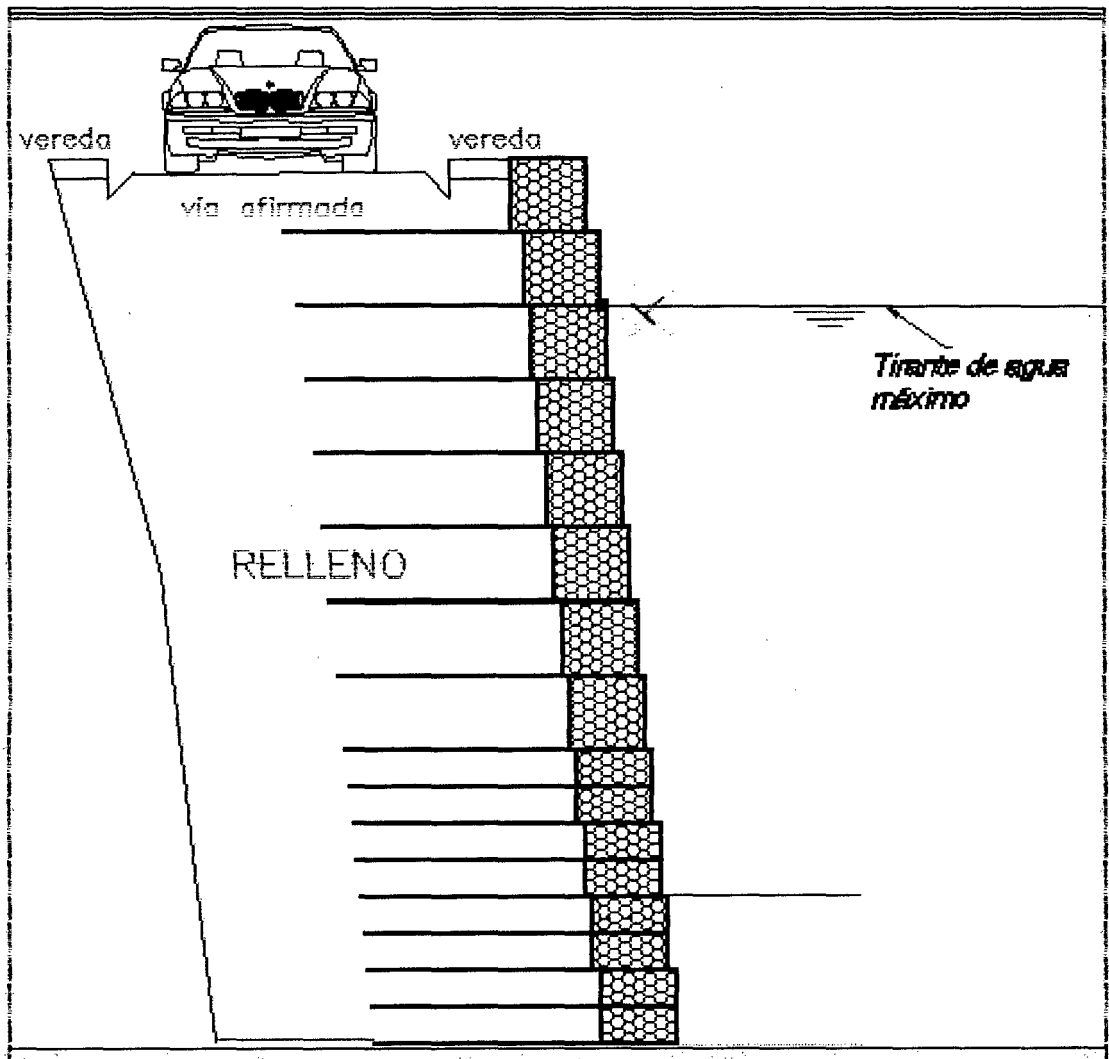


6.2.4. FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MURO DE GAVIONES

La defensa ribereña, solo servirá de apoyo para contener un relleno, en la cual por allí transitaran personas y vehículos por encima del relleno, generándose así una sobrecarga.

Así mismo el relleno generara un empuje activo al muro de gavión, el nivel freático en la zona del relleno está por debajo de este.

Figura N°37: Esquema real de cargas al que estará actuando sobre el muro de gavión



La s/c, será estimada teniendo en cuenta, la posible construcción de una vereda de espesor de 15cm, con un ancho de 3.0m, además teniendo en cuenta el tránsito de camiones, a estas dos posibles s/c supuestas lo superpondremos y sumaremos uniformando las s/c como un factor de seguridad.

Para estimar la s/c del camión utilizaremos la tabla de altura de relleno equivalente, dada por el ACI, y a ello sumaremos un 5% por el peso de las veredas y peso de las personas.

Entonces la s/c será:

$$0.61 \cdot 1.05 \cdot 1.8 = 1.15 \text{ tn/m}^2$$

Cuadro N°37: Tabla de altura de relleno equivalente a s/c vehicular

Altura del muro	H_s
$\leq 1,53 \text{ m (5 pies)}$	1,68 m (5,5 pies)
3,05 m (10 pies)	1,22 m (4,0 pies)
6,10 m (20 pies)	0,76 m (2,5 pies)
$\geq 9,15 \text{ m (30 pies)}$	0,61 m (2,0 pies)

Figura N°38: Vista en planta del muro de gavión, conjuntamente con la vereda y la vía afirmada

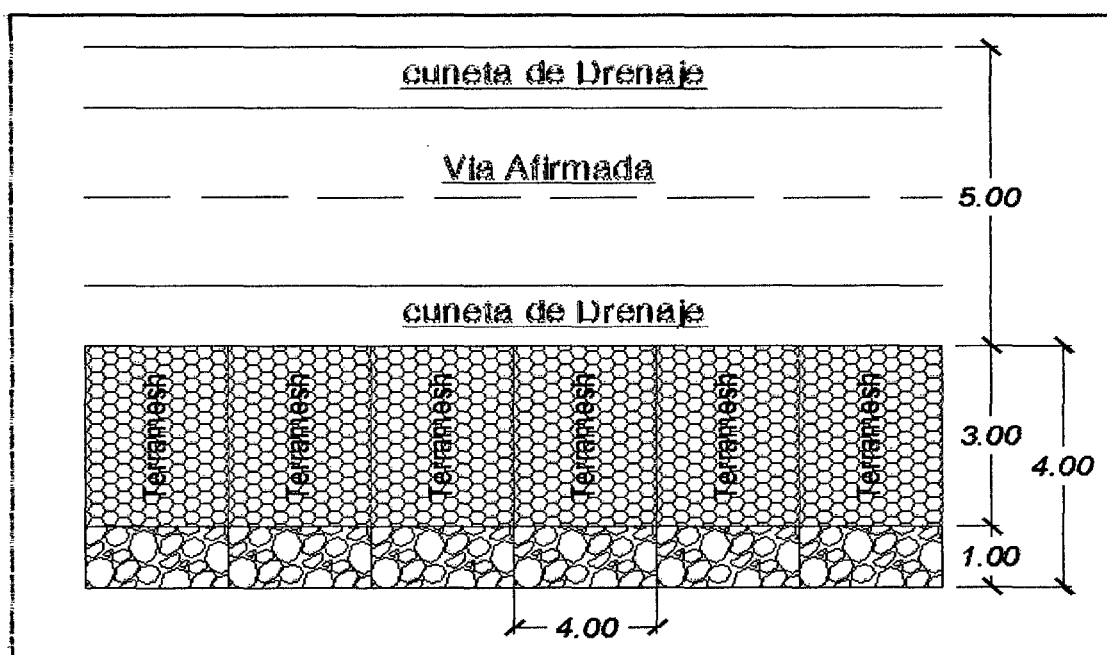
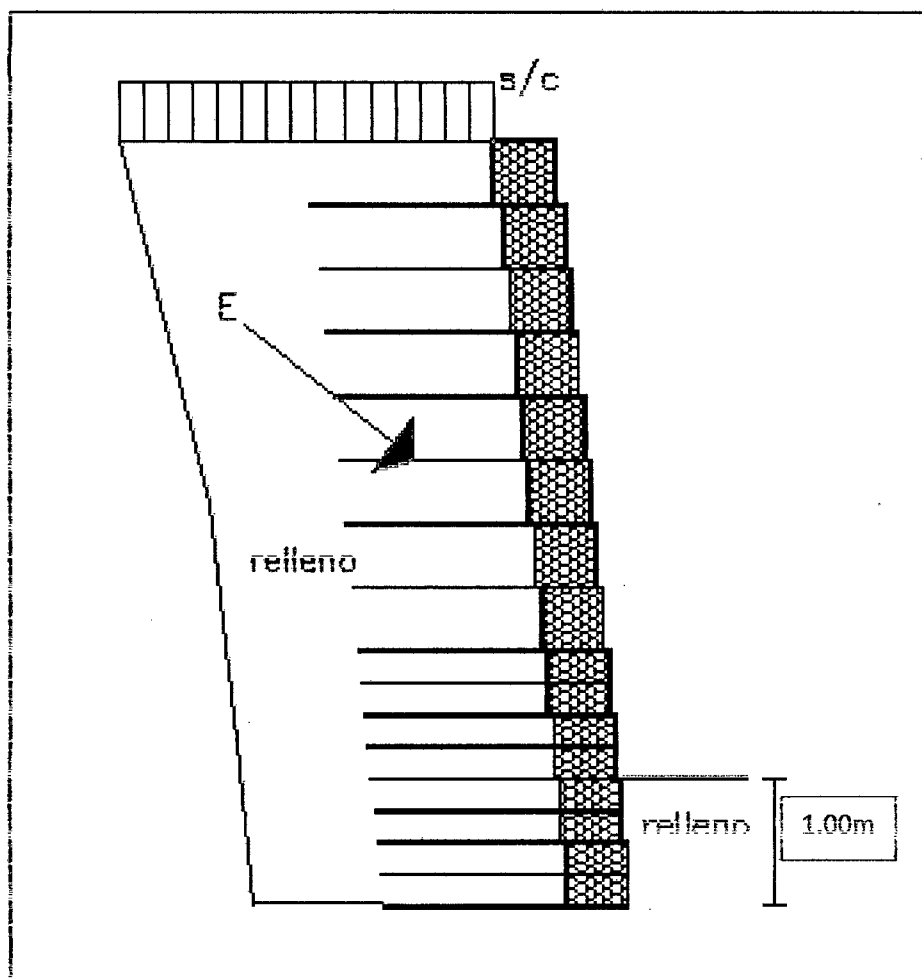


Figura N°39: Diagrama de fuerzas que actúan sobre el muro de gavión



6.2.5. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES DE LOS GAVIONES, A UTILIZAR PARA EL DISEÑO

Del gavión:

- ✓ Cohesión : 1.75 tn/m²
- ✓ Angulo de fricción : 40°
- ✓ Peso unitario : 1.80 tn/m³

De la malla metálica:

Maccaferri - Terramesh System - P - 10x12 - 2,7 - 1.00

✓ Resistencia a la Tracción [t/m]	:	4.21
✓ Tasa de deformación plástica	:	2.00
✓ Coeficiente de deformación elástica [m ² /t]	:	1.08e-03
✓ Rigidez del refuerzo [t/m]	:	42.81
✓ Largo de anclaje Mínimo [m]	:	0.15
✓ Factor de seg. contra la ruptura (grava)	:	1.44
✓ Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:	1.00
✓ Factor de seg. contra la ruptura (arena)	:	1.30
✓ Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:	1.00
✓ Factor de seg. contra la ruptura (arena limosa)	:	1.30
✓ Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:	1.00
✓ Factor de seg. contra la ruptura (arcilla arenosa)	:	1.30
✓ Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	:	1.00
✓ Factor de interacción refuerzo/refuerzo	:	0.30
✓ Coeficiente de interacción refuerzo-grava	:	0.90
✓ Coeficiente de interacción refuerzo-arena	:	0.65
✓ Coeficiente de interacción refuerzo-limo	:	0.50
✓ Coeficiente de interacción refuerzo-arcilla	:	0.30

6.2.6. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECANICAS DEL SUELO, DONDE SE REALIZARA EL MURO DE GAVIÓN

Suelo: RELLENO

Descripción:

Cohesión.....	[kN/m ²]	:	35.00
Ángulo de Fricción.....	[°]	:	18.00
Valor de Ru.....		:	0.00
Peso unitario – arriba del nivel del agua [kN/m ³]		:	19.00
Peso unitario – abajo del nivel del agua [kN/m ³]		:	18.00
Módulo Elástico.....	[kN/m ²]	:	0.00
Módulo de Poisson.....		:	0.30

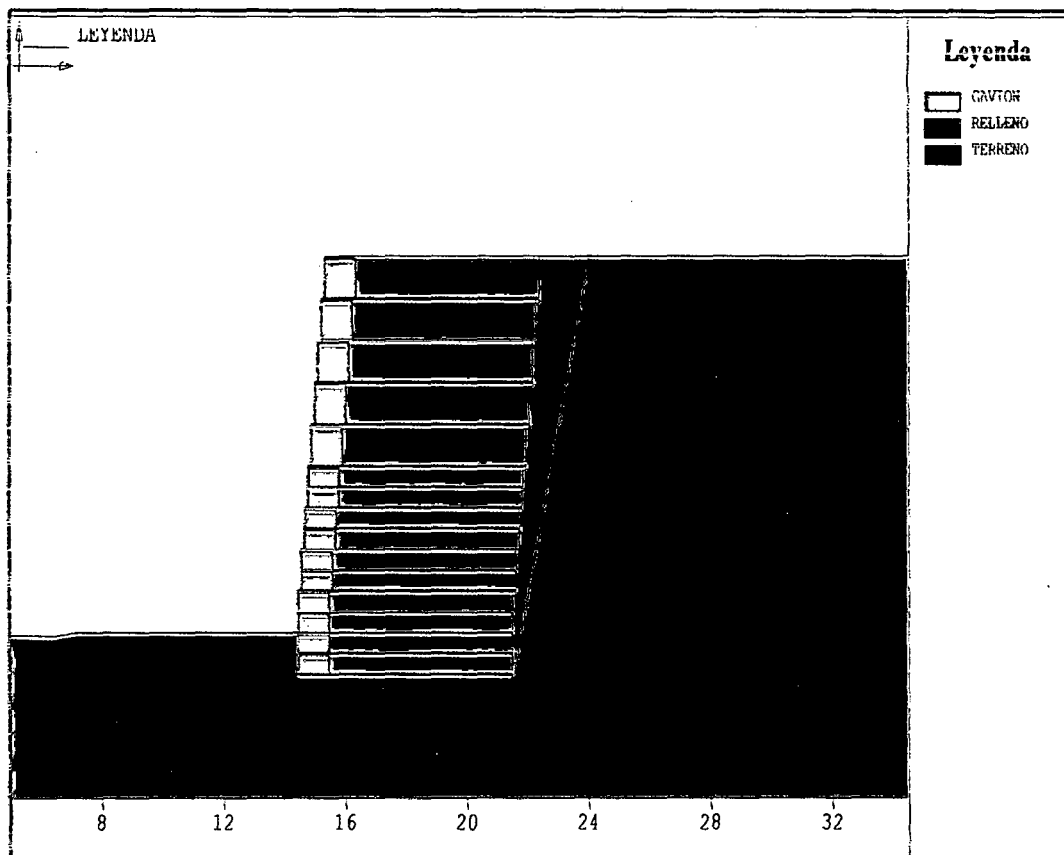
Suelo: TERRENO

Descripción:

Cohesión.....	[kN/m ²]	:	20.00
Ángulo de Fricción.....	[°]	:	24.00
Valor de Ru.....		:	0.00

Peso unitario – arriba del nivel del agua [kN/m ³]	:	19.00
Peso unitario – abajo del nivel del agua [kN/m ³]	:	19.00
Módulo Elástico [kN/m ²]	:	0.00
Módulo de Poisson	:	0.30

Figura N°40: ESTRATIGRAFIA DEL SUELO PARA EL MODELAMIENTO GEOMETRICO DE LA SECCION TRANSVERSAL EN ESTUDIO



6.3. ACERCA DEL PROGRAMA MACSTARS2000

El programa Macstars®, versión 2000, fue desarrollado para analizar la estabilidad de los suelos Reforzados, esto es, estructuras que promueven la estabilidad de taludes usando unidades de refuerzos capaces de absorber los esfuerzos de tracción. Además, permite al usuario conducir el análisis de estabilidad usando el Método del Equilibrio Límite considerando también situaciones de taludes sin refuerzos.

El Macstars® 2000 permite al usuario realizar los siguientes tipos de análisis:

- Taludes no reforzados (perfiles de suelo existente).
- Taludes (o muros) reforzados con el sistema Terramesh®.
- Taludes reforzados con geogrillas.
- Taludes (o muros) reforzados con el sistema Terramesh +Geogrillas.
- Estructuras de contención en suelo reforzado con paramento en bloques de concreto (Segmental Retaining Wall).
- Rellenos sobre suelo blando.

Permite también incluir en los análisis las siguientes condiciones:

- Presión de poros.
- Condiciones sísmicas.
- Sobrecargas uniformemente distribuidas y puntuales.
- Varios tipos de refuerzos.
- Geometría compleja de refuerzos.

Presentando finalmente valores para el cálculo de:

- Análisis de la estabilidad interna.
- Análisis de la estabilidad global.
- Verificaciones externas (como muro de contención).

6.3.1. MODELAMIENTO DEL MURO DE GAVIONES CON EL PROGRAMA MACSTARS2000

Figura N°41: MODELAMIENTO GEOMETRICO DE LA SECCION TRANSVERSAL EN ESTUDIO

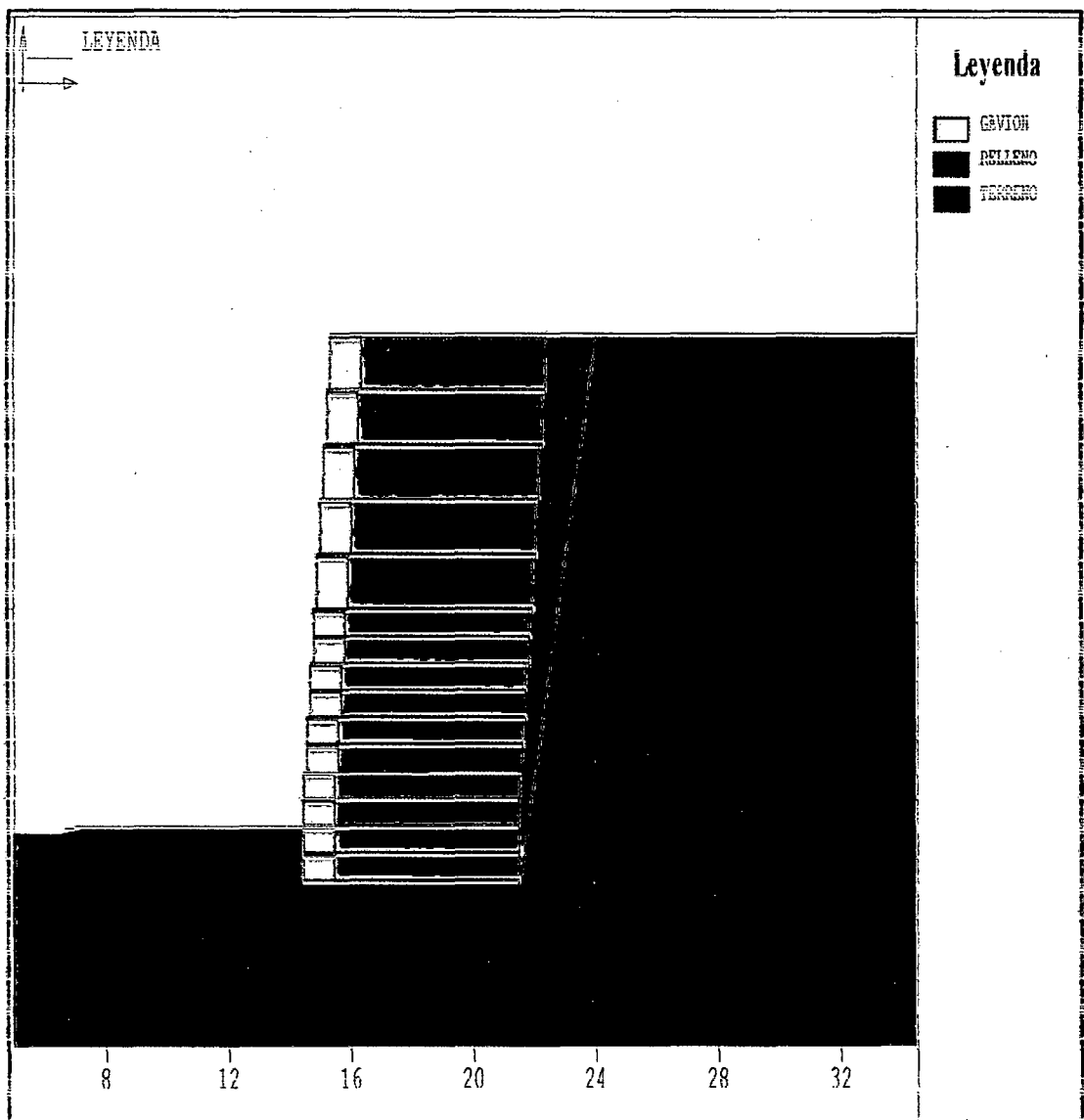


Figura N°42: AQUÍ OBSERVAMOS LA ESTABILIDAD EXTERNA, EN EL MURO DE GAVIÓN DEL TIPO "TERRAMESH SYSTEM, VEMOS QUE LOS F.S ESTA POR ENCIMA DE LO RECOMENDADO, QUE SON 1.50, 2.00 Y 2.50"

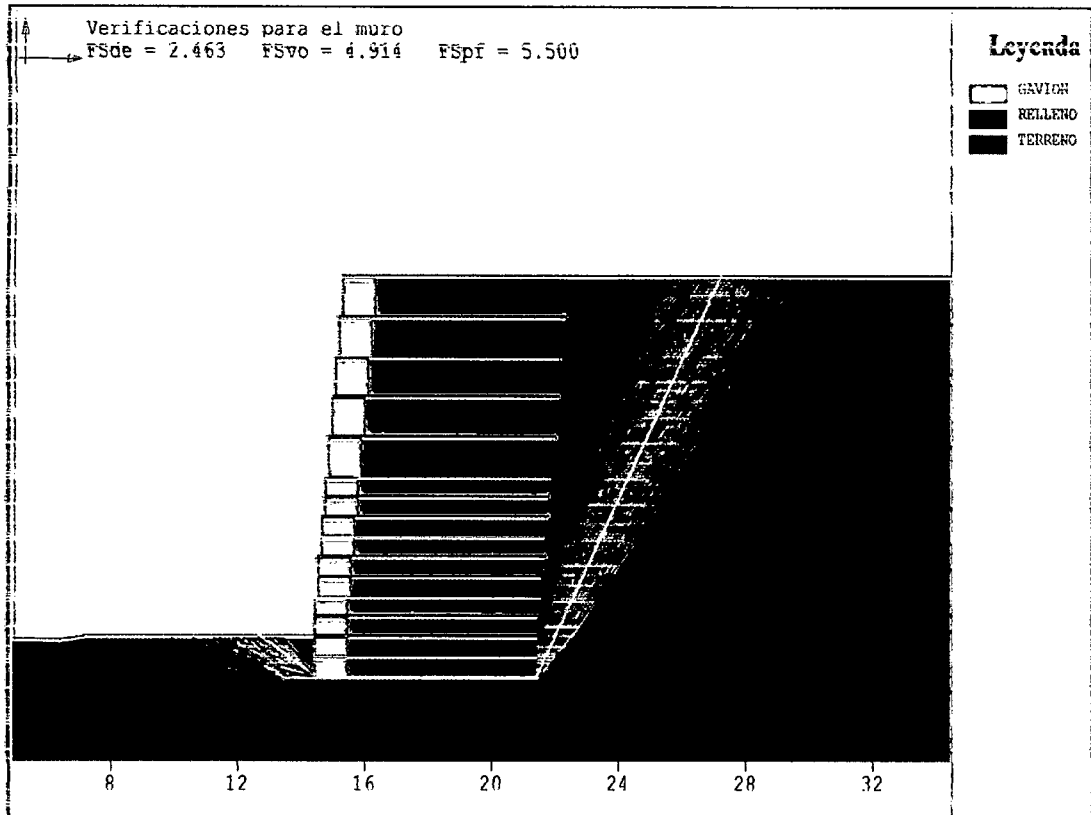


Figura N°43: AQUÍ OBSERVAMOS LA ESTABILIDAD GLOBAL, PARA EL MURO DEL TIPO "TERRAMESH SYSTEM", VEMOS QUE EL F.S ESTA POR ARRIBA DE LO RECOMENDADO QUE ES 1.30

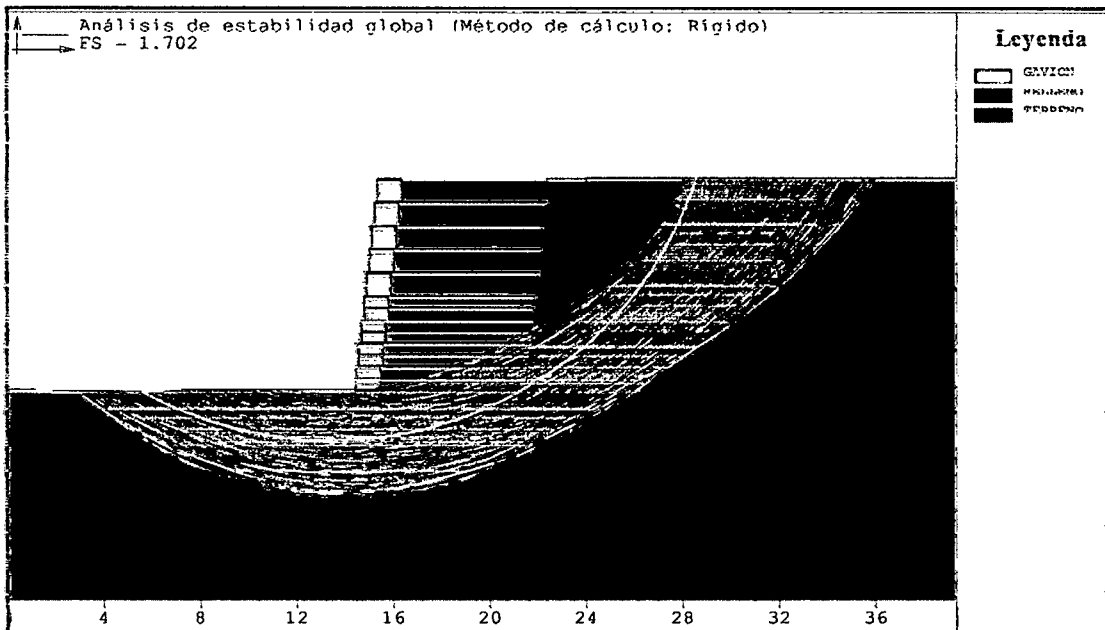
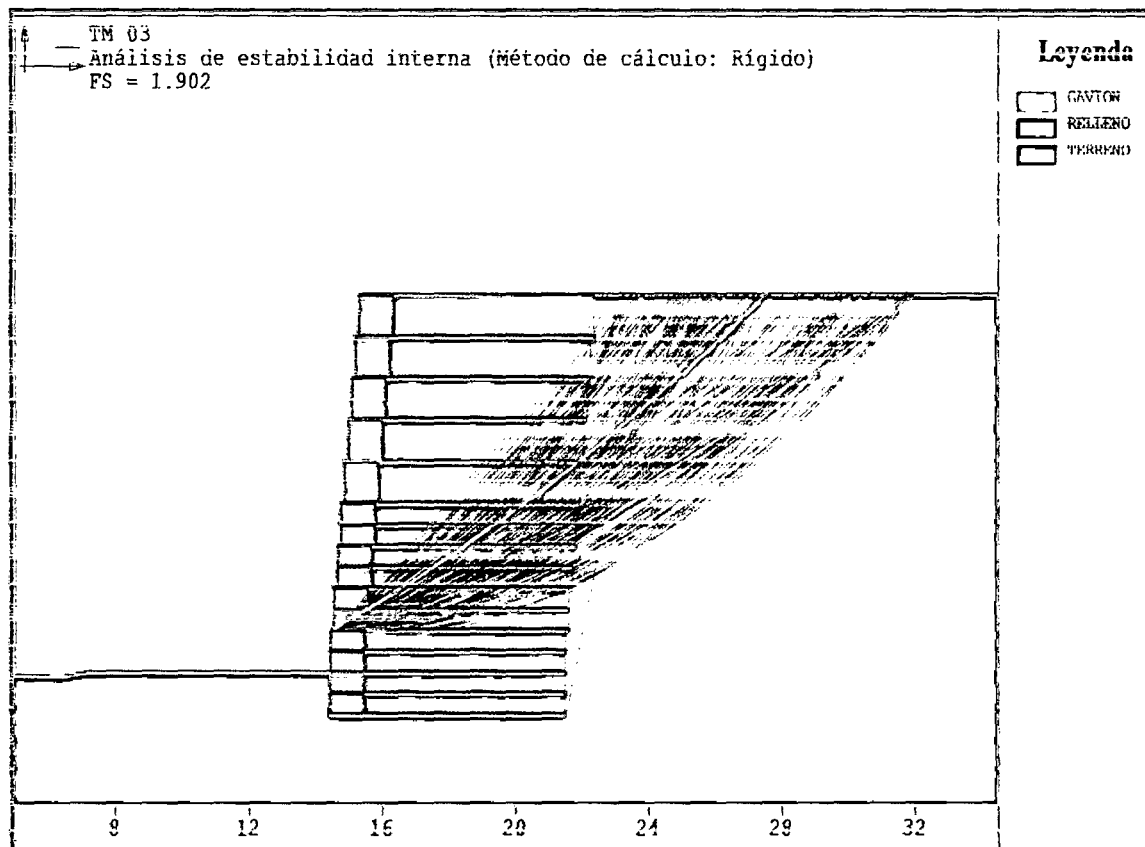
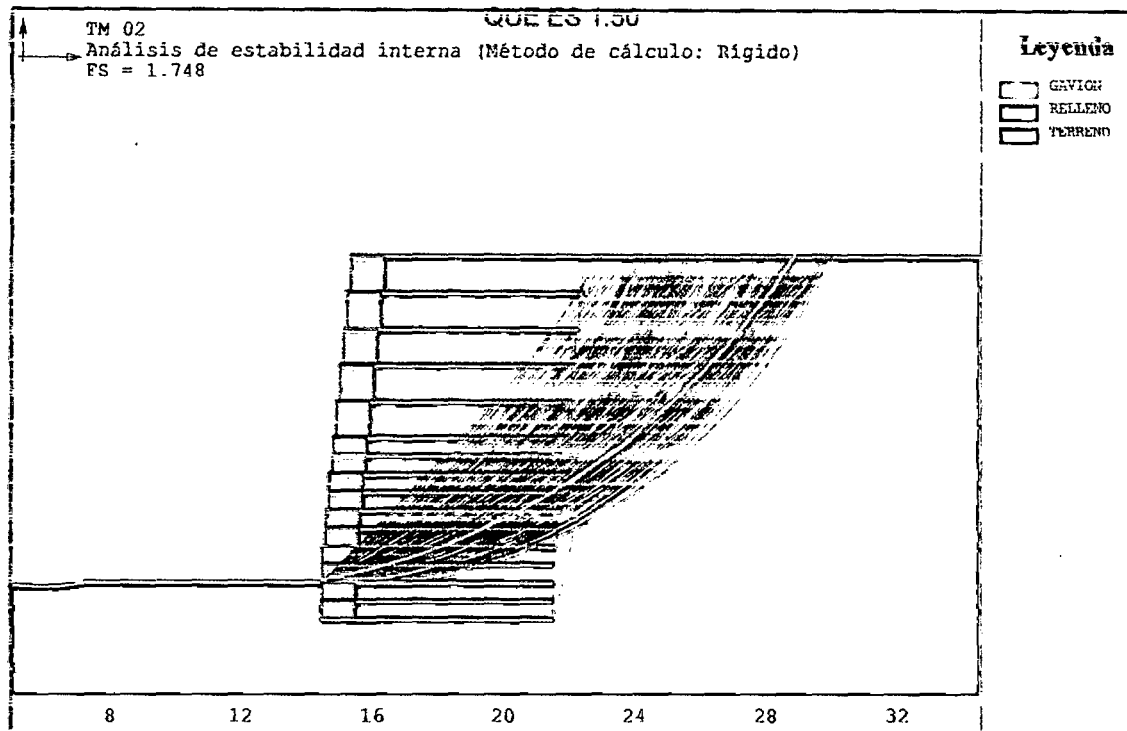
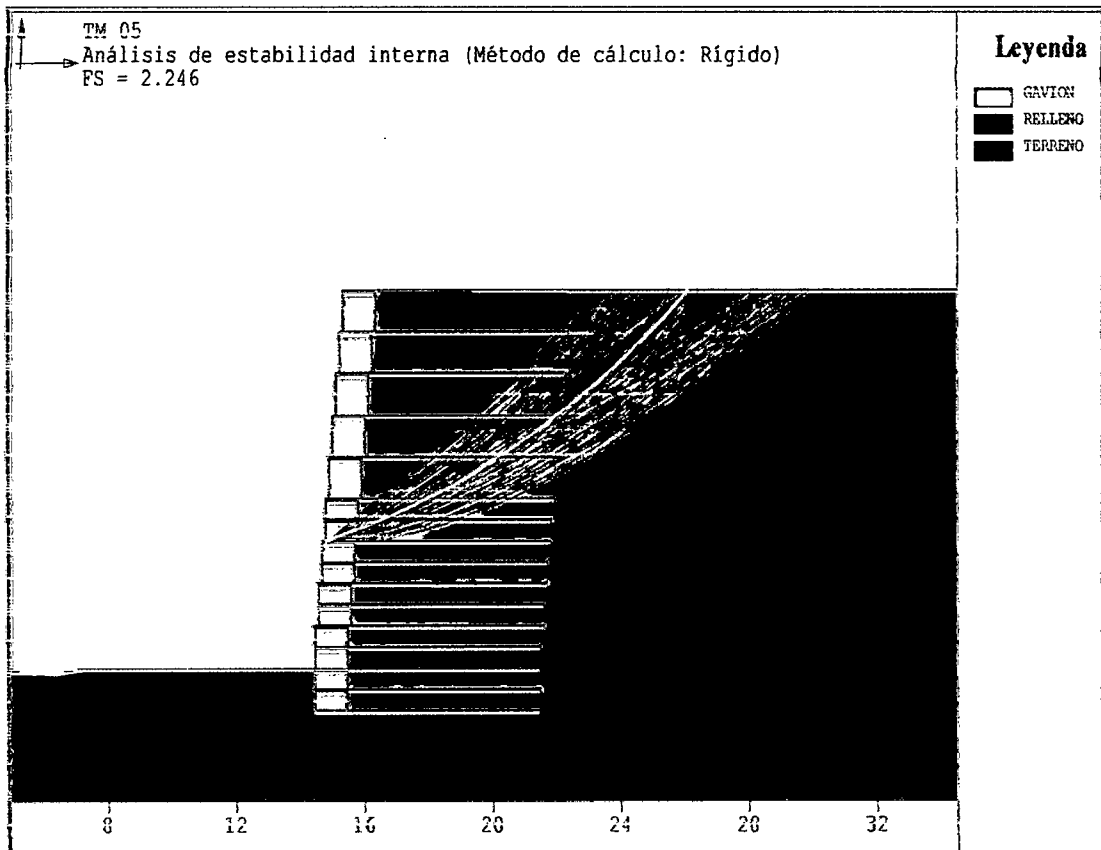
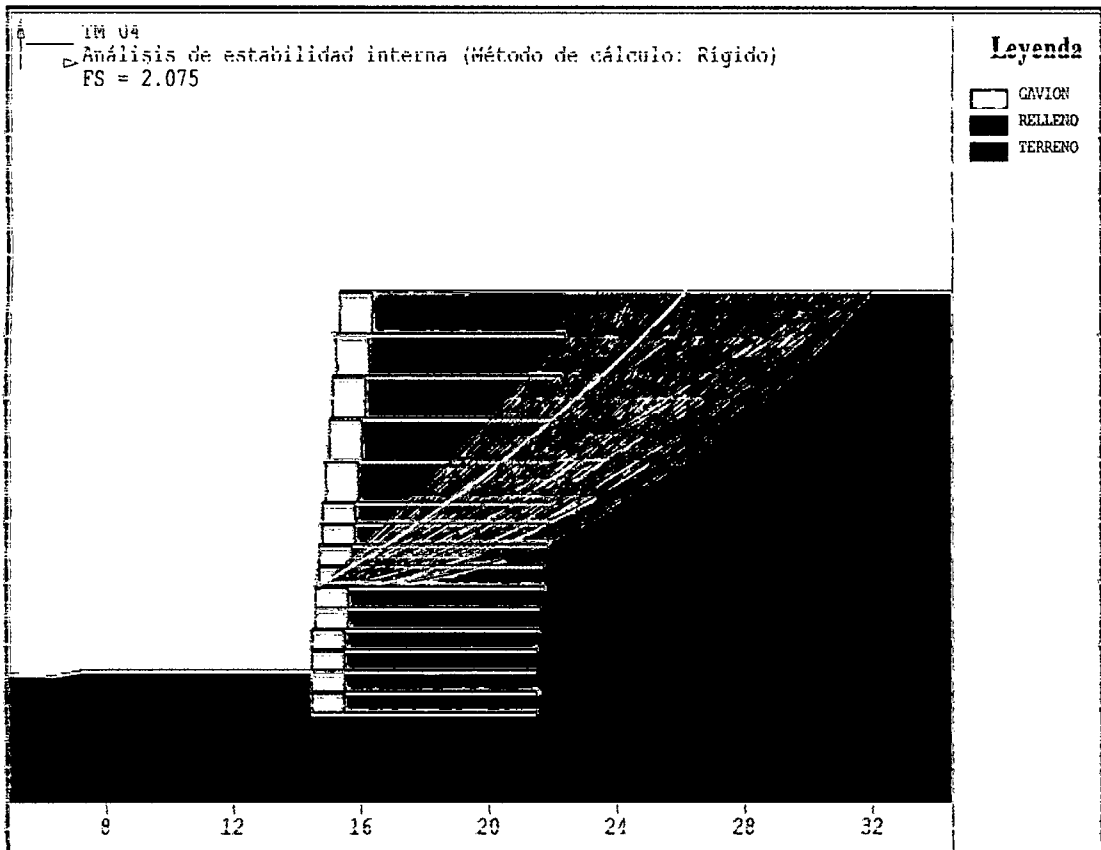
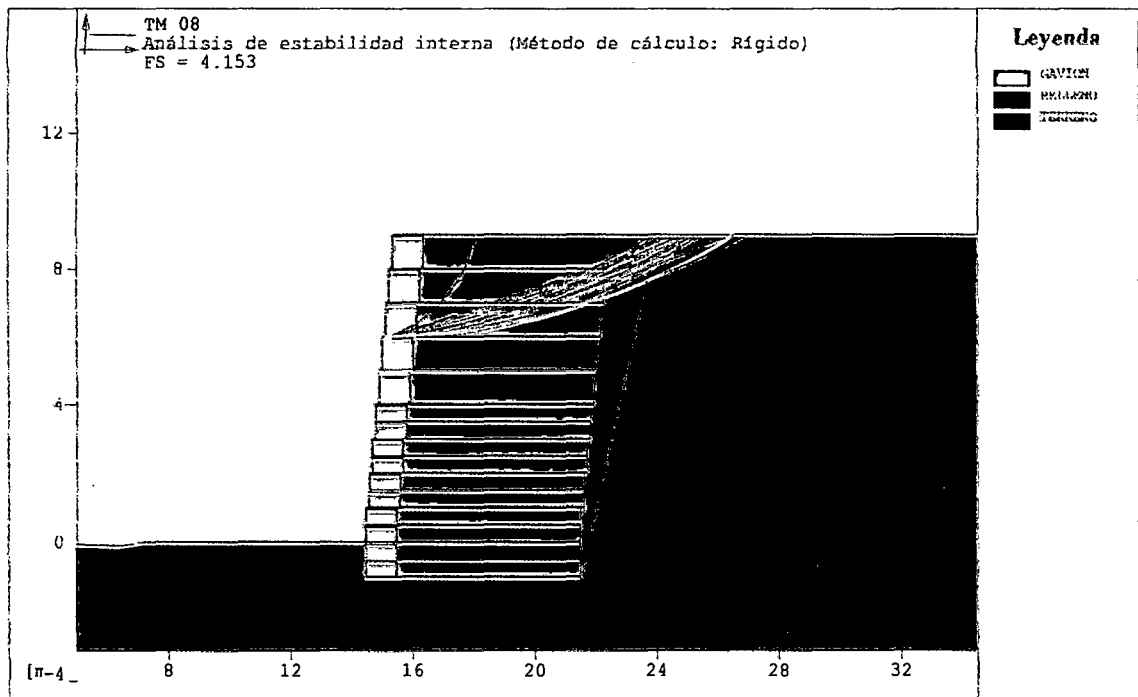
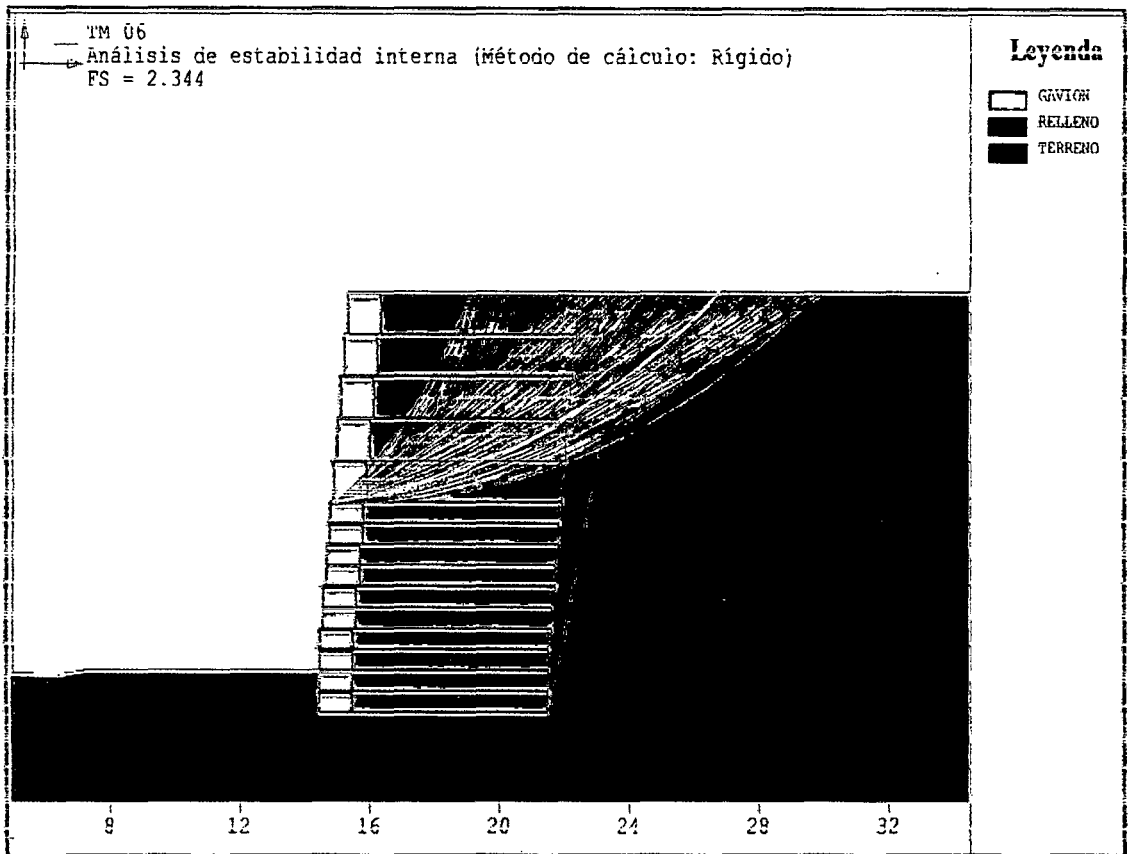


Figura N°44: A CONTINUACION OBSERVAMOS LA ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO DEL TIPO "TERRAMESH SYSTEM", PARA LAS DIFERENTES NIVELES DE UNIDADES DE TERRAMESH SYSTEM, VEMOS QUE EL F.S ESTA POR ARRIBA DE LO RECOMENDADO







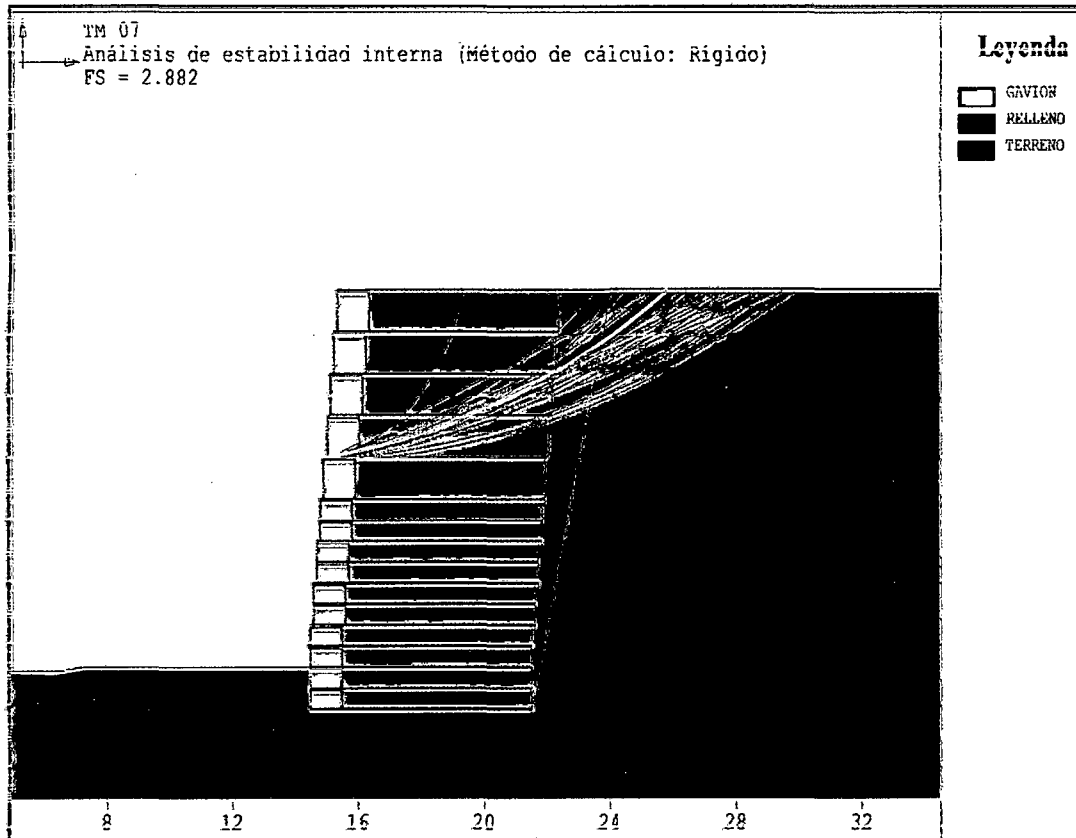
Macstars 2000
 macsterr1
 Stability Analysis
 of Reinforced Slopes

Fecha: 28/03/2011
 Carpeta: PR FE 053 11

Nombre del proyecto: Construcción de la Defensa Ribereña Curimana

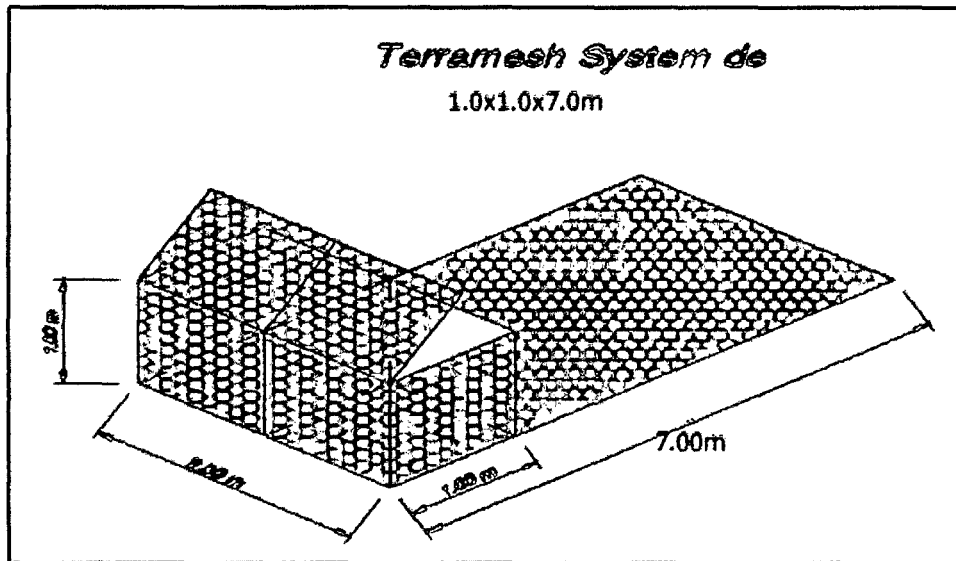
Sección Transversal: Km 1+250

Local: Ucayali Archivo: PR-PE-053-11 RLV00 - Análisis Estático



Para el resto de los cinco niveles faltantes, también pasan; en realidad basta que los niveles más bajos que son los más críticos pasen la verificación, para que el resto de los niveles también lo hagan.

6.4 GEOMETRIA Y DIMENSIONES FINALNALES DEL RESULTADO DEL RESULTADADO DE DISEÑO.



Para el presente diseño se verifico las siguientes dimensiones:

Largo = 2m

Ancho = 1m

Alto = 1m

Longitud total de cola del Terramesh System = 7m

Empotramiento en la base = 1.00m

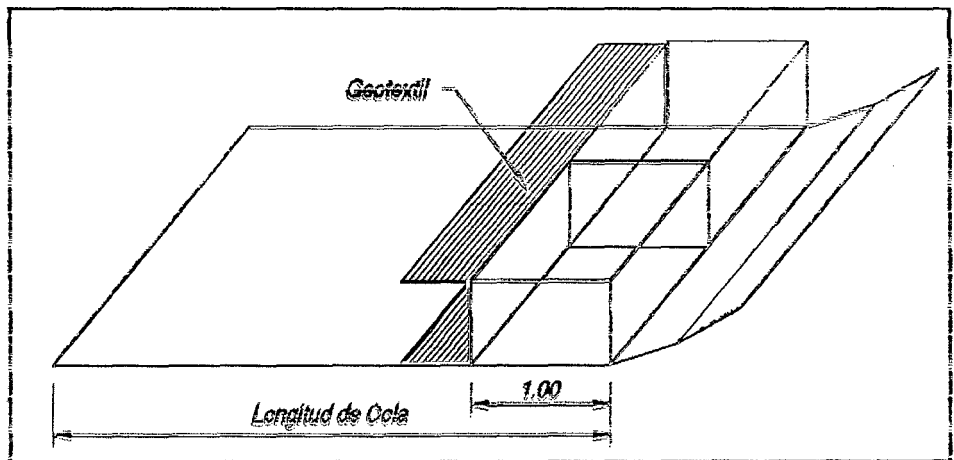
Diafragma = 2

Voiumen = 2m³

Concluyendo que estas medidas son idóneas, la seccion de relleno será de 8m de ancho por 12m de aito, cuyo peso

específico estará alrededor de 1.80 tn/m³ y su ángulo de fricción alrededor de 30°.

Además se colocará un geotextil en la interfase entre el paramento interno y el macizo del relleno reforzado, para evitar que el material fino del relleno se escape a través de las mallas.



CAPITULO VII

RESULTADO Y DISCUSIÓN

7.1 PRUEBA DE HIPOTESIS

Con respecto a la hipótesis:

¿Cómo influyen los caudales máximos en diferentes periodos de retorno del río Aguaytía en la determinación del comportamiento hidráulico de inundación del río Aguaytía, ante la simulación y análisis hidráulico, que permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña?

Se estableció la siguiente prueba de hipótesis:

PASO N°01: Formulación de H_0 y H_1

H_0 : El tirante hidráulico medido de forma convencional y el calculado por el modelo de simulación son iguales.

$H_0: \mu_{convencional} = \mu_{modelo}$

H_1 : El tirante hidráulico medido de forma convencional difiere del calculado por el modelo de simulación.

$H_1: \mu_{convencional} \neq \mu_{modelo} \mu_0$

PASO N°02: Tipo de prueba.

La prueba es bilateral o de dos colas puesto que la diferencia entre las dos formas de medir el tirante, puede ocurrir, si estas pueden ser iguales o diferentes.

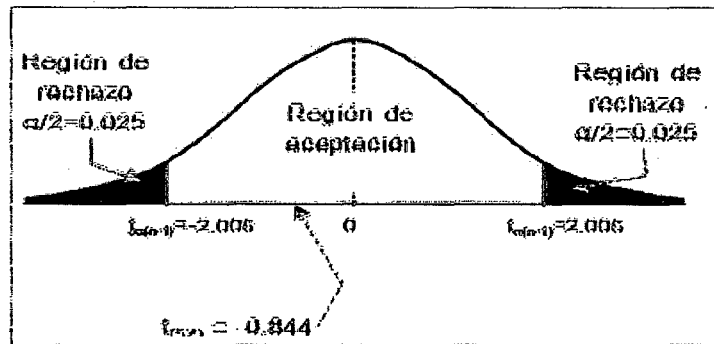
PASO N°03: Nivel de significación de la prueba.

El nivel de significación es $\alpha=0.05$

PASO N°04: Distribución muestral.

Aun cuando el tamaño de la muestra es menor que 30 ($n<30$), los datos son resultado de mediciones instrumentales por lo que se ajustan generalmente a distribuciones normales.

PASO N°05: Esquema de la prueba.



En la tabla de distribución t student, para el nivel de significación de $\alpha=0.05$ con dos colas y grados de libertad (n_1+n_2-2)

$$t_{\alpha (gl)} = t_{0.05} = 2.006$$

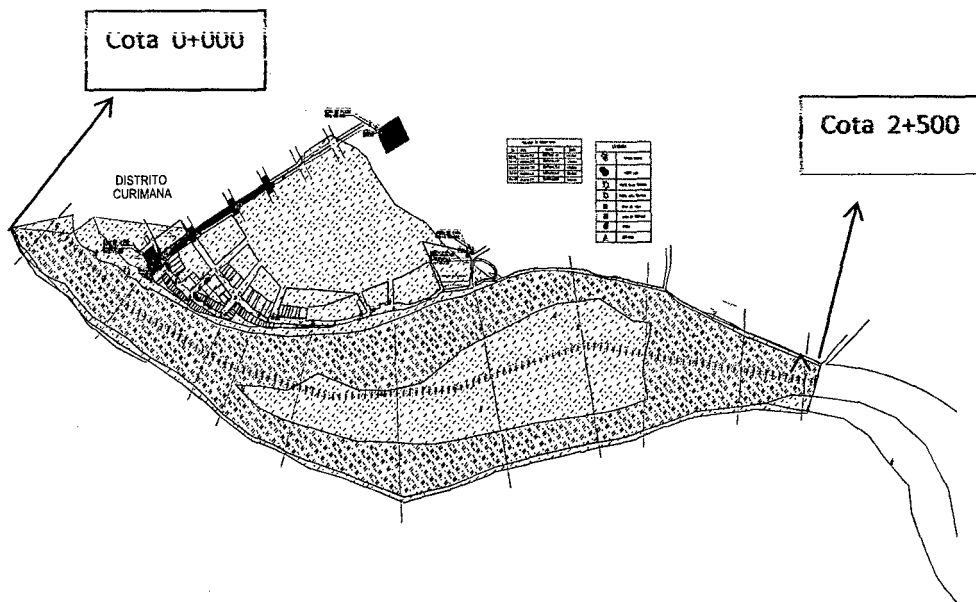
PASO N°06: Toma de decisión.

El estadístico de la prueba al ser mayor que el valor crítico mostrado en el esquema, $-0.844 > -2.006$; esto quiere decir que el modelo predice bien el tirante hidráulico.

7.2 IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES

Con el fin de notar con mayor detalle el cauce, las zonas críticas se describen desde la progresiva 2+500 hasta la 0+00; las zonas inundables se calcularon con el caudal que arroja el periodo de diseño de 10 años; elegimos este caudal para la simulación de inundación debido a que responde mejor al comportamiento histórico de zonas inundadas en la zona en estudio, esto lo corroboramos con investigación de entrevista a los pobladores de la zona del área del proyecto.

Plano N°04



Tramo 2+500 - 2+100 inicio de una amplitud del tamaño del ancho de cauce sector de transición de un estrechamiento a un sección amplia, indicando que en este sector existe mayor velocidad, mayores

pendientes lo cual inicia un gran trabajo de erosión hacia la margen derecha.

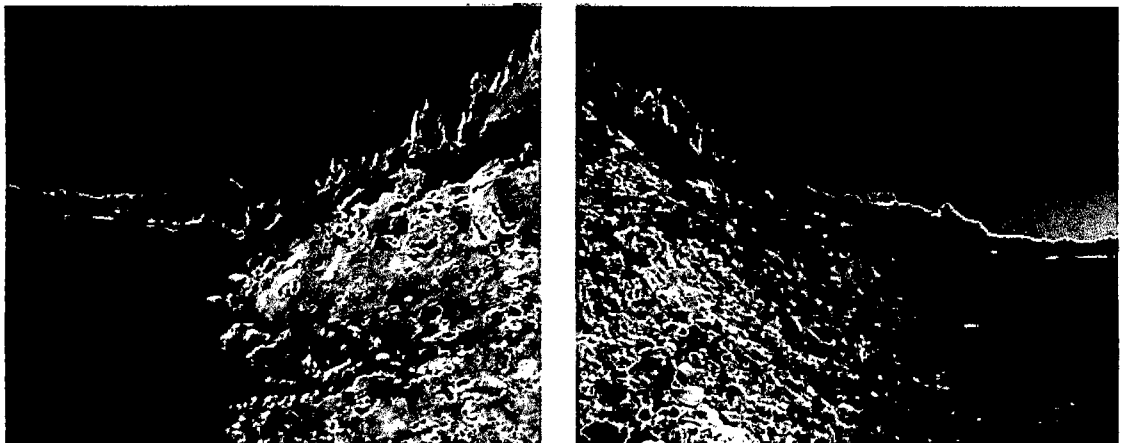
Tramo 2+100 - 1+200 inicio de esta amplitud del ancho del cauce logrando establecer en este sector un ancho hasta de 600 m en algunas sectores transversal, formando en este sector bancos de material de acarreo, este debido que la velocidad, pendiente es menor, produciendo un crecimiento de los tirantes de agua, logrando así que se produzca un decantamiento de material en suspensión que es transportado por las aguas del río.

En este tramo se puede apreciar la bifurcación del río en dos cuerpos de agua, esto como consecuencia de pendientes mínimas (meandros) y la formación de una isla de una longitud aproximada de 1200 m, esta isla de material de acarreo, viene haciendo un obstáculo, en épocas de avenidas ya que se interpone a los flujos de las aguas, esto hace que la fuerza debido a la curva existente las aguas den directamente hacia la margen derecha, erosionando esta zona y produciéndose las inundaciones.

Tramo 1+200 - 0+900 Inicio del tramo de transición de una zona grande a una de menor sección, en este sector se inicia la alteración de los parámetros hidráulicos (aumentan), produciendo una serie de fenómenos erosivos (remanso), en esta tramo tiene un gran poder erosivo.

Tramo 0+900 - 0+000 Inicio del estrechamiento hasta llegar al punto de control, los parámetros hidráulicos aumentan con respecto al tramo aguas arriba, tiene un gran poder erosivo, mayor que el de aguas arriba, este un sector muy vulnerables porque en este sector constantemente sufre de inundaciones

Fotos N°03 y 04: Erosiona en la margen derecha



7.3 MEDIDAS CORRECTIVAS

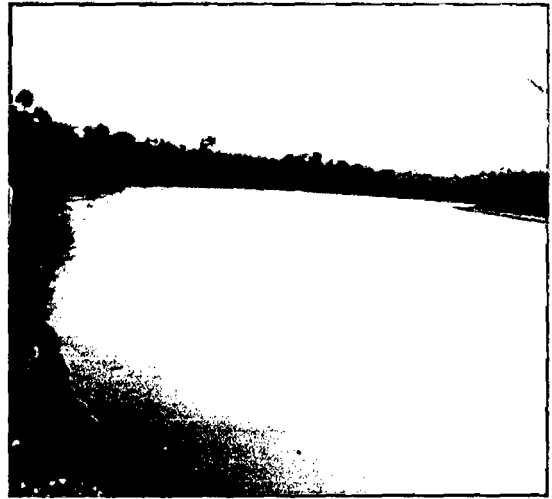
Como se ha podido evaluar los diferentes sectores de la zona de estudio, este viene desarrollándose una fuerte erosión en la margen derecha del río Aguaytía, por lo que es necesario implementar unas series de actividades con el fin de mitigar el accionar de las fuerzas de las aguas por lo que se recomienda lo siguiente

- Para efectos de diseño utilizar como mínimo caudales de Tiempos de Retorno de 25 años ya que de acuerdo a las simulaciones un caudal de este magnitud es el que más se ajustaría a la

probabilidad que se dé, mayores a este, como para tiempos de retorno de 50 años haría que se realizara proyectos de mayor magnitud, por lo que en muchos casos se sobredimensionaría la ejecución de las obras de defensas ribereñas. Es por ello que la altura del muro lo estimamos con el tirante que arroja el periodo de retorno de 25 años.

- Realizar la descolmatación del cauce del río, obteniendo el ancho estable que para un tiempo de retorno de 25 años, sería de unos 300 m. Asimismo extraer material de la isla que se ha venido formando en el sector.
- Proponer una defensa ribereña longitudinal en el margen derecha de la zona de estudio
- Desde el inicio de la curvatura proponer la construcción de espigones transversal escalonado, ya que con estas estructuras estaría rechazando las líneas de flujos para el otro margen, con el tiempo estaríamos ganando un nuevo margen, asimismo sería un elemento más estructural para buscar la seguridad de las defensas longitudinales.

Fotos N° 05 y 06: Talud vertical del rio Aguaytia en este sector



CAPITULO VIII
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES HIDROLÓGICAS

- El estudio hidrológico se ha llevado a cabo en el sector del distrito de Curimana, tomando información tanto visual y de acuerdo a la inspección ocular registrada por la huellas de antiguas de avenidas máximas ordinarias y eventos extremos, considerando a esta micro cuenca en relación a la cuenca del Ucayali, nos dio un Índice de compacidad de $K= 4.91$ que es una micro cuenca alargada, tiene un Factor de Forma $F= 0.13$ que indica a concentrar mayor las cantidades de lluvias y percibir rápido los cambios de caudal en un punto de observación.
- De acuerdo a los trabajos de topografía y batimetría se ha obtenido la pendiente medio del rio Aguaytía se ha determinado una pendiente de $S=0.0022$ para el presente estudio.
- Para determinar el caudal de diseño se ha tomado información de los caudales puntas y precipitaciones puntas instantáneas, o sea las máximas registrados en un promedio de 52 registros, información

obtenidas de la estación meteorológicas de Pucallpa, es en base a esta información y a la aplicación de métodos estadísticos, se ha podido establecer un caudal de diseño para efectos del proyecto en una cantidad de:

T retorno Vs Q max

T (años)	Q max (m ³ /s)
10	3,525.00
25	4,642.60
50	7,778.20
100	9,390.50

Fuente: Elaboración propia

Para la caracterización de zonas inundables usaremos el caudal que genera el periodo de retorno de 10 años, esto debido a que responde mejor a las áreas inundadas que se dieron históricamente; y para el diseño de la defensa ribereña se utilizara el caudal que genera el periodo de retorno de 25 años, esto debido a que es un valor conservador que no sobredimensionara el diseño de la defensa ribereña.

- De la evaluación hidrológica por el método del

Servicio de Conservación de Suelos SCS de los EEUU, el número de curva del proyecto corresponde a una CN = 77 (ver cuadro N°14) y una abstracción $la=15.17$ mm. Es decir lluvias menores a 15.17 mm, no produce escorrentía en el cauce de la cuenca. Esto confirma, entre Junio y Setiembre en la zona las precipitaciones son bajas. Sin embargo en el cauce principal siempre hay agua, esto sería producto de los aportes de los acuíferos de las partes altas.

8.2 CONCLUSIONES HIDRÁULICAS:

- La caracterización del comportamiento hidráulico se ha hecho en base a los resultados de los cálculos de ancho estable, rugosidad evaluada en campo, trabajos de topografía de seccionamiento del cauce del río, y los resultados de la evaluación hidrológica.
- La vulnerabilidad de inundación se obtiene para periodos de retorno de a partir de 10 años; Se observa que en el tramo de interés, el río Aguaytía no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 10 años de periodo de retorno sin desbordarse, aproximadamente el desborde se iniciaría en la progresiva 1+500 (ver cuadro N°30).

Así mismo Se observa que en el tramo de interés, el río Aguaytía no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 25 años de periodo de retorno sin desbordarse, aproximadamente se iniciaría en la 1+800 (ver cuadro N°33). Concluimos que las zonas inundadas con un periodo de retorno de 10 años, responde mejor a la identificación de zonas inundables, ya que este lo corroboramos con investigación de campo, mediante entrevistas a los pobladores de la zona.

- Que de acuerdo a la evaluación se dispone que los caudales para el diseño para $T_r = 50$ años da un caudal de 7,778, sin embargo se ha podido ver de la evaluación que esto sobredimensionaría la estructura hidráulica del diseño de la defensa ribereña, por lo que un $T_r = 25$ años que sería un caudal aproximado de unos 4,642.60 m³/seg sería el más adecuado.
- El ancho estable del río para ese dimensionamiento será de unos 300 m, dimensión adecuada para el paso de las aguas, en épocas de avenidas.
- Las secciones más adecuadas para el diseño de la defensa ribereña se encuentran en la progresiva 0+000.00, para los diferentes periodos de retorno; En los Cuadros N° 33 y N° 35 se puede observar en el nivel negativo de las alturas de agua que

tendría que proyectarse las obras de defensas ribereñas, teniendo como altura de protección para la defensa ribereña de 12m, que corresponde al periodo de retorno de 25 años.

Tr= 25 años Q= 4,642.6 m3/seg

Tr= 50 años Q= 7.778.2 3/seg

Cuadro N°33

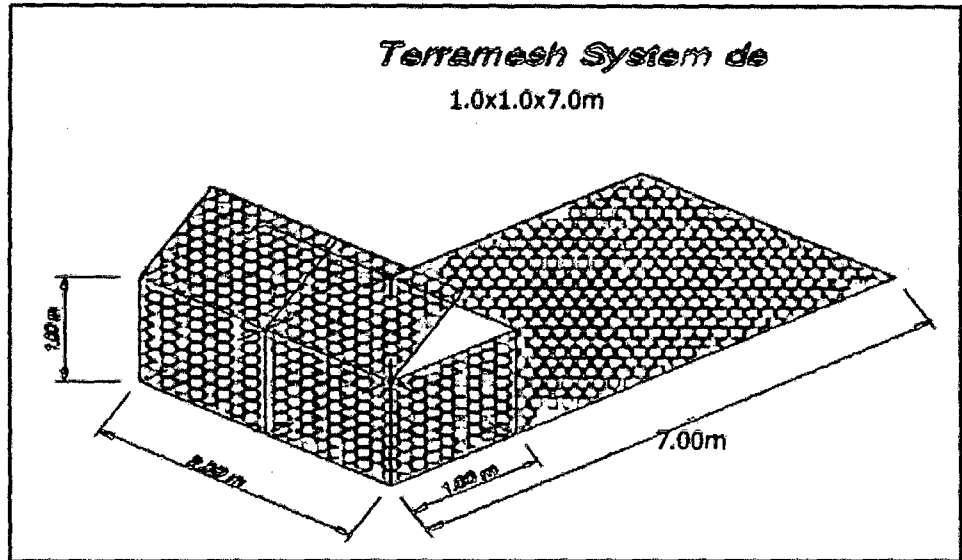
seccion	Cota superior del terreno	Cota superior del nivel del agua	Nivel de inundacion
2+500	196	183.75	12.25
2+400	195.88	183.63	12.25
2+300	190.08	184.06	6.02
2+200	190.66	184.02	6.66
2+100	190.56	183.87	6.59
2+00	187.07	184.2	2.87
1+900	186.95	184.19	2.76
1+800	178.72	184.2	-5.48
1+700	178.6	184.19	-5.59
1+600	178.48	184.18	-5.7
1+500	178.07	184.17	-6.1
1+400	177.95	184.16	-6.21
1+300	177.83	184.15	-6.32
1+200	177.68	184.16	-6.48
1+100	177.56	184.15	-6.59
1+000	177.44	184.15	-6.71
0+900	177.88	184.06	-6.18
0+800	177.76	184.05	-6.29
0+700	178.21	183.94	-5.73
0+600	177.93	183.8	-5.87
0+500	177.73	183.78	-6.05
0+400	177.53	183.76	-6.23
0+300	177.91	183.63	-5.72
0+200	177.21	183.61	-6.4
0+100	177.01	183.59	-6.58
0+000	168.13	181.39	-13.26

Cuadro N°35

seccion	Cota superior del terreno	Cota superior del nivel del agua	Nivel de inundacion
2+500	196	179.88	16.12
2+400	195.88	179.6	16.28
2+300	190.08	180.03	10.05
2+200	190.66	179.96	10.72
2+100	190.56	179.89	10.67
2+00	187.07	180.09	6.98
1+900	186.95	180.07	6.88
1+800	178.72	180.07	-1.35
1+700	178.6	180.05	-1.45
1+600	178.48	180.03	-1.55
1+500	178.07	180.02	-1.95
1+400	177.95	180.01	-2.06
1+300	177.83	179.99	-2.16
1+200	177.68	180	-2.32
1+100	177.56	179.99	-2.43
1+000	177.44	179.96	-2.52
0+900	177.88	179.91	-2.03
0+800	177.76	179.9	-2.14
0+700	178.21	179.81	-1.6
0+600	177.93	179.65	-1.72
0+500	177.73	179.62	-1.89
0+400	177.53	179.59	-2.06
0+300	177.91	179.48	-1.57
0+200	177.21	179.45	-2.24
0+100	177.01	179.42	-2.41
0+000	168.13	177.92	-9.79

Fuente: Elaborado por el autor

- Las dimensiones finales de diseño de la defensa ribereña son las siguientes:



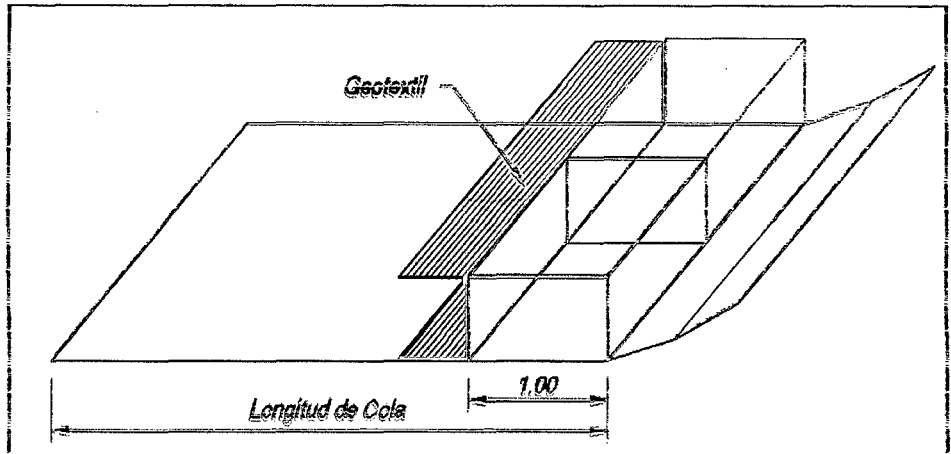
Empotramiento en la base = 1.00m

Diafragma = 2

Volumen = 2m³

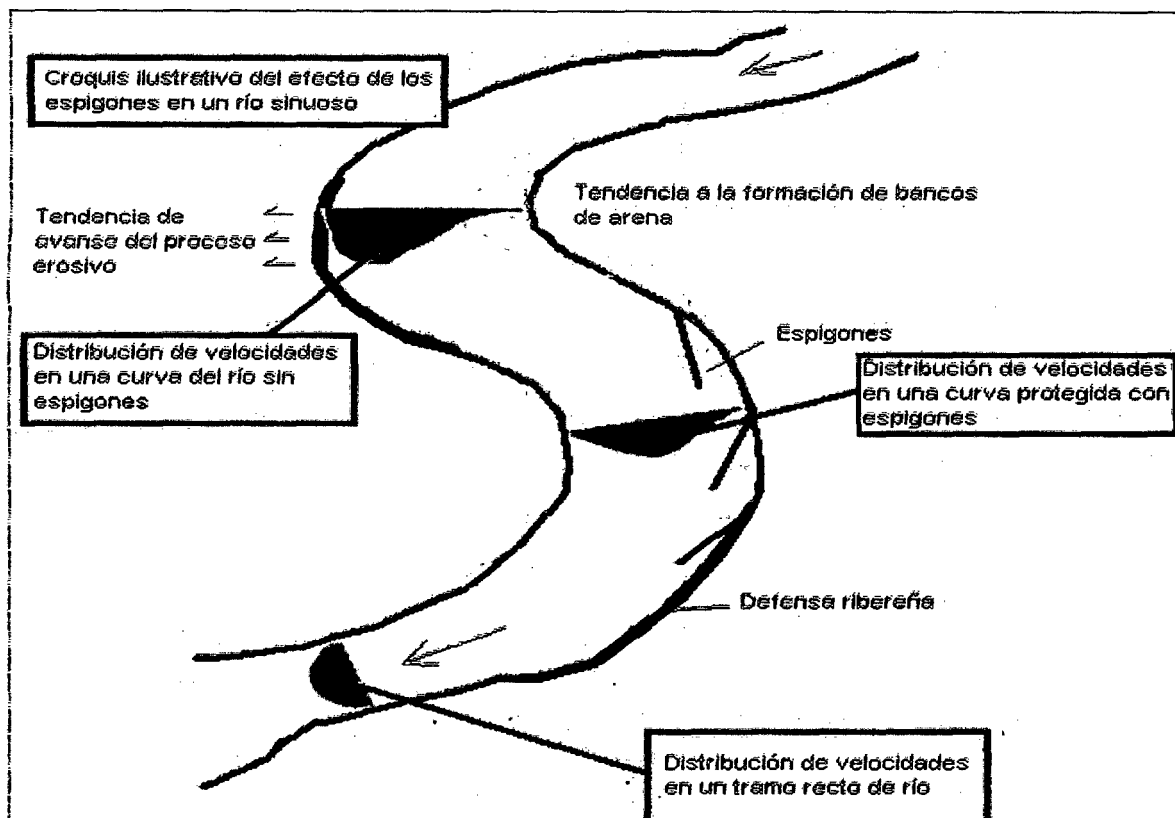
Concluyendo que estas medidas son idóneas, la sección de relleno será de 8m de ancho por 12m de alto, cuyo peso específico estará alrededor de 1.80 tn/m³ y su ángulo de fricción alrededor de 30°.

Además se colocará un geotextil en la interfase entre el paramento interno y el macizo del relleno reforzado, para evitar que el material fino del relleno se escape a través de las mallas.



8.3 RECOMENDACION HIDROLÓGICA

- Debido a la amplitud longitudinal que se pretende defender de las inundaciones, los ingenieros José Antonio Maza Álvarez y Manuel García Flores, autores de "Estabilización y Rectificación de Ríos" del capítulo 14 del manual de Ingeniería de Ríos del país de México, recomiendan realizar estructuras transversales, el distanciamiento de cada una de ellas y su ubicación en la margen derecha corresponde al diseño de las obras a proyectar. La construcción de espigones transversales en forma escalonada al inicio de las curvaturas en el tramo en estudio es necesaria, para alejar las líneas de flujo, esto reforzaría las obras de defensa ribereña longitudinales. A continuación se presenta un Grafico ilustrativo del comportamiento de las velocidades en una curva protegida con y sin espigones.



Fuente: Elaborado
por el autor

8.4 RECOMENDACIONES HIDRÁULICAS:

- Realizar programa de capacitación y sensibilización, sobre alerta temprana, Gestión de Riesgos ante inundaciones, simulacros, etc. Este programa debe ser promovido por el Gobierno Regional, Gobierno Local, Sectores y entidades privadas.
- Resoluciones Administrativas, emitidas por la Autoridad Local de Agua; donde se especifiquen respetar el ancho estable del río, caudales máximos de diseño, entre otros parámetros o variables.

- **Iniciar rápidamente la ejecución de obras de defensa ribereña en el sector en mención, a fin de evitar se siga erosionado la margen derecha, y puede causar inundaciones mayores.**
- **Es necesario que se construya una defensa ribereña longitudinal con las alturas correspondientes de acuerdo a los resultados obtenidos, considerando que esta zona es bastante vulnerables a las inundaciones.**

BIBLIOGRAFIA

- MONSALVE, G. 2000. Hidrología en la Ingeniería. Escuela Colombiana de Ingeniería. Santafé de Bogotá-Colombia. 382 p.
- PALOMINO, G. (2004). "Zonificación de áreas inundables utilizando sistema de información geográfica, Aplicación al tramo final del río Chillón". Tesis UNI. Lima – Perú.
- PÉREZ, A. (2012). "Simulación hidráulica del río San Francisco, Panajachel para la determinación de áreas en riesgo por inundación". Tesis. Universidad de San Carlos. Guatemala.
- RIVANO, F. (2004). "Análisis de eventos extremos de precipitación y su efecto en el diseño de drenaje superficial de tierras agrícolas del sur de Chile". Tesis Universidad Austral de Chile. Valdivia – Chile.
- ROCHA, A. (1998). "Hidráulica fluvial". Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Lima – Perú.
- SENA. (1996). "Manual técnico para el manejo integral de cuencas hidrográficas". Edición Sogamoso. Bogotá –Colombia.
- VILLÓN, M. (2009). "HEC-RAS". Edición Villón. Lima – Perú.
- BRUNER, G. (2002). "HEC-RAS, river analysis system hydraulic reference manual". US army Corps of engineers. Institute for water resources. Hydrologic Engineer Center (HEC).
- ICG, (2012). "Manual de hidrología, hidráulica y drenaje". 2da edición. Lima – Perú.
- MAZA, A. Y GARCÍA, F. (1970). "Estabilización y rectificación de ríos". Cap.14 manual de ingeniería de ríos. México – DF.

- RIVAS, R. (1999). "Estudio de anchos estables en ríos de montaña". Tesis para optar el grado de magister en obras hidráulicas". Mérida – Venezuela.
- APARICIO, M. (1989). "Fundamentos de hidrología de superficie". 1era edición. México – DF.
- KOHLER, P. (1997). "Hidrología para ingenieros". 2da edición. Colombia – Bogotá.
- BREÑA, P y JACOBO, V. (2006). "Principios y fundamentos de las hidrología superficial". 1era edición. México – DF.

ANEXOS

PANEL FOTOGRÁFICO

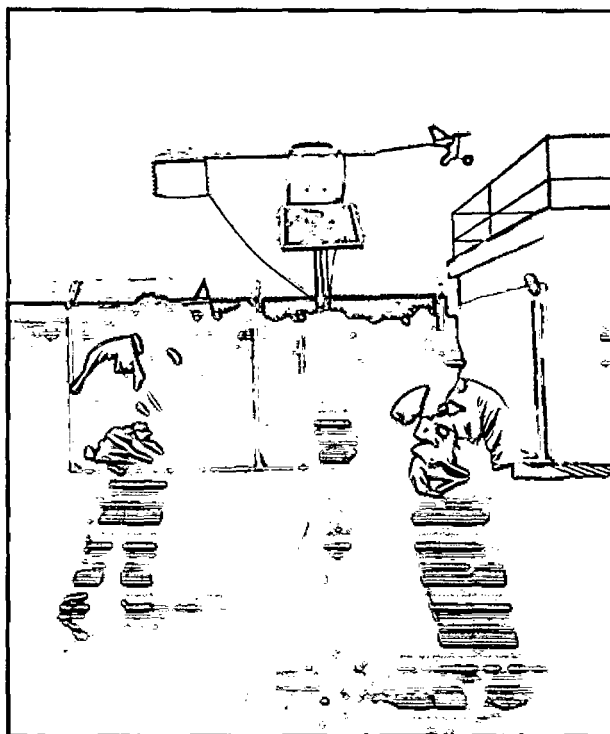


Foto N°07: Visita a la estación meteorológica de la Universidad Nacional de Ucayali.

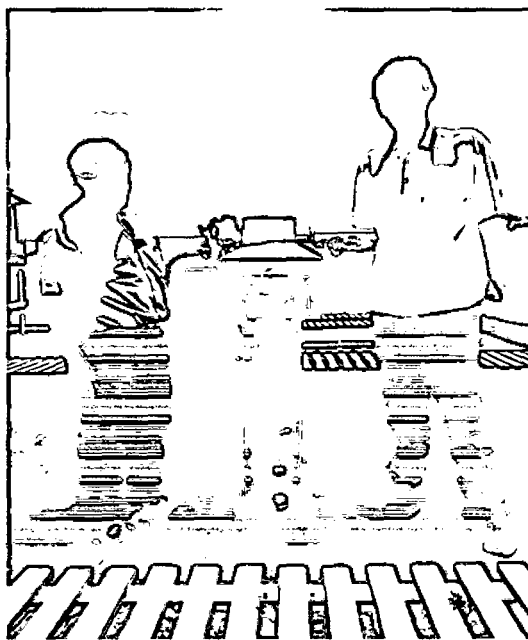


Foto N°08: Reconocimiento del pluviómetro de la estación meteorológica de la Universidad de Nacional de Ucayali.



Foto N°11: tesista y personal seccionando el cauce del rio Aguaytía (estación 02).



Foto N°12: Tesistas recogiendo datos históricos de la población afectada.

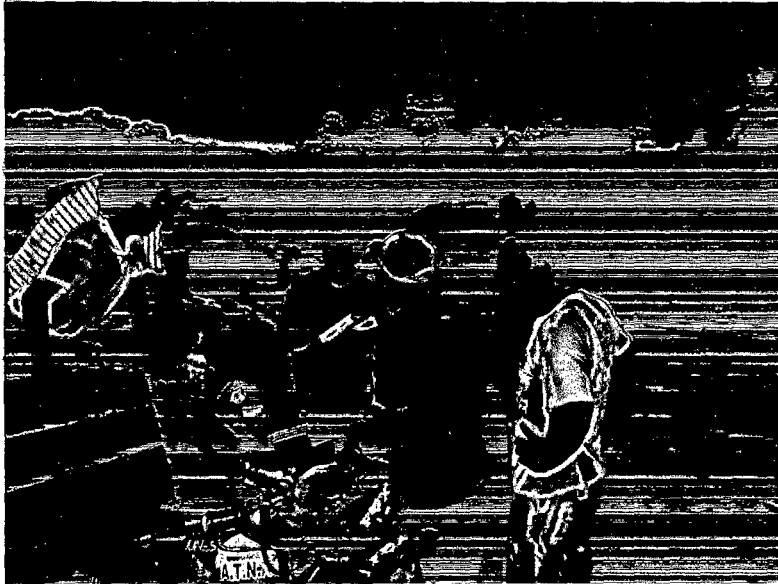


Foto N°13: Tesistas recopilando datos históricos.



Foto N°14: tesista observando el cauce del rio Aguaytia.



Foto N°09: Instalación del teodolito (estación 01).

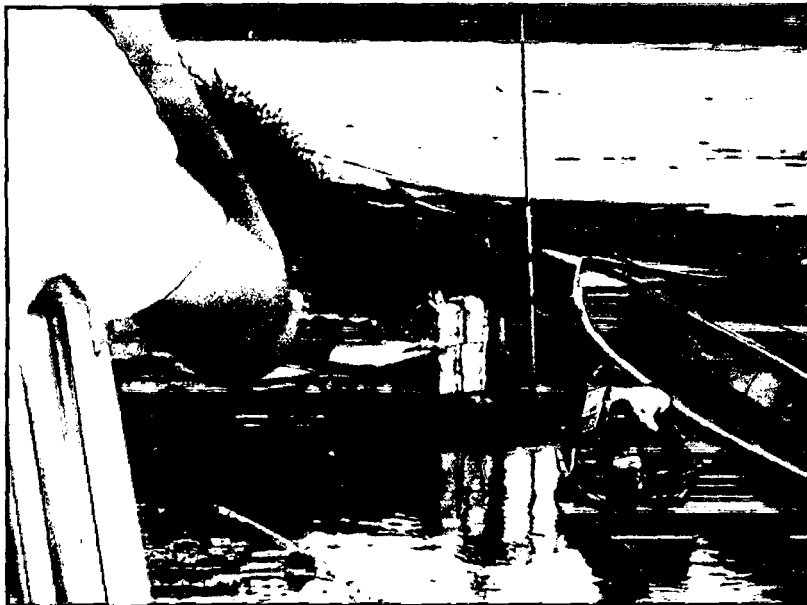


Foto N°10: tesista y personal junto a la mira, dando inicio al seccionamiento del cauce.

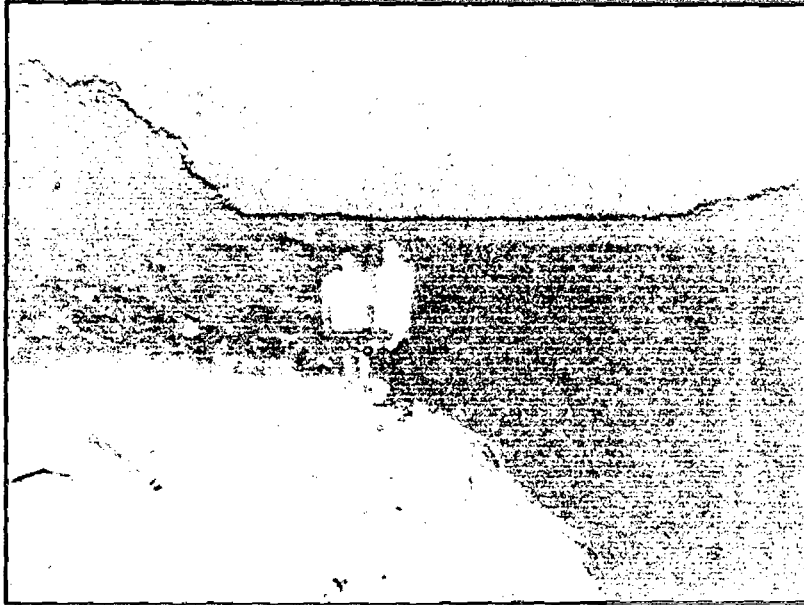


Foto N°15: Tesistas analizando el cauce del rio Aguaytía.

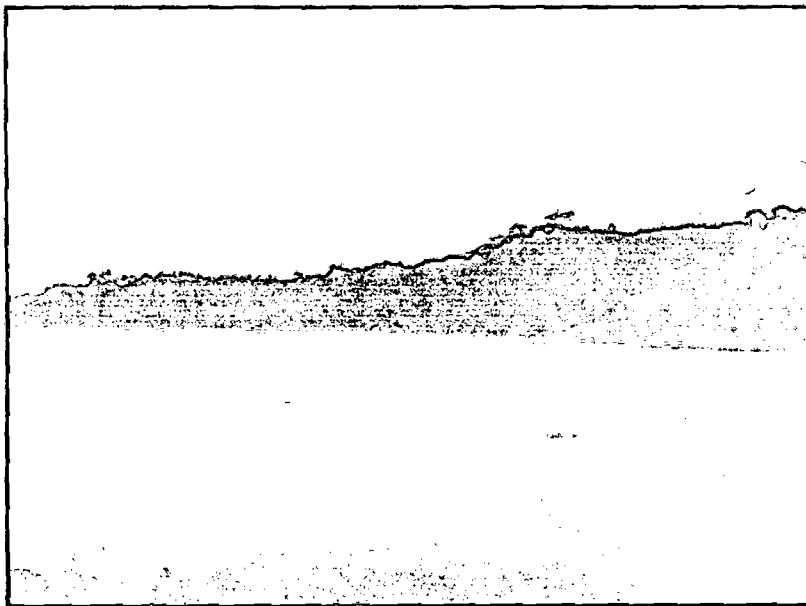


Foto N°15: el rio Aguaytía.

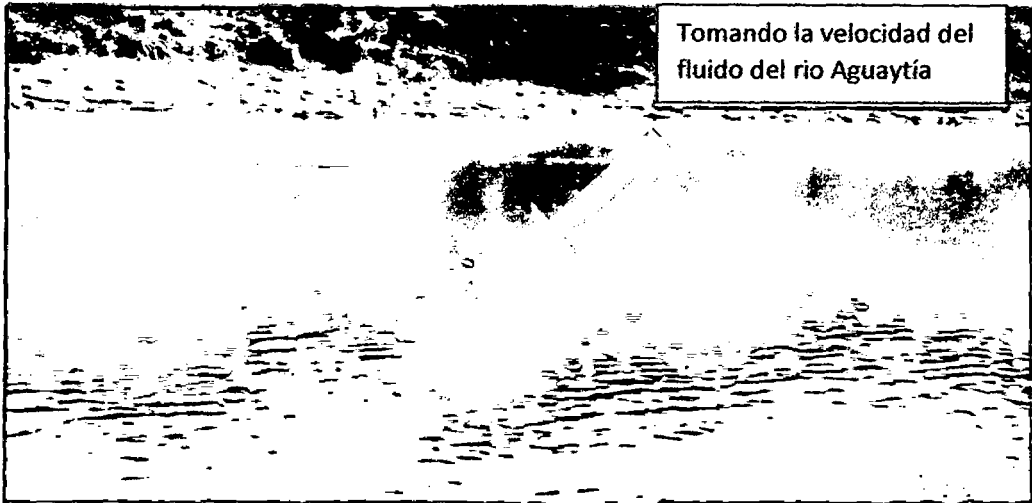


Foto N°16: Tomando información de la velocidad del flujo en una determinada distancia con equipos flotadores



Foto N°17: Vista panorámica del rio Aguaytia en la margen derecha véase la amplitud de la sección del rio y la erosión en la margen derecha.



Foto N°18: Zona totalmente vulnerable a la erosión de las aguas del río Aguaytía, cada año va avanzando más.



Foto N°19: Sector que se viene dando una erosión constante, desprendimiento del talud de río Aguaytía en el Distrito de Curimana.



Foto N°20: Véase la erosión que existe en la margen derecha de la zona de evaluación.



Foto N°21: Cobertura vegetal desprendiéndose producto de la erosión.



Foto N°09: Instalación del teodolito (estación 01).

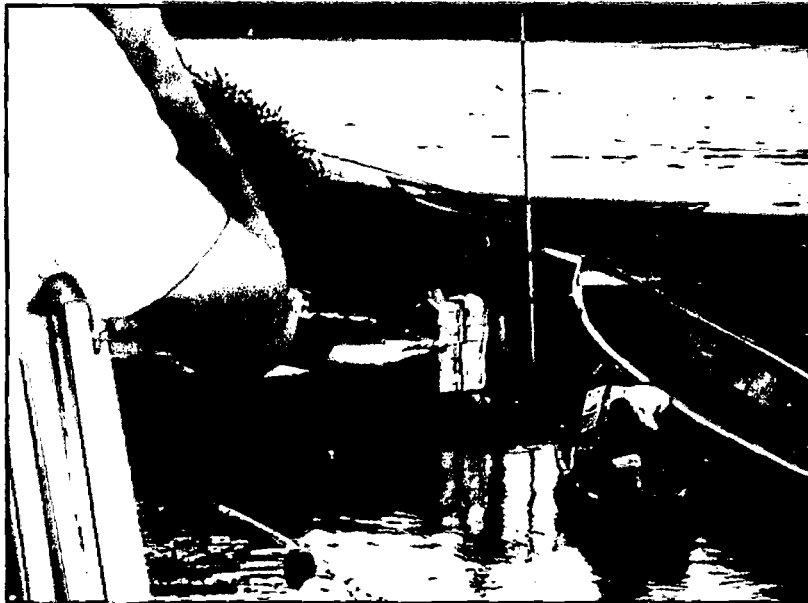


Foto N°10: tesista y personal junto a la mira, dando inicio al seccionamiento del cauce.



Foto N°11: tesista y personal seccionando el cauce del rio Aguaytía (estación 02).



Foto N°12: Tesistas recogiendo datos históricos de la población afectada.



Foto N°13: Tesistas recopilando datos históricos.



Foto N°14: tesista observando el cauce del rio Aguaytía.