

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZÁN

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



**IDENTIFICACIÓN DE PEQUEÑAS
CUENCUAS, PARA EL ESTUDIO
HIDROLÓGICO DE CAÑOS
NATURALES, PARA LA
IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS
INUNDABLES Y EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS HIDRAULICAS, EN EL
DISTRITO DE YARINACOCHAS;
UCAYALI - PERÚ 2015**

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

TESISTA

Andrés Junnior García Ramirez

ASESOR

**Ing. Jorge Zevallos
Huaranga**

**HUANUCO - PERÚ
OCTUBRE 2015**

DEDICATORIA

A Dios...

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

A mis queridos padres:

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

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

“Por brindarme 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”.

Andrés Junnior García Ramirez

RESUMEN

El presente trabajo de tesis se realizó en el distrito de Yarinacocha, específicamente en los caños naturales de esa localidad, se encuentra localizada en el departamento de Ucayali, provincia de Coronel Portillo. Las subcuencas evaluadas son afluente del lago Yarinacocha.

Los objetivos planteados en la investigación son los siguientes: 1) Determinar el comportamiento hidráulico de inundación de los caños naturales, para precisar la ubicación y el diseño adecuado de las estructuras hidráulicas a plantear; 2) Diagnosticar la vulnerabilidad de inundación de los caños naturales, que atraviesan los asentamientos humanos; 3) Cálculo de caudales de diseños para los diferentes tiempos de retorno; 4) Determinar las secciones más adecuadas para las estructuras hidráulicas.

La información requerida para la realización de la investigación fue, estadística de precipitaciones máximas 24 horas de las estaciones meteorológicas de La UNU (Universidad Nacional de Ucayali), información cartográfica actualizada, además de softwares como: Excel, AutoCad, ArcGis. Previa a la realización de los objetivos planteados, se realizó el levantamiento topográfico de los caños naturales seccionando cada 75 metros.

SUMMARY

This thesis was carried out in the district of Yarinacocha, specifically in the natural channels of the town, is located in the department of Ucayali province of Coronel Portillo. Sub-basins are evaluated tributary of Lake Yarinacocha.

The research objectives are: 1) To determine the hydraulic behavior of natural flood pipes, to pinpoint the location and proper design of hydraulic structures; 2) Diagnose the flood vulnerability of the natural channels, which cross the settlements; 3) Calculate design flow for different return times; 4) Determine the most appropriate sections for hydraulic structures.

The information required for the completion of the investigation was, maximum rainfall statistics 24 hours of weather stations UNU (National University of Ucayali), in addition to software and updated cartographic information: Excel, AutoCAD, ArcGIS. Prior to the realization of the objectives, the survey of natural pipes sectioning was performed every 75 meters.

INTRODUCCIÓN

El presente estudio de evaluación hidrológica es para determinar las zonas inundables de los asentamientos humanos por la cual atraviesan los caños naturales en estudio, así mismo para realizar el diseño hidráulico de las secciones hidráulicas que propondremos sobre los caños naturales.

En la actualidad los caños naturales han cobrado una gran importancia en el desarrollo de los asentamientos humanos que se encuentran en las cercanías de sus cauces; debido a que sin ella estaría expuesta a las inclemencias de la naturaleza de los caños naturales, sobre todo en épocas de invierno (época de fuertes lluvias) con graves pérdidas a las infraestructuras de servicios, enfermedades infecciosas y llevando muchas veces a las 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 red de caños naturales que atraviesan el distrito de Yarinacocha, caracterizada por presentar caños de gran longitud que desembocan en el lago de Yarinacocha o el lago de Cashibococha y también en el mismo río Ucayali, poco profundos en épocas de verano asiéndolos no navegables, pero en épocas de avenidas máximas el caudal

es regular a niveles que se puede navegar en canoas, así mismo inunda casa aledañas, y lo más importante impide la transitabilidad de un asentamiento humano a otro debido a que no se puede cruzar el caño natural debido a la fuerte crecida.

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

El desarrollo de la presente tesis abarca principalmente la simulación y análisis hidráulico de los caños naturales en el frontis del distrito de Yarinacocha, para luego realizar identificar las zonas inundables cercanas a los asentamientos humanos para luego realizar el diseño hidráulico de las secciones hidráulicas.

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 cálculo hidrológico de los caños naturales; el Capítulo V, está referido a la evaluación y simulación hidráulico de los caños naturales con el modelo hidráulico del Hec-Ras. El Capítulo VI, está enfocado al diseño hidráulico de las áreas hidráulicas 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.....	7
1.7.1. LIMITACIÓN ECONÓMICA.....	7
1.7.2. LIMITACIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	7
CAPITULO 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.....	21
2.4.3. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA.....	22

2.4.4.	HIDROLOGÍA	33
2.4.5.	ANÁLISIS DE CONSISTENCIA	34
2.4.6.	ANALISIS DE FRECUENCIA.....	40
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	53
2.4.10.	CURVA INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA (I-D-F)	56
2.4.11.	CAUDAL MAXIMO	59
2.4.12.	MODELO.....	69
2.4.13.	MODELOS HIDRÁULICOS	71
2.4.14.	SIMULACIÓN	72
2.4.15.	USO DEL MODELO HEC RAS EN EL CONTROL DE INUNDACIONES	73
2.4.16.	ESTRUCTURAS HIDRAULICAS	86
2.5.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	91
CAPITULO III.....		95
MARCO METODOLÓGICO		95
3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN	96
3.2	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	96
3.3	POBLACION Y MUESTRA.....	96
3.4	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS	97
3.5	MATRIZ DE CONSISTENCIA	105
3.6	MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES	106
CAPITULO IV		108
EVALUACIÓN Y CÁLCULO HIDROLÓGICO DE LOS CAÑOS NATURALES DEL DISTRITO DE YARINACocha		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
4.1.3.	ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS	110
4.1.4.	GEOMORFOLOGÍA	113
4.1.5.	ASPECTOS ECOLÓGICOS.....	114
4.1.6.	CALIDAD DE AGUA	115
4.2.	ANÁLISIS HIDROLÓGICO	115
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	121
4.4. TRABAJO DE MÁXIMAS AVENIDAS.....	131
4.5.1. INFORMACIÓN BÁSICA.....	131
4.5.2. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA	131
CAPÍTULO V.....	173
EVALUACIÓN Y SIMULACIÓN HIDRÁULICO DE LOS CAÑOS NATURALES CON EL MODELO HIDRÁULICO DEL HEC-RAS.....	173
5.1. HIDRÁULICA DE LOS CAÑOS NATURALES.....	174
5.1.1. EVALUACIÓN TOPOGRÁFICA.....	175
5.2. CAUDALES MAXIMOS EN LOS CAÑOS NATURALES (DISTRITO DE YARINACOCHA)	180
5.2.1. EVALUACIÓN DE LAS INUNDACIONES.....	181
5.2.2. MODELAMIENTO HIDRÁULICO	182
5.2.3. INFORMACIÓN REQUERIDA PARA LA SIMULACIÓN	185
5.3. SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE LOS CAÑOS NATURALES (DISTRITO DE YARINACOCHA)	187
5.3.1. DETERMINACIÓN DE SECCIONES PARA DIFERENTES TIEMPOS DE RETORNO 2, 5, 10,25 Y 50 AÑOS	187
CAPÍTULO VI.....	- 252 -
EVALUACIÓN Y DISEÑO DEL AREA HIDRAULICA DE LAS ESTRUCTURAS PLANTEADAS.....	- 252 -
6.1. EVALUACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS HIDRAULICAS A PLANTEAR ...	- 253 -
6.1.1. EVALUACIÓN HIDRAULICA EN EL PUNTO DE CONTROL, PERTENECIENTE AL CAÑO 01	- 253 -
6.1.2. EN EL PUNTO DE CONTROL, PERTENECIENTE AL CAÑO 02	- 255 -
6.2. DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ESTRUCTURAS PLANTEADAS	- 257 -
6.2.1. DISEÑO HIDRAULICO DEL AREA DE LA SECCION DE LA ALCANTARILLA.....	- 257 -
6.2.2. DISEÑO HIDRAULICO DEL AREA DE LA SECCIÓN DEL PUENTE ...	- 259 -
CAPITULO VII.....	- 262 -
RESULTADO Y DISCUSIÓN DE LAS ZONAS INUNDABLES IDENTIFICADAS	- 262 -
7.1 PRUEBA DE HIPOTESIS.....	- 263 -
7.2 IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES	- 265 -
7.3 MEDIDAS CORRECTIVAS	- 268 -
CAPITULO VIII	- 269 -

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	- 269 -
8.1 CONCLUSIONES HIDROLÓGICAS	- 270 -
8.2 CONCLUSIONES HIDRÁULICAS:	- 272 -
8.3 RECOMENDACION HIDROLÓGICA	- 276 -
8.4 RECOMENDACIONES HIDRÁULICAS:	- 276 -
BIBLIOGRAFIA.....	- 278 -
ANEXOS	- 280 -

CAPÍTULO I
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. ANTECEDENTES Y FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA.

En estos últimos años debido a eventos extremos, los AA.HH del Distrito de Yarinacocha se han visto envueltas por inundaciones de aguas por parte de los caños naturales, dañando cultivos (de consumo propio) y estructuras de diferentes índoles, esto ha venido preocupando a las autoridades municipales del distrito de Yarinacocha por lo que iniciaron la formulación de un proyecto de zonas y área de inundación para este sector.

La localidad del Distrito de Yarinacocha, cuenta con una población urbana total de 85,605 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. También se dedican a actividades como la pesca, ganadería y madera.

En términos generales está establecido que el distrito Yarinacocha no se encuentra en estado de EXTREMA POBREZA.

1.1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA:

- ¿Cuál será el comportamiento hidráulico de inundación de los caños naturales, ante la simulación de análisis hidráulico e hidrológico, que permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado de las secciones hidráulicas?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Determinar el comportamiento hidráulico de inundación de los caños naturales, para precisar la ubicación y el diseño adecuado de las secciones hidráulicas.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Calcular los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno de 5años, 10años, 25 años y 50 años para los caños naturales; para discernir con criterio con cuales caudales trabajaremos para realizar el diagnóstico de vulnerabilidad de inundación.
- Diagnosticar la vulnerabilidad de inundación de los caños naturales, 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 hidráulico de las secciones hidráulicas; 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 de los caños naturales, ante la simulación y análisis hidráulico, que permitirá determinar la ubicación y el diseño hidráulico adecuado de las secciones hidráulicas.

1.3.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- El cálculo de los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno de 5años, 10años, 25 años y 50 años para los caños naturales; para discernir con criterio con cuales caudales trabajaremos para realizar el diagnóstico de vulnerabilidad de inundación y el diseño hidráulico de las estructuras hidráulicas.
- El diagnóstico de la vulnerabilidad de inundación de los caños naturales, 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 hidráulico de las estructuras hidráulicas; 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 de los caños naturales.

1.4.2. VARIABLES DEPENDIENTE

Ubicación y diseño hidráulico adecuado de las estructuras hidráulicas.

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 el casco urbano y rural del distrito de Yarinacocha 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 las avenidas máximas de las aguas de los caños naturales; en varias oportunidades estos desbordes han causado daños a estructuras hidráulicas, casas, cultivos, etc., por lo que al realizar el estudio de zonas inundables que generan los desbordes de los caños naturales que atraviesan los AA.HH, dará seguridad técnica y económica, al cual beneficiará a las personas asentadas en el sector influentes.

El estudio de las zonas inundables que generan los caños naturales que atraviesan los AA.HH, del distrito de Yarinacocha, 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 de los caños naturales, control de avenidas, que en términos concretos significa la prevención de daños por desbordamiento o derrames de las caños 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 y/o caños naturales. 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 los caños naturales

Se dice que hay muchas formas y criterios de clasificación de los caños naturales, 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) Caños naturales sin área de inundación (confinados).

b) Caños naturales 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 caño natural a lo ancho de una planicie aluvial a lo largo del tiempo.

El movimiento lateral de los caños naturales 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 caño natural se desborda, con respecto al cauce menor, y ocupa el cauce total, o cauce mayor o cauce de avenidas.

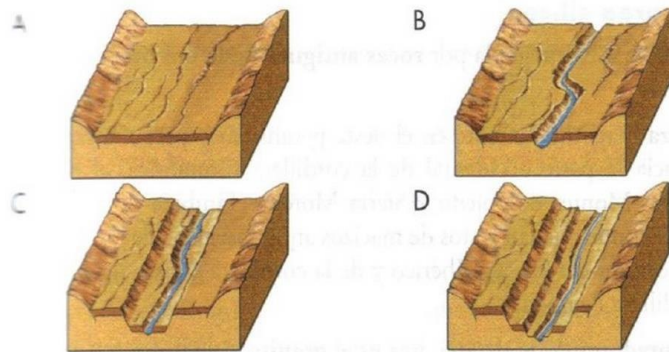


Figura N° 01: Formación de las terrazas fluviales

2.4.1.1.2. Clasificación de los caños naturales por su forma

Los caños naturales pueden ser clasificados en términos del patrón del cauce, que es, la configuración del caño natural 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 de un caño natural, la razón entre la longitud del thalweg a la distancia hacia aguas abajo, es frecuentemente usado para distinguir un cauce recto de un meándricos.

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

a) Caños naturales de cauce rectos

En la naturaleza prácticamente no existen caños naturales 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 caños naturales 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 caño natural. Esta aparición

circunstancial de pequeños tramos rectos puede deberse a la presencia de determinadas estructuras geológicas.

Un caño natural 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 “caño natural recto” a aquel cuyo índice de sinuosidad es menor que 1.20.

b) Los caños naturales de cauces trenzados

Los caños naturales 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 caños naturales 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 caño natural entrelazado, se requiere de una gran luz debido al ancho importante del caño natural, cuya gran variedad no puede dejar de tenerse en cuenta.

Se acepta que un caño natural 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 caño natural entrelazado daría la impresión de ser rectilíneo, pero los brazos (canales) que lo constituyen suelen ser muy sinuosos. Los caños naturales 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 caños naturales trenzados 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 caño natural 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 caño natural trenzado:

- Exceso de sedimentos que el caño natural 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 caño natural 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 caños naturales entrelazados está constituida por los caños naturales anastomosados, los que se presentan cuando del curso principal se separen brazos que regresan, luego de un cierto recorrido, al cauce principal.

c) Los caños naturales de cauces meándricos.

La tendencia a formar meandros es característica de los caños naturales 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 caños naturales meándricos están formados por una sucesión de curvas cuyo índice de sinuosidad es superior a 1.5 (valor referencial). Un caño natural 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 caños naturales, entre sus respectivas relaciones entre el radio de curvatura y el ancho del caño natural.

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 (esto también es aplicable para caños naturales). Aunque algunos caños naturales exhiben largos tramos cuasi-rectilíneos, la mayor parte de los caños naturales de llanura desarrollan meandros más o menos regulares.

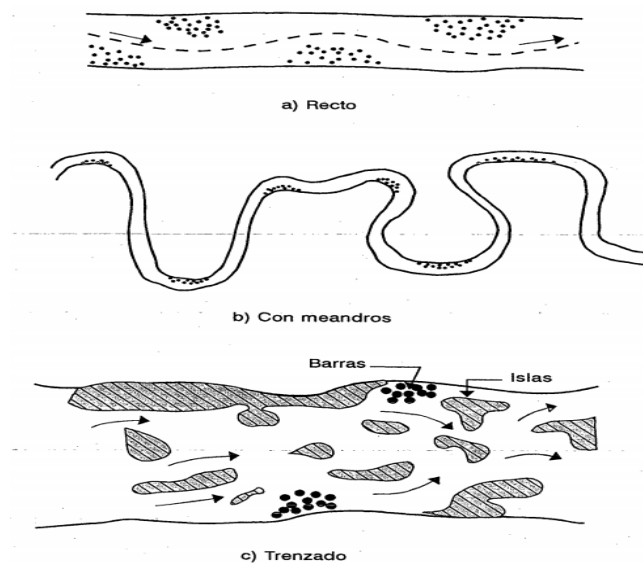


Figura N° 02: Clasificación de los caños naturales por su forma.

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/o caño natural, 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 y/o caños naturales

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

ÁREA DE LA CUENCA (A), KM²	
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:

$$A_p = A / L_a$$

Dónde:

A_p = 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 $Ff = 1$ para regiones con esta forma, que es imaginaria.

Un valor de Ff 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 (Kc): Otro índice de forma, designado por Kc, 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:

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

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

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

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

Dónde:

K= Índice de compacidad.

0.28 = Valor constante.

P = Perímetro de cuenca (Km).

A = Área de cuenca (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 (Kc) 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 Kc

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 (Sc): 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 escorrentía 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 escorrentía, disminuye la capacidad de infiltración.

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

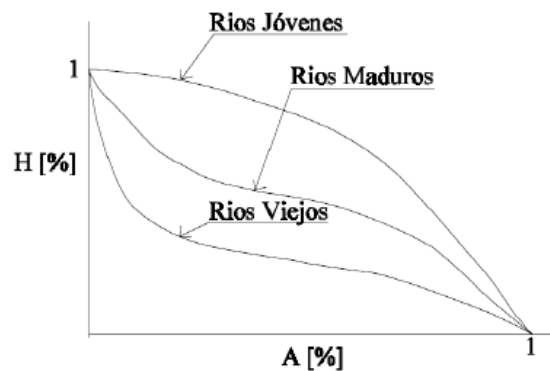


Figura N°02: Tipos de curvas hipsométricas

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/km^2 .

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

Dónde:

Dd= Densidad de drenaje

L= Longitud total de las corrientes (Km)

A= Área total de la cuenca (km^2).

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

CARACTERISTICAS 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 Farías 20054

2.4.4. HIDROLOGÍA

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

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 $1/T$ 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. (Juela, 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. (Juela, 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.

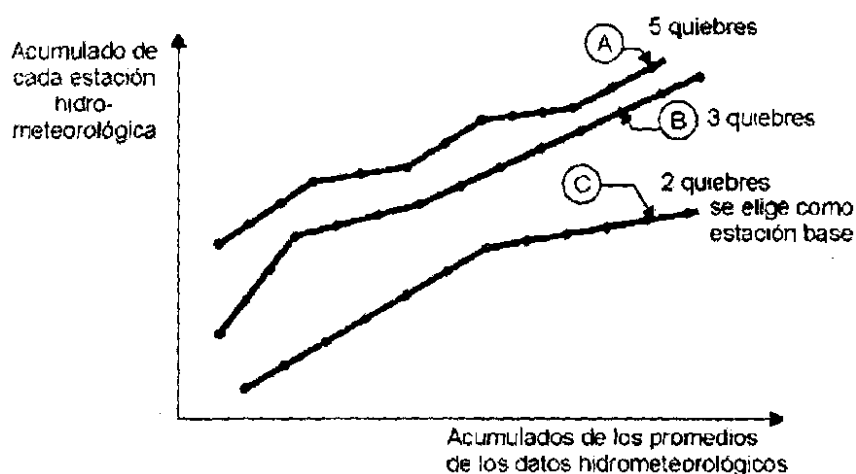


Figura N°03: Modelo de gráfica de doble masa de tres estaciones.

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.

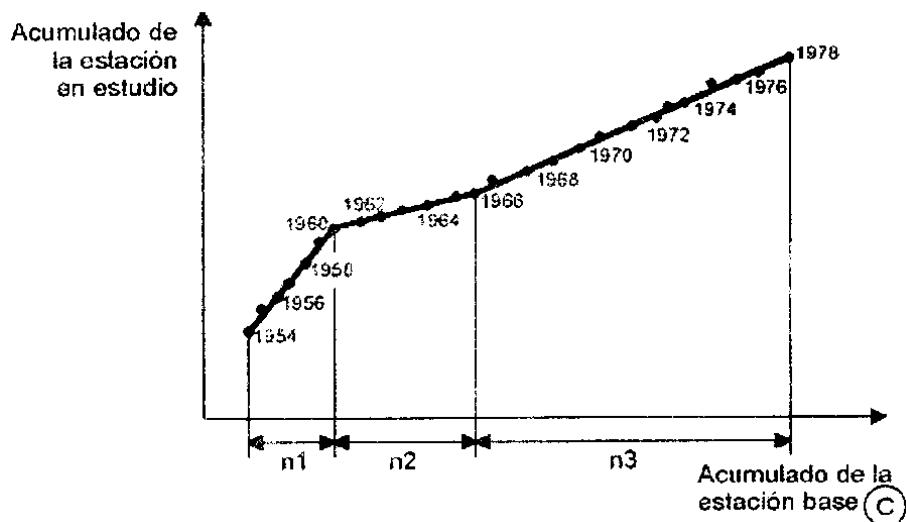


Figura N°04: Análisis doble masa para obtener los periodos de estudio (en este caso $n1$, $n2$, $n3$)

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:

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

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

Dónde:

X_i = valores de la serie del periodo 1

X_j = valores de la serie del periodo 2

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

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

n = tamaño

n_1, n_2 = tamaño de las submuestras

$n = n_1 + n_2$

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 $v = n_1 + n_2 - 2$.

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

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

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

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

$C = 0,577215664901532860606512$

De donde se obtiene:

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

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

S: desviación estándar

Los parámetros de distribución Gumbel, α y μ , se calculan en función de los parámetros \bar{X} y μ 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:

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

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

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

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

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:

X0: parámetro de posición.

uy: parámetro de escala o media.

Sy2: parámetro de forma o varianza.

2.4.8.2.5. Distribución Gamma 2 Parámetros

La función de densidad es:

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

Valido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < y < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Dónde:

y: parámetro de forma.

β: parámetro de escala.

2.4.8.2.6. Distribución Gamma 3 Parámetros

La función de densidad es:

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

Valido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$-d < x_0 < d$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < x_0 < d$$

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:

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

Dónde:

x_0 = parámetro de posición

β = parámetro de escala

y = 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:

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

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 rio. 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 perdidas 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:

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

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)

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

Dónde:

T_c=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)

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

Dónde:

T_c=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

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

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 escorrentía (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.

$$I_a = 0.2S$$

Dónde:

I_a : 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:

$$A = P - P_e$$

Dónde:

A : Abstracciones

P : Precipitación total.

P_e : 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.

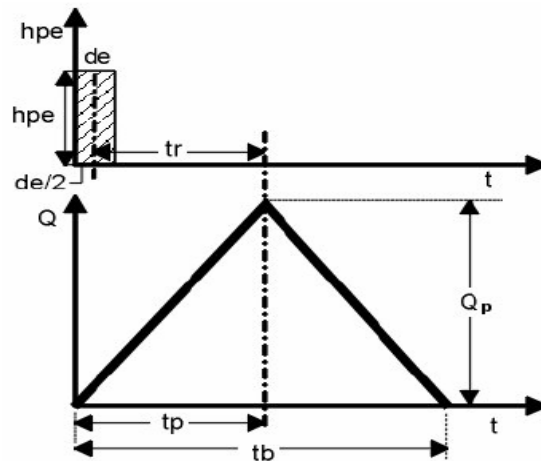


Figura N°05: Hidrograma unitario sintético forma triangular
De donde:

$$Q_p = 0.208 * \frac{hpe * A}{t_p}$$

Siendo:

Q_p : Caudal pico, en m³/s

t_p : Tiempo de ocurrencia del caudal pico, en hr

hpe : Altura de la precipitación efectiva, en mm

A : Área de la cuenca, en Km²

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

$$t_b = 2.67t_p$$

$$t_p = \frac{de}{2} + tr$$

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

$$tr = 0.6t_c$$

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.

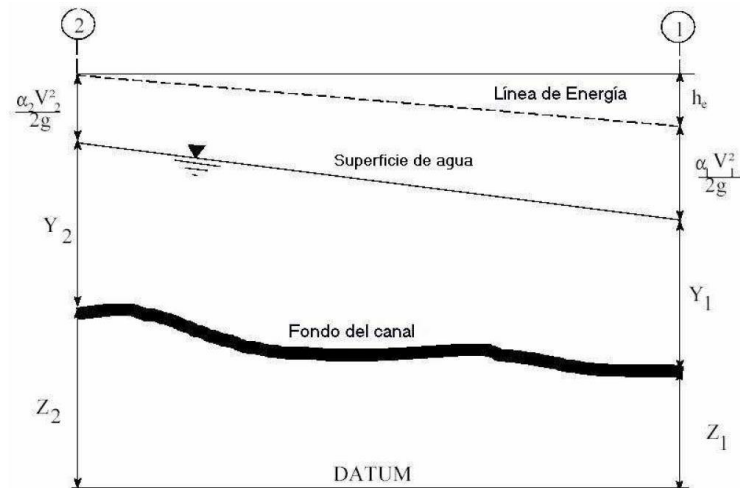


Figura N°06: Representación de términos de la ecuación de energía para el Hec-Ras.

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 específicas entre dos secciones para el flujo en la planicie de inundación izquierda, eje del canal, y planicie de inundación derecha, respectivamente.

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

2.4.15.2. 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).

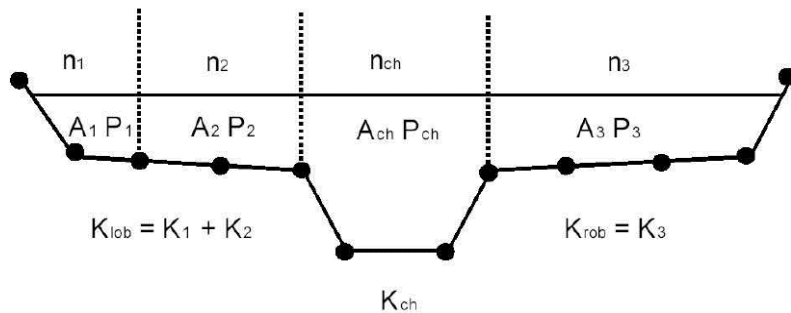


Figura N°07: HEC – RAS Método de subdivisión de caudales

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.

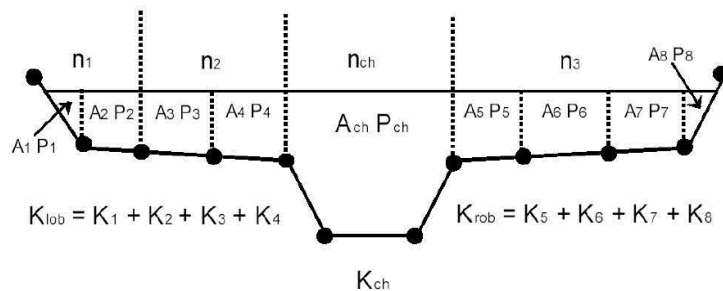


Figura N°08: Método de subdivisión de caudales HEC – 2.

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 .

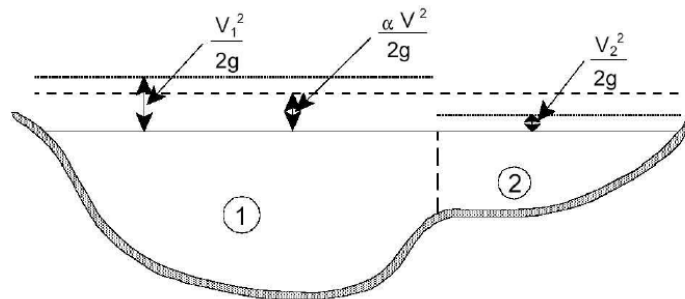
n_i = Coeficiente de rugosidad de la subdivisión i .

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°09: 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.

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

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

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

En general:

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

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:

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

Dónde:

A_t = Área total de flujo de la sección.

K_t = Conductividad total de la sección transversal.

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

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.

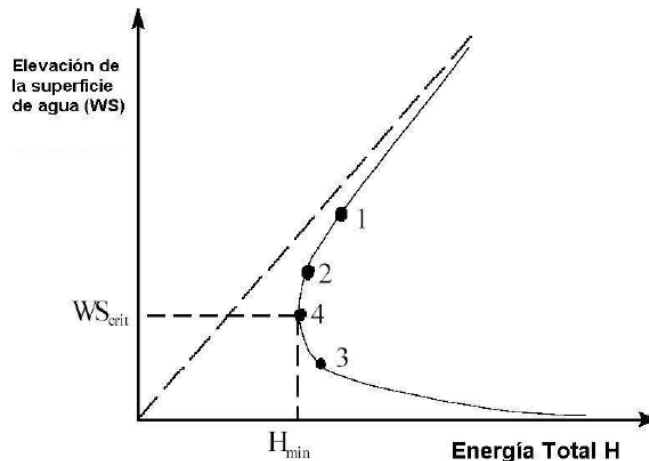


Figura N°10: Diagrama de energía VS elevación de superficie de agua.

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".

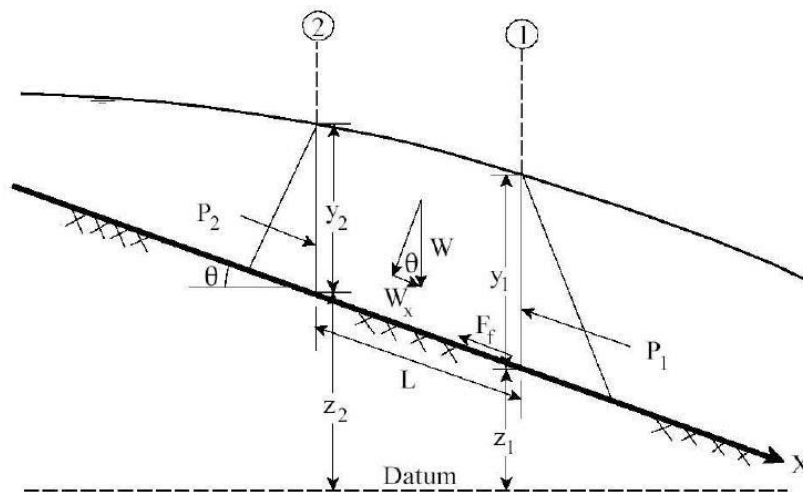


Figura N°11: Aplicación del principio del momento

2.4.16. ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

Se puede decir que son estructuras construidas con el objetivo de controlar el agua, cualquiera que sea su origen, con fines de aprovechamiento o de defensa. Dentro de los tipos de estructuras hidráulicas tenemos los siguientes:

- ✓ Gaviones.

- ✓ Diques y Vertederos.
- ✓ Captaciones.
- ✓ Compuertas.
- ✓ Transiciones.
- ✓ Rampas, escalones y Disipadores de energía.
- ✓ Desarenadores.
- ✓ Sifones.
- ✓ Alcantarillas.
- ✓ Acueductos.
- ✓ Aforadores Parshall.
- ✓ Presas de embalse.
- ✓ Saltos de agua.
- ✓ Puente canal.
- ✓ Toma lateral.

A continuación detallaremos información acerca de la estructura hidráulica llamada “alcantarilla”, ya que para la presente tesis será la que realizaremos el diseño hidráulico de la sección.

ALCANTARILLA

Definición:

Las alcantarillas son estructuras de cruce, que sirven para conducir agua de un canal o un dren, por debajo de un camino u otro canal, también sirven para salvar luces en los caños naturales. Generalmente, la alcantarilla disminuye la sección

transversal del cauce de la corriente, ocasionando un represamiento del agua a su entrada y un aumento de su velocidad dentro del conducto y a la salida.

El éxito del diseño hidráulico radica, por consiguiente, en proveer una estructura con capacidad de descargar económicamente una cierta cantidad de agua dentro de los límites establecidos de elevación del nivel de las aguas y de velocidad. Cuando la altura y la descarga han sido determinadas, la finalidad del diseño es proporcionar la alcantarilla más económica, la cual será la que con menor sección transversal satisfaga los requerimientos de diseño.

Consideraciones hidráulicas:

El escurrimiento a través de una alcantarilla generalmente queda regulado por los siguientes factores:

- Pendiente del lecho de la corriente aguas arriba y aguas abajo del lugar.
- Pendiente del fondo de la alcantarilla.
- Altura de ahogamiento permitido a la entrada.
- Tipo de entrada.
- Rugosidad de las paredes de la alcantarilla.
- Altura del remanso de salida.

Datos para el diseño:

Para el diseño hidráulico de una alcantarilla el proyectista deberá fijar:

- El caudal de diseño.

- La altura de agua permisible a la entrada.
- La altura de agua a la salida.
- La pendiente con que se colocará el conducto.
- Su longitud.
- El tipo de entrada.
- Longitud y tipo de transiciones.
- La velocidad del flujo permisible a la salida.

Consideraciones para el diseño:

Las siguientes consideraciones para el diseño de una alcantarilla son proporcionadas por el Bureau of Reclamation:

1. Las alcantarillas son diseñadas para una presión hidrostática interna mínima, es decir, el gradiente hidráulico está un poco por encima de la parte superior del tubo y a veces dentro del tubo mismo.
2. La elección de la seccion de la alcantarilla, se hace en función del caudal de tal forma que no sobrepase la velocidad admisible, dentro de estas velocidades admisibles tenemos las siguientes consideraciones.
 - Una velocidad máxima admisible de 1.06 m/s (3.5 pies /s), para una alcantarilla con transición en tierra, tanto a la entrada como para la salida.
 - Una velocidad máxima admisible de 1.25 m/s (4.5 pies/s), para una alcantarilla con transición de concreto, tanto para la entrada como para la salida.

3. La pendiente mínima de la alcantarilla es de 0.005 ($S_o = 5\%$).

4. Cobertura de tierra mínima entre la corona del camino y el tubo:

- En carreteras principales y ferrocarriles coberturas mínimas de 0.90 m (3 pies).
- En carreteras de fincas (parcelas) coberturas mínimas de 0.60 m (2 pies).

5. Talud a la orilla del camino: 1.5: 1

6. Las transiciones reducen las pérdidas de carga y previenen la erosión disminuyendo los cambios de velocidad.

Las transiciones pueden hacerse de concreto, tierra y suelo - cemento. Las transiciones de concreto son necesarias en los siguientes casos:

- En los cruces de ferrocarriles y carreteras principales.
- En las alcantarillas con diámetro mayor de 36 pulg. (91.44 cm).
- En las alcantarillas con velocidades mayores de 1.06 mis (3.5 pies/s).

La pendiente máxima de la transición admite un talud de 4: 1

7. Collares que incrementan la longitud del movimiento del agua a través del exterior del tubo.

8. Las pérdidas asumidas son de 1.5 veces la carga de velocidad en la tubería más las pérdidas por fricción.

Tipos de alcantarillas por su capacidad

a. Alcantarilla de un tubo

Para caudales iguales o menores a $1.2 \text{ m}^3/\text{seg}$

b. Alcantarilla de 2 tubos

Para caudales que oscilan entre $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

c. Alcantarilla de 2 ojos o 2 secciones

Para caudales que oscilan entre $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y $4.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Sección del ojo = Ancho x Altura

D. Alcantarilla de 3 ojos o 3 secciones

Para caudales que oscilan entre $2.3 \text{ m}^3/\text{s}$ y $10.5 \text{ m}^3/\text{s}$ Sección del ojo = ancho x altura

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.

ALCANTARILLA

Puente pequeño, que sirve para dar acceso a dos puntos, que están separados por un caño natural y/o cualquier obstáculo que pueda ser superado mediante una alcantarilla.

PUENTE

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías.

PONTON

Estructura que sirve para salvar un accidente geográfico o cualquier obstáculo físico como por ejemplo un caño natural, pero que generalmente no pasa de los 10m de longitud.

CAÑO NATURAL

Es el curso de agua, que se genera en terrenos con contrapendiente, y cuya profundidad varía en función a las estaciones climáticas; también se puede decir que es un accidente geográfico provocado por la socavación de un río, lago, etc.

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 de los caños naturales del distrito de Yarinacocha.

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 de los caños naturales, a través de la aplicación de teorías en Hidrología, Hidráulica Fluvial y del software Hec-Ras v4.0, para calcular el comportamiento Hidráulico de los caños naturales, 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 de los caños naturales.

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 de los caños naturales, (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 de los caños naturales.

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

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES / INDICADORES	METODOLOGÍA
<p><u>General</u></p> <p>* ¿Cuál será el comportamiento hidráulico de inundación de los caños naturales, ante la simulación de análisis hidrológico e hidráulico, que permitiera determinar la ubicación y el diseño adecuado de las secciones hidráulicas de las estructuras?</p>	<p><u>General</u></p> <p>Determinar el comportamiento hidráulico de inundación de los caños naturales, para precisar la ubicación y diseño adecuado de las secciones hidráulicas.</p> <p><u>Específicos</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Obtención de todos los parámetros hidráulicos que se requieran para llevar a cabo la modelación del flujo. 2. Utilizar el programa Hec-Ras y Hec-Hms en la modelación de los caños naturales bajo condiciones actuales. 3. Determinación de los niveles máximos que alcanzaría para caudales de diseño con tiempos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 50 años, determinando las secciones más adecuadas, para que puedan soportar estos caudales. 4. Análisis de la capacidad hidráulica del cauce de los caños naturales, simulando el incremento paulatino de las avenidas y determinando la capacidad máxima hasta el momento de la inundación. 5. Identificar los puntos críticos de desborde. 6. Diseño de las secciones hidráulicas. 	<p><u>General</u></p> <p>La determinación del comportamiento hidráulico de inundación de los caños naturales, mediante la simulación hidráulica permitirá precisar la ubicación y diseño adecuado de las secciones hidráulicas.</p> <p><u>Específicos</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. La obtención de todos los parámetros hidráulicos para llevar a cabo la modelación del flujo. 2. La utilización del programa Hec-Ras y Hec-Hms en la modelación de los caños naturales. 3. El cálculo de los niveles máximos que alcanzaría para caudales de diseño con tiempos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 50 años, determinando las secciones más adecuadas, para que puedan soportar estos caudales. 4. El análisis de la capacidad hidráulica del cauce de los caños naturales. 5. La identificación de los puntos críticos de desborde. 6. El diseño apropiado de las secciones hidráulicas. 	<p><u>Variable Independiente</u></p> <p>Comportamiento hidráulico de los caños naturales.</p> <p><u>Variable Dependiente</u></p> <p>Ubicación adecuada de las estructuras hidráulicas.</p> <p><u>Indicadores</u></p> <p>X₁: Densidad de drenaje. X₂: Precipitación (mm). X₃: Caudal (m³/s) X₄: Cota (msnm)</p>	<p><u>Tipo de Investigación:</u></p> <p>Cuantitativo y Cualitativo.</p> <p><u>Nivel de Investigación:</u></p> <p>Descriptiva, Aplicativa, analítica.</p> <p><u>Método:</u></p> <p>Recolección de información: Fuente: Primaria y Secundaria. Técnica: Modelamiento. Procesamiento de la información: Categorización de las variables. Software: Excel, Word, Google Earth, Autocad, Autocad civil3D, Hec-Ras, Hec-Hms, H-canales.</p> <p><u>Nivel de Contraste de Hipótesis:</u></p> <p>H₀: β₁ = 0 (nula) Todos los coeficientes de las variables x_i no son significativos, es decir las variables independientes no influyen sobre la variable dependiente.</p> <p>H₁: β₁ ≠ 0 (nula) Al menos un coeficiente de las variables x_i son significativos 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 de los caños naturales del distrito de Yarinacocha.</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>	<ul style="list-style-type: none"> • Estudio hidrológico de los caños naturales empleando datos históricos de precipitaciones pluviales • Caudales obtenidos de la estación meteorológica. • Levantamiento topográfico. 	<p>X1. Precipitación (mm)</p> <p>X2. Caudal (m³/s).</p> <p>X3. Cota.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. ¿Cree usted que los datos históricos pluviométricos de las estaciones meteorológicas son consistentes? 2. ¿conoce el instrumento que mide la cantidad de agua precipitada? 3. ¿Sabe quién es la entidad pública que brinda información de los datos hidrométricos en el Perú? 4. ¿Tiene conocimiento de las metodologías que se usan para medir el caudal de un caño natural? 5. ¿Se tiene conocimiento de los instrumentos que se emplean para el levantamiento topográfico? 6. ¿Sabe usted las cotas y/o niveles de los caños naturales?

<p style="text-align: center;"><u>Variable dependiente</u></p> <p>Ubicación y diseño hidráulico de las secciones adecuadas de las estructuras hidráulicas.</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 los caños naturales. 	<p>Y1. Tirante hidráulico en cada sección de análisis.</p>	<p>7. ¿Tiene conocimiento del concepto de tirante hidráulico de un caño natural?</p> <p>8. ¿sabe usted como se obtiene las secciones transversales de un caño natural?</p>
---	---	--	--	--

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO IV
**EVALUACIÓN Y CÁLCULO HIDROLÓGICO DE
LOS CAÑOS NATURALES DEL DISTRITO DE
YARINACOCHA**

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 los asentamientos humanos “Rosa Victoria (caño 01) y Zakura (caño 02)”, donde se encuentra asentada parte de la población del Distrito de Yarinacocha, Provincia de Coronel Portillo, 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 9075852.00N 543912.00E** El cual se enmarca dentro de los límites de la Región Ucayali.

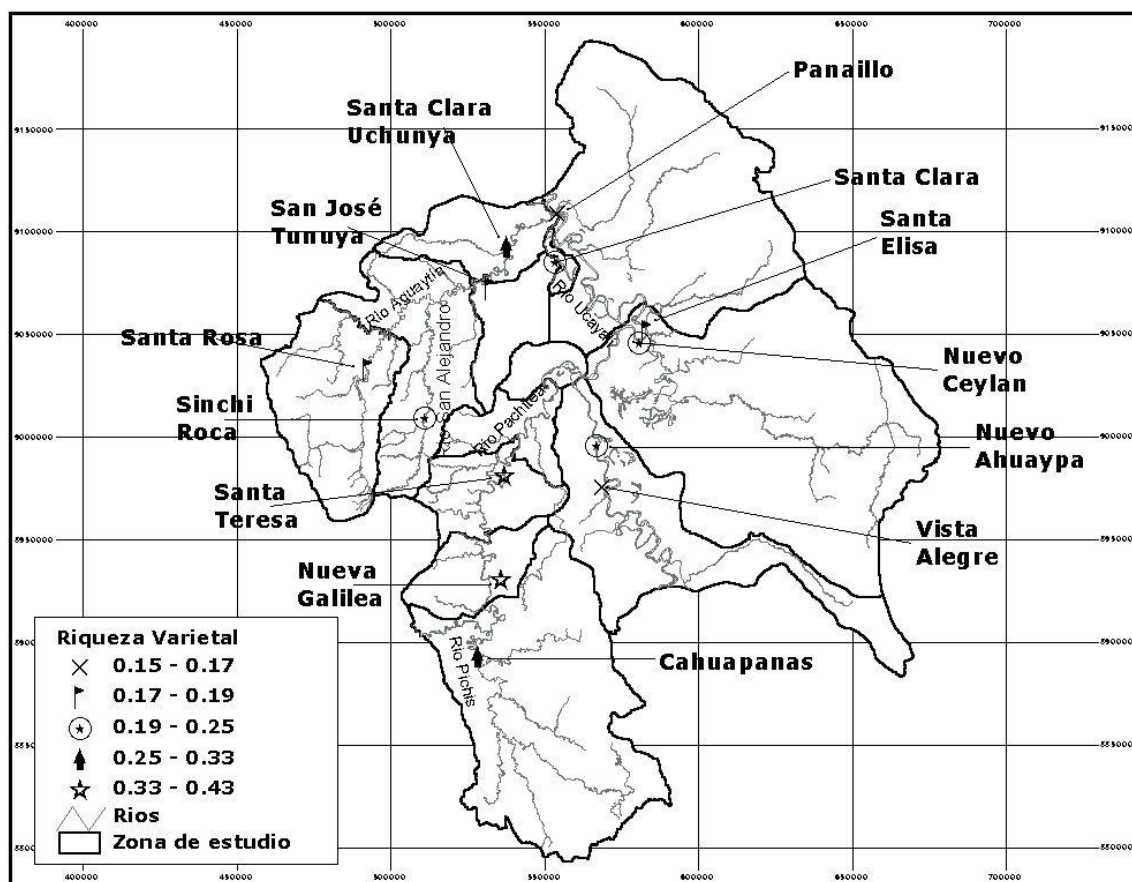
Las pequeñas subcuencas de los caños naturales, adyacente a la localidad de los asentamientos humanos, se encuentra localizada en el distrito de Yarinacocha. Las pequeñas subcuencas evaluadas es un afluente de la Laguna de Yarinacocha.

Distrito : Yarinacocha

Provincia : Coronel Portillo

Departamento : Ucayali

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



4.1.2. ACCESIBILIDAD - VÍAS DE COMUNICACIÓN

El área del proyecto es accesible mediante las vías asfaltadas desde la ciudad de Pucallpa, en la ruta Pucallpa - Yarinacocha, en donde se ubican los asentamientos humanos por donde atraviesan los caños naturales en estudio.

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

1.7.1. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

a. Población

Dentro del área de influencia está asentada los asentamientos humanos Rosa Victoria y 16 de Diciembre con 1600 habitantes aproximadamente entre los dos, pertenecientes al distrito de Yarinacocha, Provincia de Coronel Portillo, 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 CORONEL PORTILLO	8822.50	100.00	50.59	100.00	12.73
Distrito de Campo Verde	4663.00	24.39	9.63	12.70	4.50
Distrito de Manantay	2006.98	22.75	10.91	37.30	6.42
Distrito de Yarinacocha	2151.86	52.86	18.047	50.80	9.81

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 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 Yarinacocha.

c. Tenencia de la Tierra y Característica

Las áreas de influencia del proyecto donde se realizara los estudios de los caños naturales que atraviesan los asentamientos humanos tiene una franja intangible, la cual es custodiada por el ALA, de la ciudad de 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 zonas inundables se ha venido desarrollando y construyendo estructuras habitacionales en muchos casos de material noble y de madera.

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 Yarinacocha, específicamente en el área de influencia del proyecto existe un puesto de salud básico, donde se da los primeros actos médicos, si existiera complicaciones médicas, estas son derivadas al hospital amazónico de Yarinacocha.

4.1.4. GEOMORFOLOGÍA

La fuente principal de agua más importante es el río Ucayali y la laguna de Yarinacocha y sus diferentes tributarios que discurren sus aguas hacia el distrito de Yarinacocha.

El punto de control del proyecto es el mismo casco urbano está en la coordenadas *UTM WGS84 544031 N 9075191 E, A 154 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.

Las pequeñas sub cuencas del distrito de Yarinacocha son valles de selva baja con topografía plana, con regular vegetación tupida. Y pocas arenas abiertas, durante los meses lluviosos estos caños naturales aumentan sus caudales considerablemente, debido al aporte de toda la cuenca influyente y la red hidrográfica existen aguas arriba del punto de control,

cubriendo en mucho casos el total del cauce aproximadamente más de 600 m. inundando y haciendo destrucción a la 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 ubicado en los valles entre los 145 a 165 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 de la UNU cercana a la zona del proyecto es de 2084 mm/año.

El área del proyecto de zona de selva baja con abundante vegetación, con algunas áreas agrícolas dispersas ubicadas en ambas márgenes de los caños naturales.

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 de los caños naturales, en algunos sectores nose viene utilizando desde muchos años atrás con fines agrarios y pecuarios y animales menores.

Los caños naturales recorren sus aguas de oeste a este desembocando sus aguas a la laguna de Yarinacocha.



Fotos N°01 y 02: 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)

Tendremos dos áreas de pequeñas sub-cuencas, la primera (caño n°01) el área es de 85,355.64m² (perteneciente al AA.HH Rosa Victoria) y la segunda (caño n°02) de 735,353.08m² (perteneciente al AA.HH Zakura), que se tomaran en cuenta para los trabajos de diseño de caudales.

Los puntos de control será el lugar donde se proyectara el diseño de la estructura hidráulica respectiva.

b) Perímetro (P)

Cuenca del AA.HH, Rosa Victoria/caño 01 = 1693.13m

Cuenca del AA.HH, Sakura/caño 02 = 6595.48m

c) Ancho Medio (W)

Es el resultado de dividir el área de la pequeña sub-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 sub-cuenca en km

A = Área de cuenca en km²

L = Longitud del curso más largo en km.

Se tiene:

W (AA.HH, Rosa Victoria-caño 01) = 0.118Km

W (AA.HH, Sakura-caño 02) = 0.0.223 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 pequeña sub-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:

$$Kc \text{ (caño 01)} = 1.623$$

$$Kc \text{ (caño 02)} = 2.145$$

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

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
Caño 01	0.085	0.518	0.164
Caño 02	0.74	11.022	0.067

- **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 $S=H/L$.

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
Caño 01	0.085	1.69	0.0012
Caño 02	0.74	3.32	0.0012

4.3. ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEROLOGICA E HIDROMÉTRICA

4.3.1. ANÁLISIS DE LAS VARIABLES METEOROLÓGICA

Las estaciones pluviométricas más próximas en distancia horizontal y elevación es la estación de la Universidad Nacional de Ucayali, registrado y administrado por SENAMHI, ubicada a 154 msnm en el Distrito de Yarinacocha, Provincia de Coronel

Portillo de la región de Ucayali, estación muy cercana a los dos puntos de control.

4.3.2. TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

HIDROMETEOROLOGICA

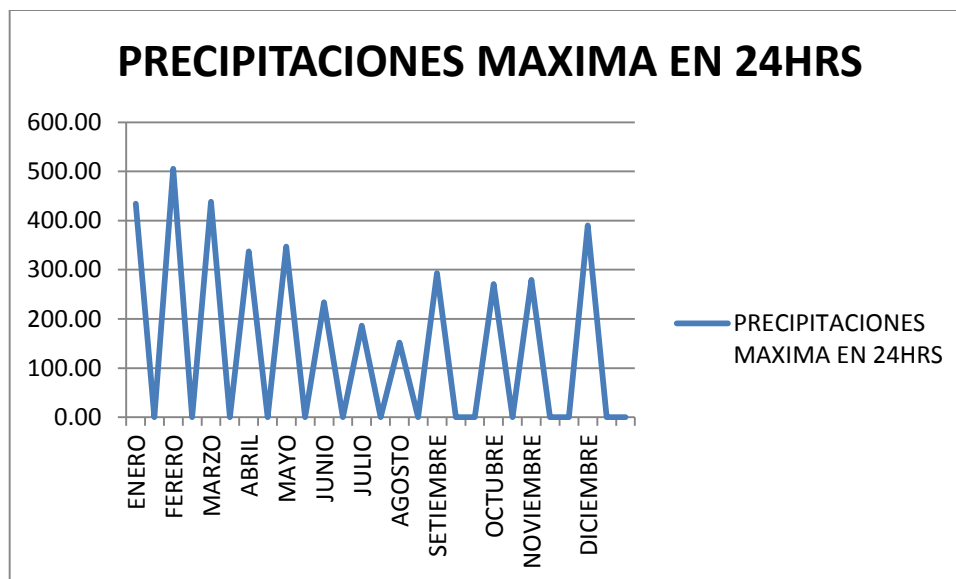
a. Precipitación Media Mensual

En el presente se va utilizar la información pluviométrica de la estación Universidad Nacional de Ucayali, registrada por el SENAMHI del periodo 1984 – 2012 (29años), es el único más cercano a la zona de Estudio que cuenta información más detallada y características geomorfológicas similares.

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

PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL, ESTACIÓN DE LA UNU - PUCALLPA													
DEPARTAMENTO:		UCAYALI											
PROVINCIA:		CORONEL PORTILLO											
DISTRITO:		YARINACOCHA											
PARAMETRO:		PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)											
AÑOS	ENERO	FERERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	PRECIPITACION TOTAL ANUAL
1984	167.80	120.40	107.00	65.50	11.60	61.00	28.00	38.30	54.30	144.80	129.90	52.70	981.30
1985	80.30	64.10	158.90	53.20	55.60	48.80	107.40	51.20	80.50	270.70	213.20	272.30	1456.20
1986	56.10	308.80	342.50	269.10	58.00	43.50	6.90	52.10	52.70	119.00	252.50	66.50	1627.70
1987	98.40	163.00	60.20	268.50	30.10	117.50	108.00	109.80	37.70	90.50	195.60	55.20	1334.50
1988	34.20	134.50	176.30	85.40	61.80	43.40	11.10	35.00	56.30	88.50	173.90	172.40	1072.80
1989	164.20	269.60	143.00	114.50	78.80	134.80	57.40	50.80	34.60	120.30	113.70	31.90	1313.60
1990	146.70	110.00	176.50	240.60	42.00	122.80	53.60	86.30	114.40	65.40	228.20	297.00	1683.50
1991	30.00	104.60	304.60	98.00	139.00	16.00	56.70	28.80	54.40	81.40	209.30	118.50	1241.30
1992	56.00	124.70	182.80	90.40	46.20	39.20	97.80	81.20	165.20	118.50	240.20	294.60	1536.80
1993	220.30	291.20	271.40	247.20	50.70	45.00	87.40	152.20	118.20	127.30	279.80	136.90	2027.60
1994	229.30	69.10	258.30	212.30	85.60	89.60	9.70	0.00	67.30	256.40	180.60	229.30	1687.50
1995	40.00	119.20	234.10	190.80	66.40	101.70	42.70	54.10	62.60	183.40	126.70	179.50	1401.20
1996	299.70	505.20	303.20	144.60	127.80	60.60	37.20	104.10	124.20	128.50	199.20	104.90	2139.20
1997	167.10	238.20	438.50	185.90	105.50	76.10	50.20	50.70	90.20	56.20	136.80	60.50	1655.90
1998	28.20	120.20	222.00	257.90	190.50	44.60	19.30	34.10	199.10	140.00	228.20	179.10	1663.20
1999	409.00	302.00	251.10	251.50	346.90	45.20	31.70	45.20	216.30	68.90	196.60	240.30	2404.70
2000	99.70	324.40	219.20	337.30	95.50	92.60	92.40	45.70	69.00	100.40	185.20	160.70	1822.10
2001	222.80	222.10	113.80	192.70	64.90	122.40	108.70	14.20	146.60	114.60	179.40	201.10	1703.30
2002	181.90	241.10	199.30	225.10	128.00	100.40	62.70	67.20	135.90	134.50	89.70	173.20	1739.00
2003	122.00	161.50	227.50	177.30	229.00	212.00	17.90	121.00	293.00	59.90	44.00	250.40	1915.50
2004	116.10	103.90	232.00	273.90	62.70	79.40	186.50	126.90	203.70	132.00	215.70	240.70	1973.50
2005	81.60	141.10	234.50	203.70	26.00	65.80	5.40	43.80	28.70	213.50	137.40	300.40	1481.90
2006	133.20	436.90	98.70	250.10	23.70	44.50	29.80	86.00	53.90	161.00	210.00	137.30	1665.10
2007	49.60	204.40	202.50	112.50	266.80	7.80	16.80	88.30	40.90	172.90	136.00	170.30	1468.80
2008	403.50	237.50	214.40	227.20	123.30	234.10	75.00	33.40	171.40	177.10	153.80	88.60	2139.30
2009	434.40	168.20	138.70	295.10	185.40	36.60	27.30	15.20	67.80	170.90	94.20	84.90	1718.70
2010	75.10	168.80	270.20	234.90	201.90	14.50	64.80	45.80	83.10	75.80	173.10	98.30	1506.30
2011	204.90	311.80	272.90	165.80	219.40	133.90	33.60	59.10	150.60	260.50	178.10	390.00	2380.60
2012	204.90	311.80	270.00	170.20	200.00	136.20	45.60	55.00	60.50	160.50	180.20	250.00	2044.90
PROMEDIO	157.14	209.60	218.07	194.52	114.59	81.72	54.19	61.22	104.59	137.70	175.21	173.71	1682.28
MAXIMAS	434.40	505.20	438.50	337.30	346.90	234.10	186.50	152.20	293.00	270.70	279.80	390.00	2404.70

Grafica N° 1: Histograma de Precipitación Máximas de 24 Horas Extendida Estación UNU, de los 29 años de registro:

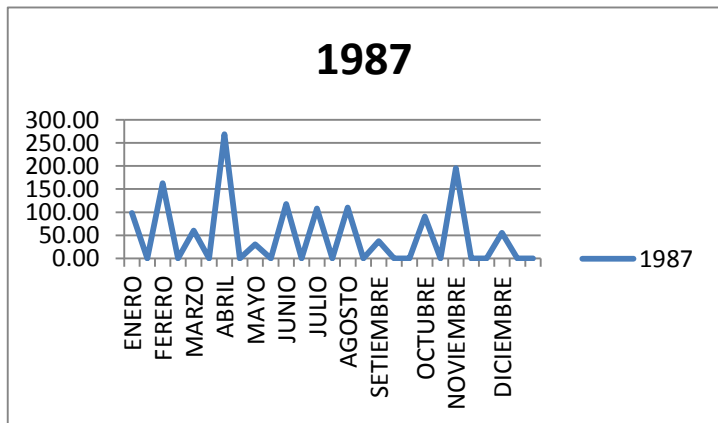
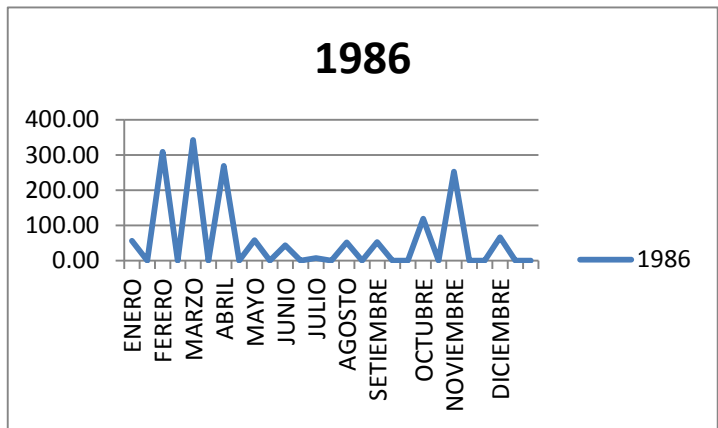
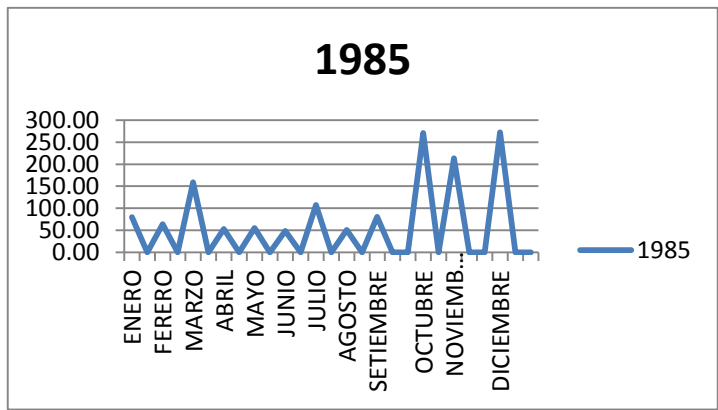
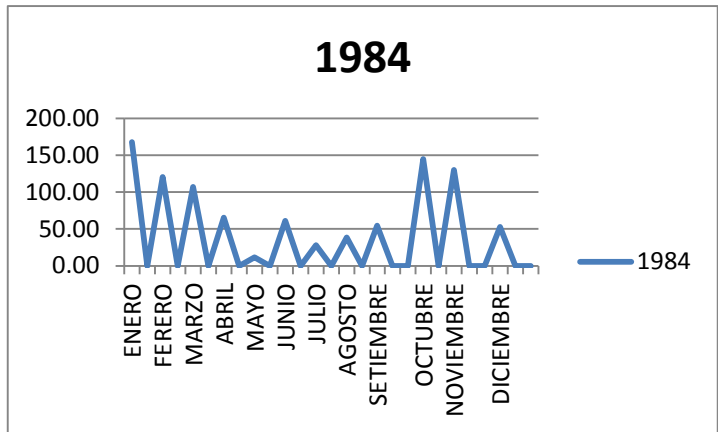


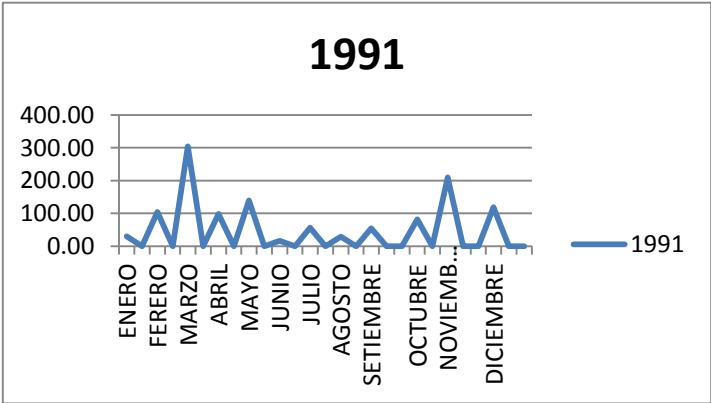
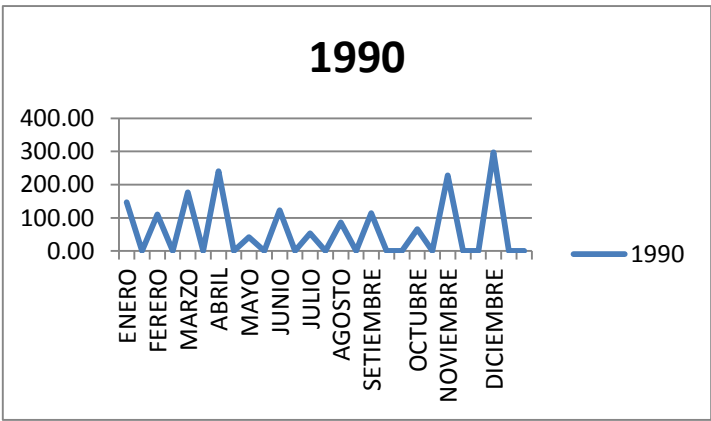
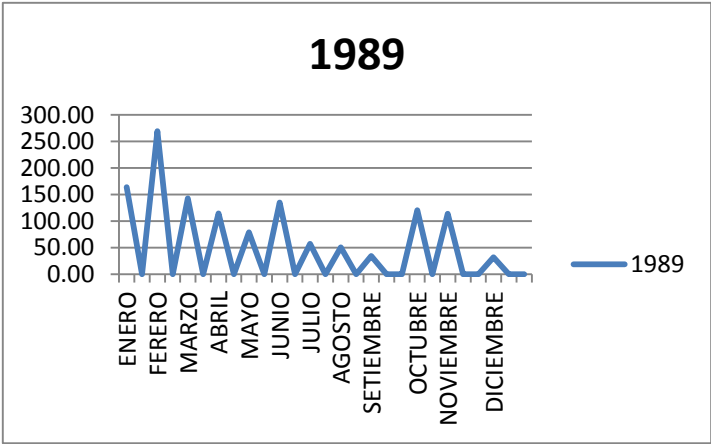
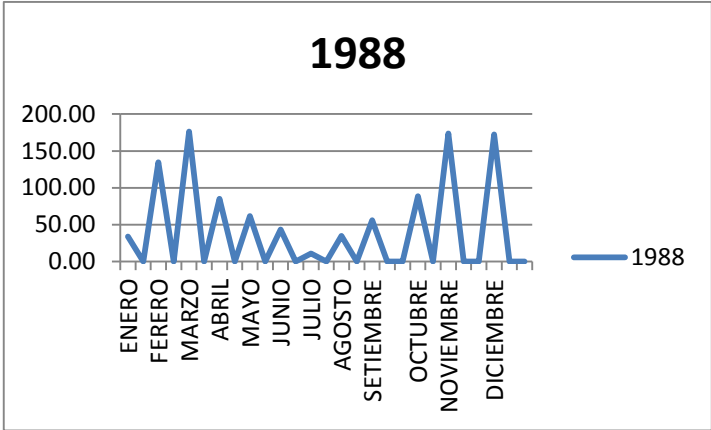
Corrección y Análisis de Consistencia de la Información

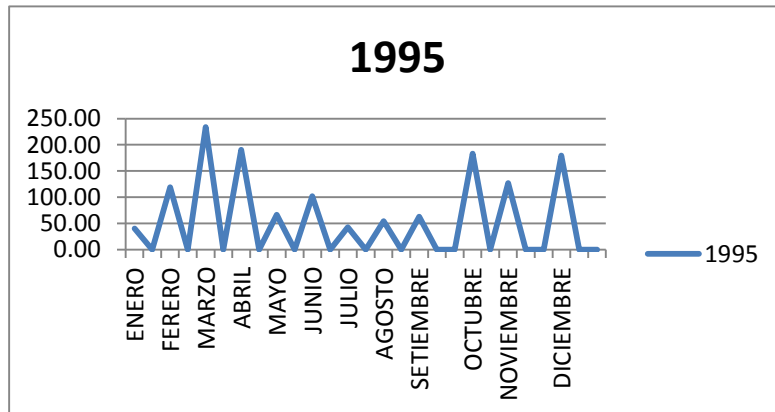
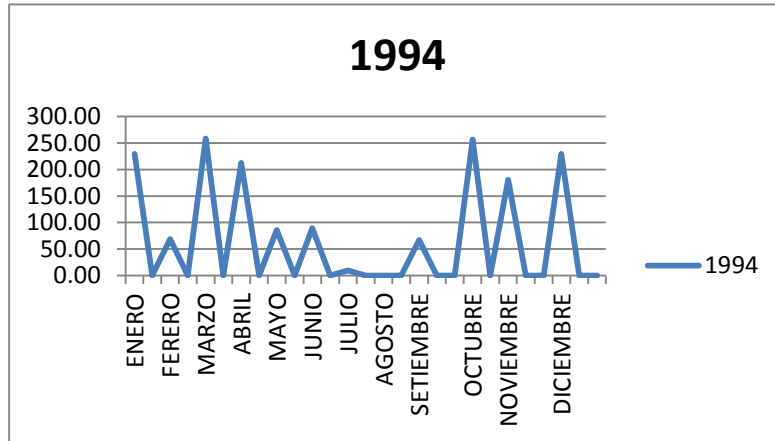
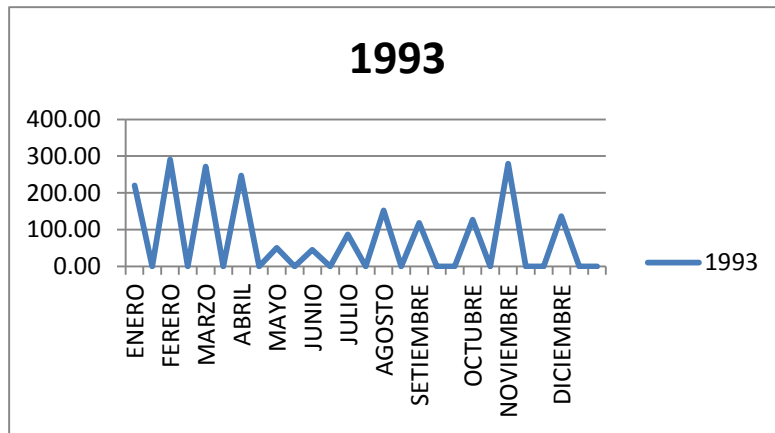
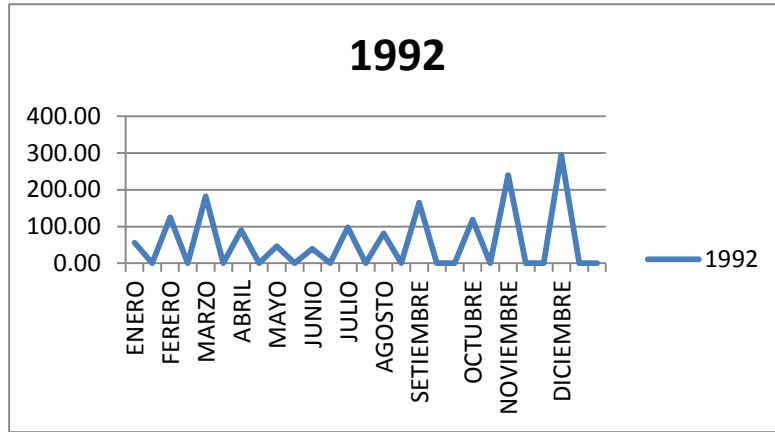
Del análisis visual de los histogramas de datos de la precipitación total mensual de la estación UNU, se ha observado en los registros históricos existen datos puntuales altos y bajos que guardan relación de homogeneidad en la serie histórica, ya que dicha variación corresponde al normal comportamiento de lluvias que se da en la zona. Es por ello que se ha considerado tomar la información como se ha tomado, es decir tomamos los máximos de cada mes de los 29 años de registro.

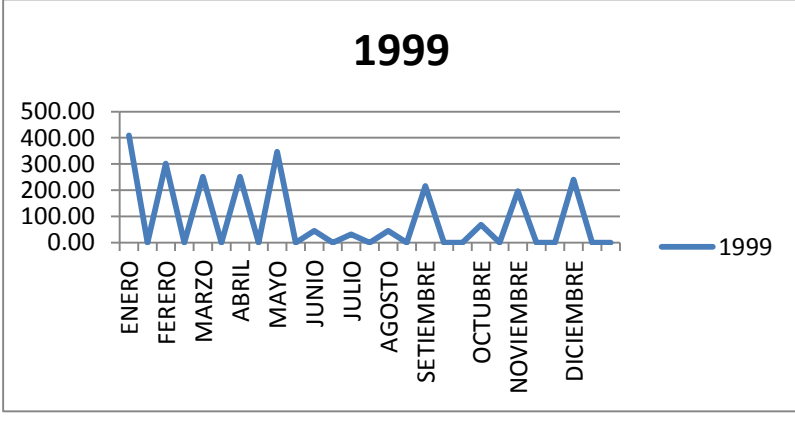
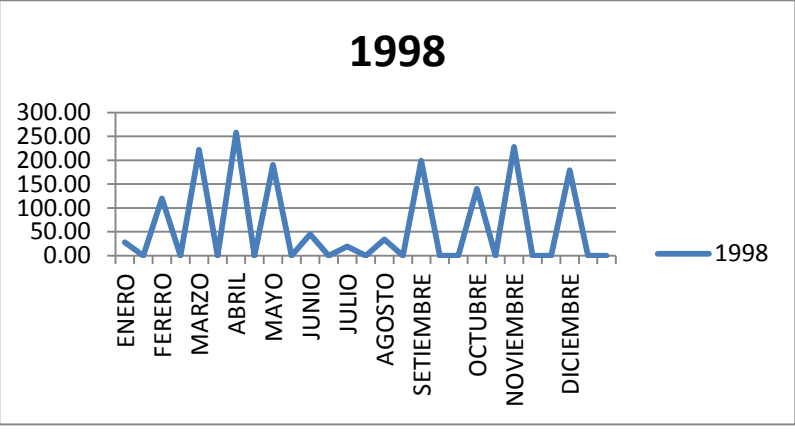
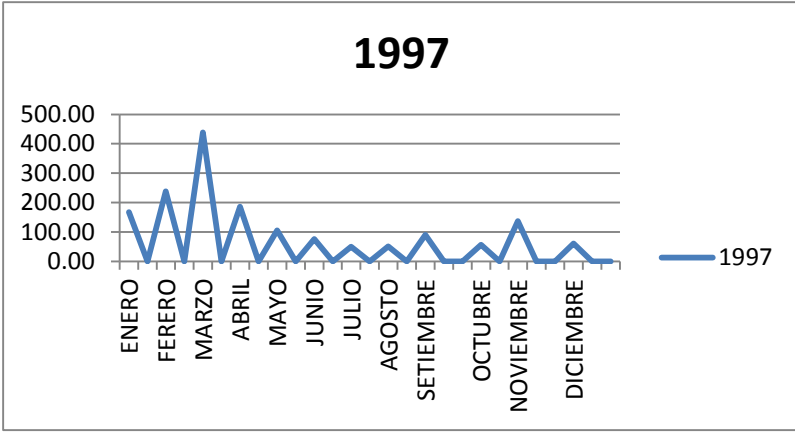
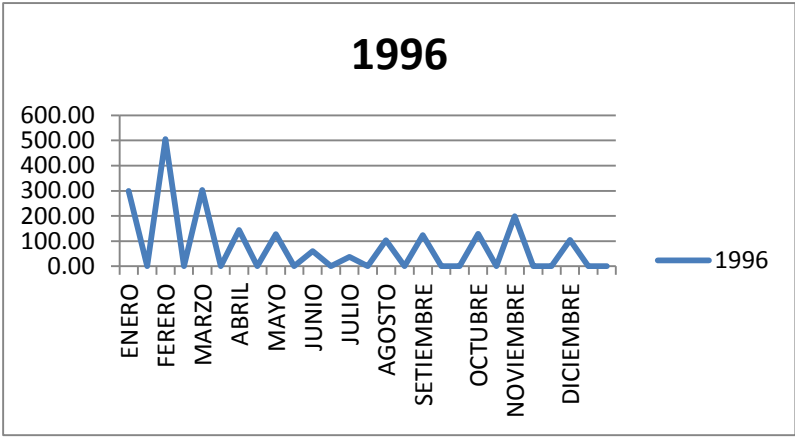
A continuación presentamos las gráficas de precipitación de cada año registrada.

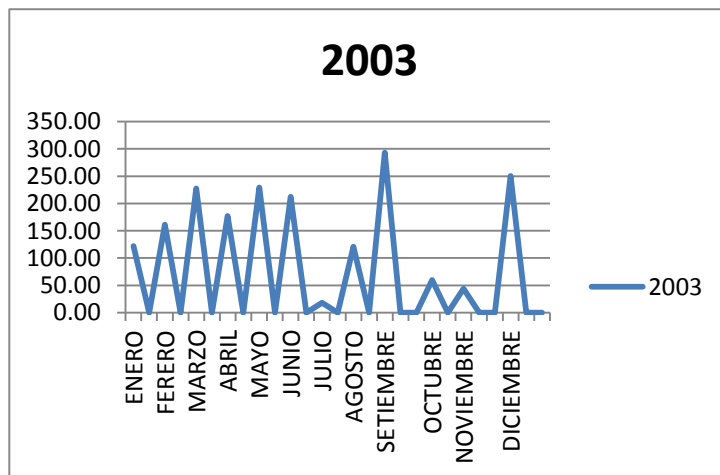
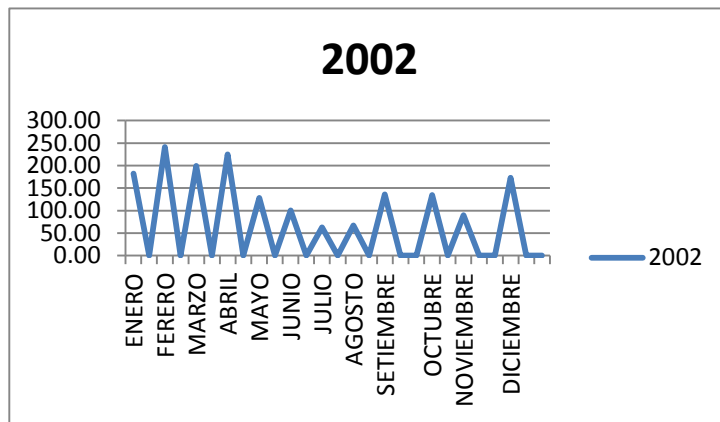
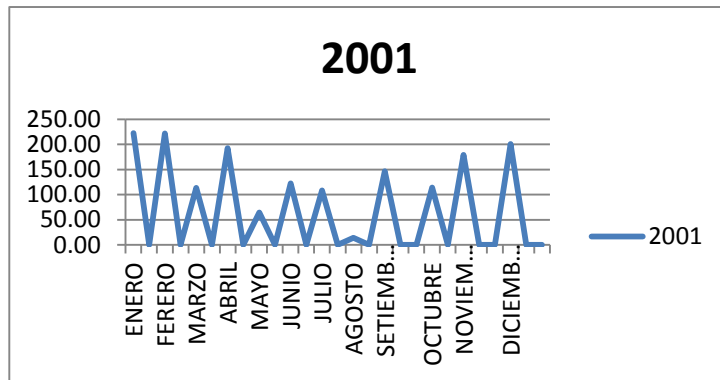
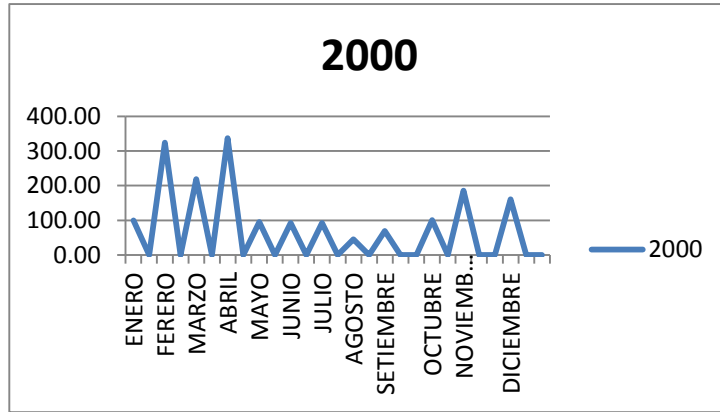
Grafica N° 02: Precipitaciones Anuales.

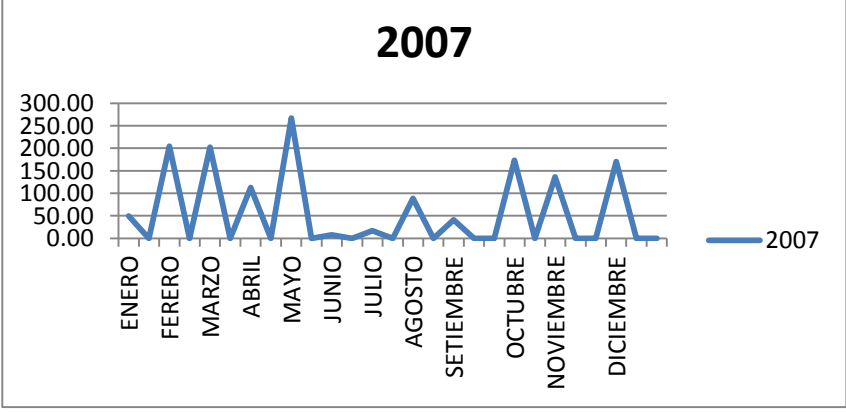
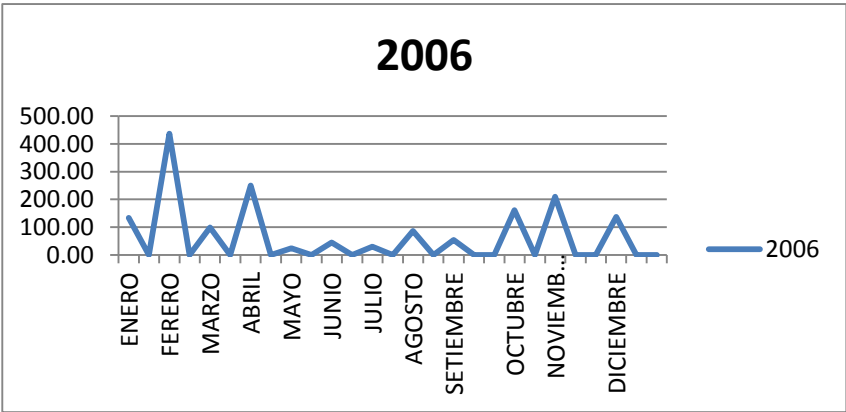
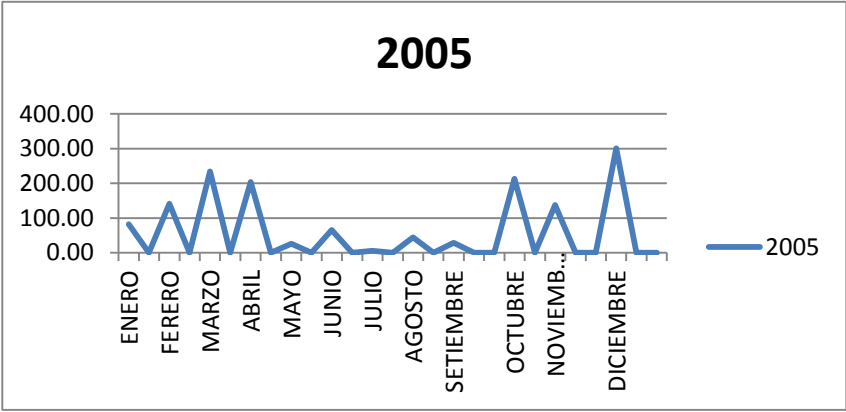
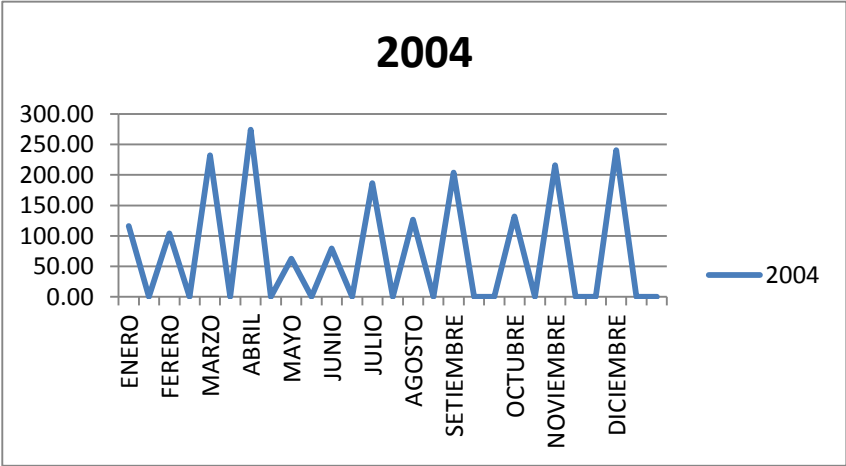


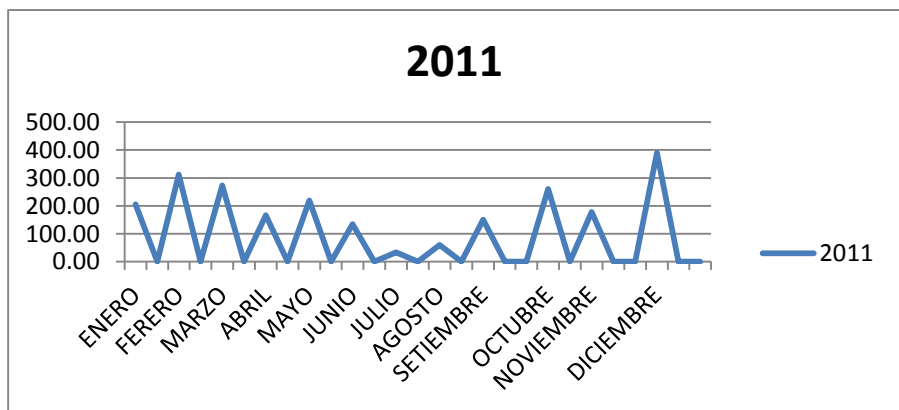
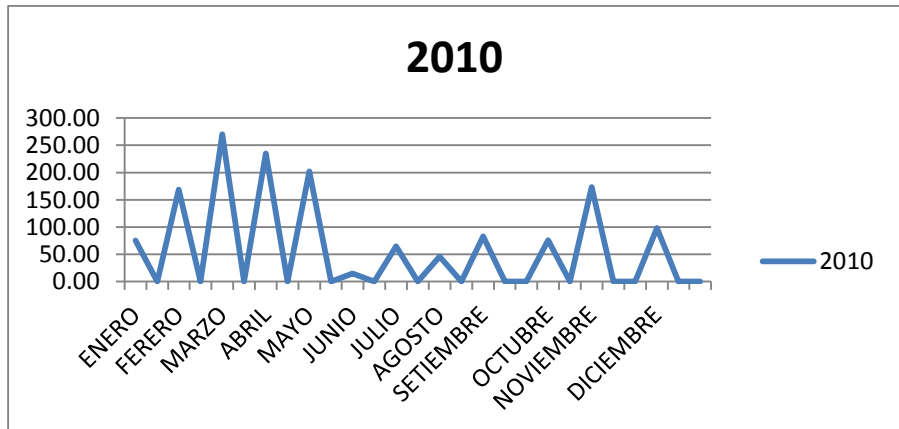
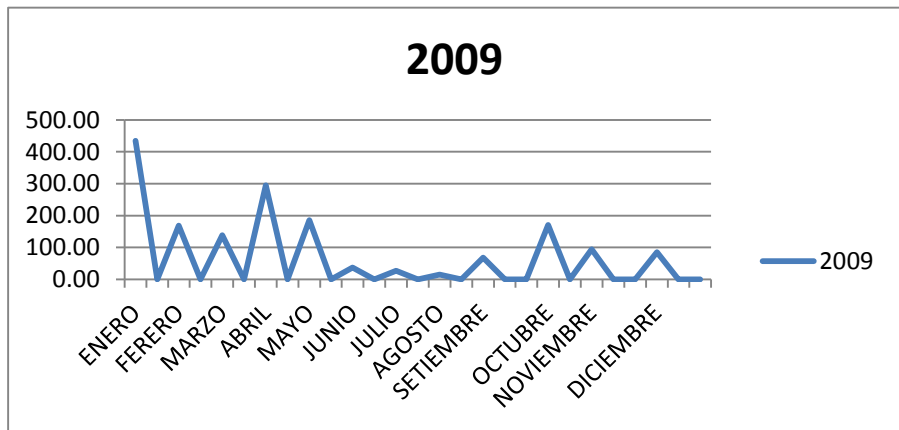
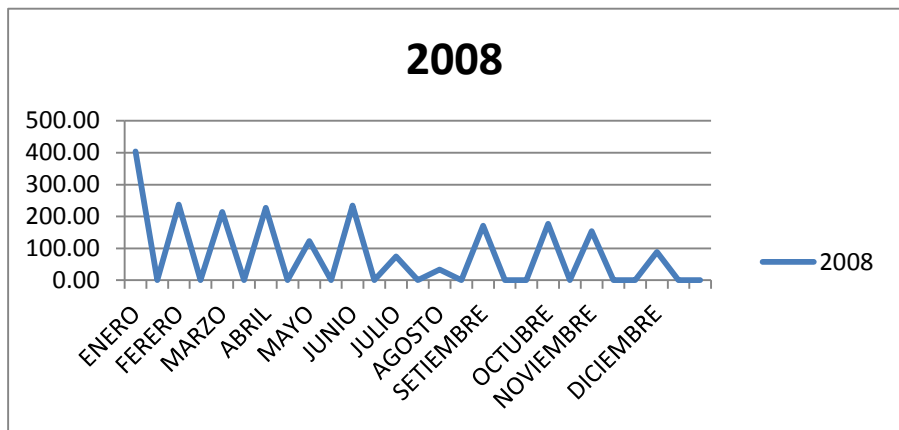


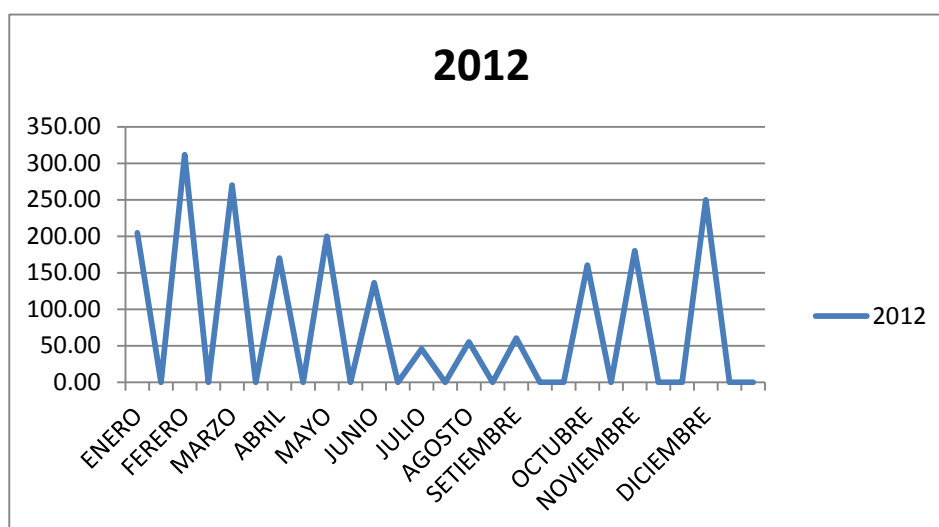












4.4. TRABAJO DE MÁXIMAS AVENIDAS.

El presente trabajo tiene a fin de determinar los máximos caudales generados en la estación de control de las pequeñas sub-cuencas para un buen dimensionamiento adecuado de las estructuras hidráulicas que se pretende construir en los dos puntos de control, en el sector del distrito de Yarinacocha.

4.5.1. INFORMACIÓN BÁSICA

Se ha utilizado las precipitaciones máximas de 24 horas, de la estación de la UNU con 12 registros (los máximos de cada mes de cada año), para la cual se cuenta con información de 29 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

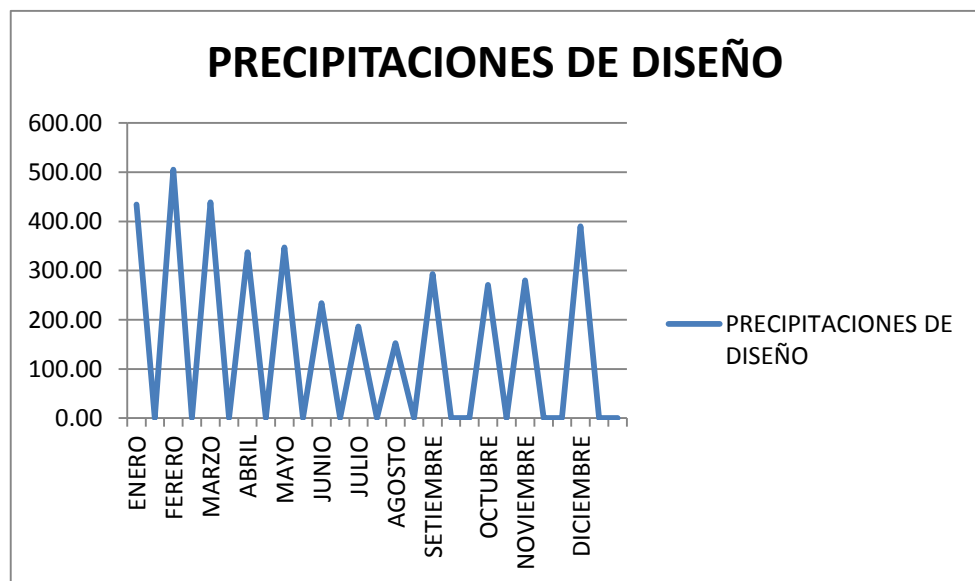
completa de máximos diarios, como puede apreciarse en el siguiente cuadro e histograma correspondientes:

Cuadro N°11: Precipitaciones máxima histórica (mm)

PP MAXIMA HISTORICA (mm)			
MES	ORDEN	AÑO	PP (mm)
ENERO	1	2009	434.40
FEBRERO	2	1996	505.20
MARZO	3	1997	438.50
ABRIL	4	2000	337.30
MAYO	5	1999	346.90
JUNIO	6	2008	234.10
JULIO	7	2004	186.50
AGOSTO	8	1993	152.20
SEPTIEMBRE	9	2003	293.00
OCTUBRE	10	1985	270.70
NOVIEMBRE	11	1993	279.80
DICIEMBRE	12	2011	390.00

Fuente: Estación meteorológica de la UNU

Grafico N°03: 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 las obras hidráulicas y simulación de inundaciones, los siguientes periodos de retorno 2, 5, 10, 25 y 50 años. Para el diseño de las estructuras hidráulicas utilizaremos el periodo de retorno de 25 y 50 años, y para el caso de inundaciones eligeremos el que me mejor respondan al comportamiento histórico de las inundaciones de acuerdo a investigaciones de campo realizadas en el lugar del proyecto.

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
1	434.4
2	505.2
3	438.5
4	337.3
5	346.9
6	234.1
7	186.5
8	152.2
9	293.0
10	270.7
11	279.8

12 390.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	152.2	0.0769	0.0555	0.0656	0.0214
2	186.5	0.1538	0.1016	0.1140	0.0523
3	234.1	0.2308	0.2042	0.2168	0.0266
4	270.7	0.3077	0.3142	0.3233	0.0065
5	279.8	0.3846	0.3450	0.3528	0.0396
6	293.0	0.4615	0.3916	0.3972	0.0700
7	337.3	0.5385	0.5556	0.5526	0.0171
8	346.9	0.6154	0.5908	0.5861	0.0246
9	390.0	0.6923	0.7367	0.7257	0.0444
10	434.4	0.7692	0.8529	0.8398	0.0837
11	438.5	0.8462	0.8616	0.8485	0.0154
12	505.2	0.9231	0.9566	0.9476	0.0335

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0837, es menor que el delta tabular 0.3926. 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)= 322.3833
Parámetro de escala (S)= 106.7779

Con momentos lineales:
Media lineal (X_l)= 322.3833
Desviación estándar lineal (S_l)= 112.7281

Precipitación de diseño:

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 322.38mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 412.23mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 459.24mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 509.36mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 50 años, es 541.73mm

Resultados

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

Serie de datos X:

Nº	X
1	434.4
2	505.2
3	438.5
4	337.3
5	346.9
6	234.1
7	186.5
8	152.2
9	293.0
10	270.7
11	279.8
12	390.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	152.2	0.0769	0.0264	0.0314	0.0505
2	186.5	0.1538	0.0853	0.0941	0.0685
3	234.1	0.2308	0.2306	0.2395	0.0002
4	270.7	0.3077	0.3699	0.3748	0.0622
5	279.8	0.3846	0.4051	0.4088	0.0205
6	293.0	0.4615	0.4555	0.4573	0.0060
7	337.3	0.5385	0.6105	0.6062	0.0720
8	346.9	0.6154	0.6401	0.6348	0.0247
9	390.0	0.6923	0.7534	0.7447	0.0610
10	434.4	0.7692	0.8378	0.8281	0.0686
11	438.5	0.8462	0.8441	0.8344	0.0020
12	505.2	0.9231	0.9202	0.9116	0.0029

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0720, es menor que el delta tabular 0.3926. 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)= 5.7203

Parámetro de forma (S_y)= 0.3589
 Con momentos lineales:
 Parámetro de escala (μ_{yl})= 5.7203
 Parámetro de forma (S_{yl})= 0.3737

 Precipitación de diseño:

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 304.98mm
 La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 412.52mm
 La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 483.14mm
 La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 571.78mm
 La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 637.50mm

Resultados

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

Serie de datos X:

Nº	X
1	434.4
2	505.2
3	438.5
4	337.3
5	346.9
6	234.1
7	186.5
8	152.2
9	293.0
10	270.7
11	279.8
12	390.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	152.2	0.0769	-1.7518	0.0399	0.0370
2	186.5	0.1538	-1.3659	0.0860	0.0679
3	234.1	0.2308	-0.8514	0.1973	0.0335
4	270.7	0.3077	-0.4713	0.3187	0.0110
5	279.8	0.3846	-0.3787	0.3524	0.0322
6	293.0	0.4615	-0.2458	0.4029	0.0586
7	337.3	0.5385	0.1890	0.5750	0.0365
8	346.9	0.6154	0.2811	0.6107	0.0047

9	390.0	0.6923	0.6853	0.7534	0.0611
10	434.4	0.7692	1.0870	0.8615	0.0922
11	438.5	0.8462	1.1233	0.8694	0.0232
12	505.2	0.9231	1.6992	0.9554	0.0323

 Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0922, es menor que el delta tabular 0.3926. 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)= -827.6045
 Parámetro de escala (μy)= 7.0435
 Parámetro de forma (Sy)= 0.0892

 Precipitación de diseño:

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 317.83mm
 La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 407.07mm
 La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 456.51mm
 La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 511.38mm
 La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 548.06mm

Resultados

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

Serie de datos X:

Nº	X
1	434.4
2	505.2
3	438.5
4	337.3
5	346.9
6	234.1
7	186.5
8	152.2
9	293.0
10	270.7
11	279.8
12	390.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	152.2	0.0769	0.0284	0.1224	0.0485
2	186.5	0.1538	0.0801	0.2025	0.0738
3	234.1	0.2308	0.2098	0.3305	0.0210
4	270.7	0.3077	0.3437	0.4320	0.0360
5	279.8	0.3846	0.3792	0.4567	0.0054
6	293.0	0.4615	0.4310	0.4918	0.0305
7	337.3	0.5385	0.5979	0.6017	0.0595
8	346.9	0.6154	0.6310	0.6236	0.0156
9	390.0	0.6923	0.7593	0.7119	0.0670
10	434.4	0.7692	0.8550	0.7859	0.0857
11	438.5	0.8462	0.8620	0.7919	0.0159
12	505.2	0.9231	0.9425	0.8717	0.0195

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0857, es menor que el delta tabular 0.3926. 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)= 9.1748

Parámetro de escala (beta)= 35.1379

Con momentos lineales:

Parámetro de forma (gamma)= 4.0251

Parámetro de escala (beta)= 80.0936

Precipitación de diseño:

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 310.75mm

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 406.87mm

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 464.04mm

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 530.46mm

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 576.41mm

Resultados

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

Serie de datos X:

Nº	X
1	434.4
2	505.2
3	438.5
4	337.3
5	346.9
6	234.1
7	186.5
8	152.2
9	293.0
10	270.7
11	279.8
12	390.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	152.2	0.0769	0.0000	0.0044	0.0725
2	186.5	0.1538	0.0000	0.0680	0.0859
3	234.1	0.2308	0.0000	0.2643	0.0336
4	270.7	0.3077	0.0000	0.4264	0.1187
5	279.8	0.3846	0.0000	0.4633	0.0787
6	293.0	0.4615	0.0000	0.5135	0.0520
7	337.3	0.5385	0.0000	0.6530	0.1145
8	346.9	0.6154	0.0000	0.6776	0.0622
9	390.0	0.6923	0.0000	0.7675	0.0752
10	434.4	0.7692	0.0000	0.8324	0.0632
11	438.5	0.8462	0.0000	0.8373	0.0088
12	505.2	0.9231	0.0000	0.8979	0.0252

Ajuste con momentos lineales:

Como el delta teórico 0.11875, es menor que el delta tabular 0.3926. 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 (Xo)= 7.0043

Parámetro de forma (gamma)= 12.7984

Parámetro de escala (beta)= -0.1003

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (Xol)= 4.8069

Parámetro de forma (gammal)= 5.7177

Parámetro de escala (beta)= 0.1597

Precipitación de diseño:

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 289.34mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 410.18mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 508.24mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 655.11mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 782.85mm

Resultados

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel

Serie de datos X:

Nº	X
1	434.4
2	505.2
3	438.5
4	337.3
5	346.9
6	234.1
7	186.5
8	152.2
9	293.0
10	270.7
11	279.8
12	390.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	152.2	0.0769	0.0131	0.0277	0.0638
2	186.5	0.1538	0.0566	0.0847	0.0972
3	234.1	0.2308	0.1977	0.2300	0.0331
4	270.7	0.3077	0.3519	0.3730	0.0442
5	279.8	0.3846	0.3920	0.4094	0.0074
6	293.0	0.4615	0.4497	0.4614	0.0118
7	337.3	0.5385	0.6254	0.6205	0.0869
8	346.9	0.6154	0.6582	0.6506	0.0428
9	390.0	0.6923	0.7794	0.7644	0.0871
10	434.4	0.7692	0.8640	0.8474	0.0947
11	438.5	0.8462	0.8701	0.8535	0.0239
12	505.2	0.9231	0.9394	0.9263	0.0164

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0972, es menor que el delta tabular 0.3926. 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)= 274.3276
Parámetro de escala (alfa)= 83.2544

Con momentos lineales:
Parámetro de posición (μ)= 269.4207
Parámetro de escala (alfal)= 91.7554

Precipitación de diseño:

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 304.84mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 399.20mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 461.68mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 540.62mm
La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 599.18mm

Resultados

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

Serie de datos X:

Nº	X
1	434.4
2	505.2
3	438.5
4	337.3
5	346.9
6	234.1
7	186.5
8	152.2
9	293.0
10	270.7
11	279.8
12	390.0

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	152.2	0.0769	0.0012	0.0040	0.0757
2	186.5	0.1538	0.0386	0.0591	0.1153
3	234.1	0.2308	0.2358	0.2619	0.0050
4	270.7	0.3077	0.4233	0.4356	0.1156
5	279.8	0.3846	0.4658	0.4746	0.0812
6	293.0	0.4615	0.5231	0.5270	0.0616
7	337.3	0.5385	0.6759	0.6682	0.1374
8	346.9	0.6154	0.7016	0.6924	0.0862
9	390.0	0.6923	0.7920	0.7787	0.0997
10	434.4	0.7692	0.8533	0.8390	0.0841
11	438.5	0.8462	0.8578	0.8435	0.0116
12	505.2	0.9231	0.9117	0.8987	0.0114

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1374, es menor que el delta tabular 0.3926. 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)= 5.5587

Parámetro de escala (alfa)= 0.2799

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ)= 5.5447

Parámetro de escala (alfal)= 0.3042

Precipitación de diseño:

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 2 años, es 287.52mm

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 5 años, es 394.84mm

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 10 años, es 487.11mm

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 635.13mm

La precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años, es 733.31mm

Nota: La distribución gamma de 3p, no se ajustó a los datos de precipitación.

Cuadro N°12: Resumen de Ajuste

RESUMEN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES							
N°	TIPO DE DISTRIBUCIÓN	DELTA TABULAR	DELTA TEORICO	PERIODO DE RETORNO			
				2	5	10	25
1	NORMAL	0.3926	0.0837	322.38	412.23	459.24	509.36
2	LOG NORMAL DE 2P	0.3926	0.0720	304.98	412.52	483.14	571.14
3	LOG NORMAL DE 3P	0.3926	0.0922	317.83	407.07	456.51	511.38
4	GAMMA DE 2P	0.3926	0.0857	310.75	406.87	464.04	530.46
5	LOG PEARSON TIPO III	0.3926	0.1188	289.34	410.18	508.24	655.11
6	GUMBEL	0.3926	0.0972	304.84	399.2	461.68	540.62
7	LOG GUMBEL	0.3926	0.1374	287.52	394.84	487.11	635.13

Fuente: Elaboración el Autor

De los resultados del resumen de distribución, se aprecia en el cuadro anterior el mejor ajuste de distribución Normal por presentar el menor delta teórico 0.0837, de donde tenemos que para un periodo de retorno de 2 años tenemos una precipitación máxima de 322.38mm, para un periodo de retorno de 5 años tenemos una precipitación máxima de 412.23mm, para un periodo de retorno de 10 años tenemos una precipitación máxima de 459.24 y para un periodo de retorno de 25 años tenemos una precipitación máxima de 509.36mm.

CUADRO N° 13
TIEMPO DE RETORNO Vs P (MAX)

T (años)	P max 24 h (mm)
2	322.38
5	412.23
10	459.24
25	509.360
50	541.73

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 Tc

El tiempo de concentración se ha determinado mediante ecuaciones propuestas.

Cuadro N°14: Resumen de tiempos de concentración

RESUMEN DE DETERMINACIÓN DE TIEMPOS DE CONCENTRACION "Tc" DE LA PEQUEÑA SUBCUENCA							
Descripción	Area(km2)	Longitud "L" (m)	Pendiente "S" (m/m)	Tc (minutos)		0.60Tc (minutos)	
Subcuenca 01	0.085	721	0.0012				
Subcuenca 02	0.74	3320	0.0012				
Kirpich	$T = 0,02L^{0,77}S^{-0,385}$ <p>Dónde: T= tiempo de concentración (minutos) L= longitud máxima a la salida (m) S= pendiente media del lecho (m/m)</p>			SC-01	SC-02	SC-01	SC-02
				42.28	137.03	25.37	82.22
R. Temez	$t = T_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$ <p>L: en km y J: m/m</p>			50.3801	160.803	30.23	96.48

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 pluviógrafos, solo se tiene precipitación máxima de 24 horas, para periodos de 2, 5, 10, 25 y 50 años se ha generado de la siguiente manera.

Esta situación ha llevado a algunos investigadores a buscar procedimientos que permitan superar la deficiencia. Para la presente tesis aplicaremos la ecuación que recomienda el manual de “Hidrología y drenaje”, del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

La expresión matemática es la siguiente

$$I = \frac{kT^m}{t^n}$$

t = tiempo de concentración duración en minutos

T= periodo de retorno en años

I= intensidad de precipitación máxima (mm/h) y/o precipitación caída en t minutos con periodo de retorno

T años

Realizando un cambio de variable: $d = kT^m$

Con lo que la expresión anterior quedaría así:

$$I = dt^{-n}$$

A continuación realizamos el cálculo de la expresión matemática que nos permitirá estimar las curvas I-D-T, para luego obtener los hietogramas para el cálculos de los caudales de diseño.

Paso: 01

Coefficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas

Fuente: D. F. Campos A., 1978

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración				
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años
24 hr	X24	322.3800	412.2300	459.2400	509.3600	541.7300
18 hr	X18 = 91%	293.3658	375.1293	417.9084	407.4880	492.9743
12 hr	X12 = 80%	257.9040	329.7840	367.3920	407.4880	433.3840
8 hr	X8 = 68%	219.2184	280.3164	312.2832	346.3648	368.3764
6 hr	X6 = 61%	196.6518	251.4603	280.1364	310.7096	330.4553
5 hr	X5 = 57%	183.7566	234.9711	261.7668	290.3352	308.7861
4 hr	X4 = 52%	167.6376	214.3596	238.8048	264.8672	281.6996
3 hr	X3 = 46%	148.2948	189.6258	211.2504	234.3056	249.1958
2 hr	X2 = 39%	125.7282	160.7697	179.1036	198.6504	211.2747
1 hr	X1 = 30%	96.7140	123.6690	137.7720	152.8080	162.5190

Pasa: 02

Intensidades de lluvia a partir de Pd, según Duración de precipitación y Frecuencia de la misma

$$I = \frac{P \text{ [mm]}}{t_{\text{duración}} \text{ [hr.]}}$$

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm/hr) según el Periodo de Retorno				
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años
24 hr	1440	13.4325	17.1763	19.1350	21.2233	22.5721
18 hr	1080	16.2981	20.8405	23.2171	22.6382	27.3875
12 hr	720	21.4920	27.4820	30.6160	33.9573	36.1153
8 hr	480	27.4023	35.0396	39.0354	43.2956	46.0471
6 hr	360	32.7753	41.9101	46.6894	51.7849	55.0759
5 hr	300	36.7513	46.9942	52.3534	58.0670	61.7572
4 hr	240	41.9094	53.5899	59.7012	66.2168	70.4249
3 hr	180	49.4316	63.2086	70.4168	78.1019	83.0653
2 hr	120	62.8641	80.3849	89.5518	99.3252	105.6374
1 hr	60	96.7140	123.6690	137.7720	152.8080	162.5190

Paso: 03, cálculo de d y n:

Periodo de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	13.4325	7.2724	2.5977	18.8913	52.8878
2	1080	16.2981	6.9847	2.7910	19.4947	48.7863
3	720	21.4920	6.5793	3.0677	20.1830	43.2865
4	480	27.4023	6.1738	3.3106	20.4391	38.1156
5	360	32.7753	5.8861	3.4897	20.5406	34.6462
6	300	36.7513	5.7038	3.6042	20.5574	32.5331
7	240	41.9094	5.4806	3.7355	20.4730	30.0374
8	180	49.4316	5.1930	3.9006	20.2556	26.9668
9	120	62.8641	4.7875	4.1410	19.8249	22.9201
10	60	96.7140	4.0943	4.5718	18.7184	16.7637
10	4980	399.0706	58.1555	35.2097	199.3780	346.9435
Ln (d) = 7.1056		d = 1218.7657		n = -0.6164		

Paso: 03, cálculo de d y n:

Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	17.1763	7.2724	2.8435	20.6793	52.8878
2	1080	20.8405	6.9847	3.0369	21.2119	48.7863
3	720	27.4820	6.5793	3.3135	21.8006	43.2865
4	480	35.0396	6.1738	3.5565	21.9569	38.1156
5	360	41.9101	5.8861	3.7355	21.9877	34.6462
6	300	46.9942	5.7038	3.8500	21.9597	32.5331
7	240	53.5899	5.4806	3.9814	21.8204	30.0374
8	180	63.2086	5.1930	4.1464	21.5323	26.9668
9	120	80.3849	4.7875	4.3868	21.0019	22.9201
10	60	123.6690	4.0943	4.8176	19.7249	16.7637
10	4980	510.2949	58.1555	37.6682	213.6756	346.9435
Ln (d) = 7.3514		d = 1558.4459		n = -0.6164		

Paso: 03, cálculo de d y n:

Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	19.1350	7.2724	2.9515	21.4646	52.8878
2	1080	23.2171	6.9847	3.1449	21.9662	48.7863
3	720	30.6160	6.5793	3.4215	22.5111	43.2865
4	480	39.0354	6.1738	3.6645	22.6236	38.1156
5	360	46.6894	5.8861	3.8435	22.6233	34.6462
6	300	52.3534	5.7038	3.9580	22.5757	32.5331
7	240	59.7012	5.4806	4.0894	22.4123	30.0374
8	180	70.4168	5.1930	4.2544	22.0931	26.9668
9	120	89.5518	4.7875	4.4948	21.5189	22.9201
10	60	137.7720	4.0943	4.9256	20.1671	16.7637
10	4980	568.4881	58.1555	38.7481	219.9558	346.9435
Ln (d) = 7.4594		d = 1736.1684		n = -0.6164		

Paso: 03, cálculo de d y n:

Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	21.2233	7.2724	3.0551	22.2179	52.8878
2	1080	22.6382	6.9847	3.1196	21.7898	48.7863
3	720	33.9573	6.5793	3.5251	23.1926	43.2865
4	480	43.2956	6.1738	3.7681	23.2631	38.1156
5	360	51.7849	5.8861	3.9471	23.2330	34.6462
6	300	58.0670	5.7038	4.0616	23.1665	32.5331
7	240	66.2168	5.4806	4.1929	22.9800	30.0374
8	180	78.1019	5.1930	4.3580	22.6310	26.9668
9	120	99.3252	4.7875	4.5984	22.0148	22.9201
10	60	152.8080	4.0943	5.0292	20.5912	16.7637
10	4980	627.4183	58.1555	39.6551	225.0799	346.9435
Ln (d) =	7.6504	d =	2101.4617	n =	-0.6336	

Paso: 03, cálculo de d y n:

Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	22.5721	7.2724	3.1167	22.6660	52.8878
2	1080	27.3875	6.9847	3.3101	23.1200	48.7863
3	720	36.1153	6.5793	3.5867	23.5979	43.2865
4	480	46.0471	6.1738	3.8297	23.6435	38.1156
5	360	55.0759	5.8861	4.0087	23.5957	34.6462
6	300	61.7572	5.7038	4.1232	23.5179	32.5331
7	240	70.4249	5.4806	4.2545	23.3176	30.0374
8	180	83.0653	5.1930	4.4196	22.9509	26.9668
9	120	105.6374	4.7875	4.6600	22.3098	22.9201
10	60	162.5190	4.0943	5.0908	20.8435	16.7637
10	4980	670.6015	58.1555	40.4001	229.5628	346.9435
Ln (d) =	7.6246	d =	2048.0239	n =	-0.6164	

Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	1218.76572257802	-0.61638608809
5	1558.44591419545	-0.61638608809
10	1736.16840510182	-0.61638608809
25	2101.46169704801	-0.63362500463
50	2048.02393105095	-0.61638608809
Promedio =	1732.57313399485	-0.61983387140

Paso: 04, cálculo de k y m.

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	1218.7657	0.6931	7.1056	4.9252	0.4805
2	5	1558.4459	1.6094	7.3514	11.8317	2.5903
3	10	1736.1684	2.3026	7.4594	17.1760	5.3019
4	25	2101.4617	3.2189	7.6504	24.6257	10.3612
5	50	2048.0239	3.9120	7.6246	29.8277	15.3039
5	92	8662.8657	11.7361	37.1915	88.3863	34.0377
Ln (K) = 7.0442		K = 1146.1461		m = 0.1679		

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{1146.1461 \cdot T^{0.167918}}{0.61983 \cdot t}$$

Nota: Esta ecuación es válida para las dos pequeñas cuencas en estudio.

A continuación presentamos los hietogramas de precipitación de diseño para las dos pequeñas sub-cuenca de los caños naturales.

Para el caño n°01:

A continuación mostramos, el grafico I-D-F, así mismo la gráfica de Hietogramas de precipitaciones de diseño y el grafico de intensidades de precipitaciones, para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 50 años.

Cuadro N° 15

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 2 AÑOS						
Duración de la tormenta (h)		0.45				
Intesidad de lluvia (mm/h)		156.40				
Precipitación en 24 horas (mm)		70.38				
Intervalos de tiempo (min)		5				
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	474.84	39.57	39.57	474.84	5.93	71.21
10	309.00	51.50	11.93	143.16	8.58	103.00
15	240.33	60.08	8.58	103.00	39.57	474.84
20	201.08	67.03	6.94	83.33	11.93	143.16
25	175.11	72.96	5.93	71.21	6.94	83.33
30	156.40	78.20	5.24	62.84	5.24	62.84

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 03

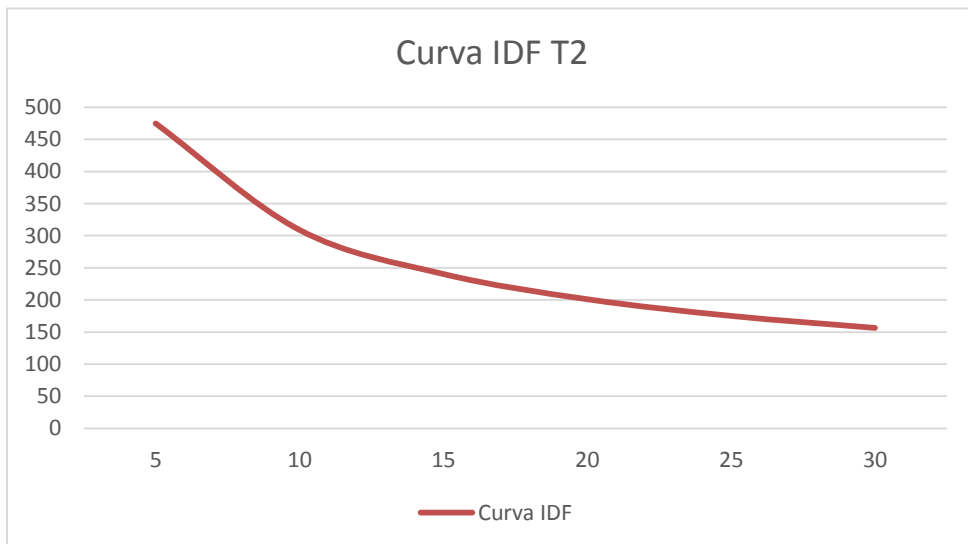


GRAFICO N° 04

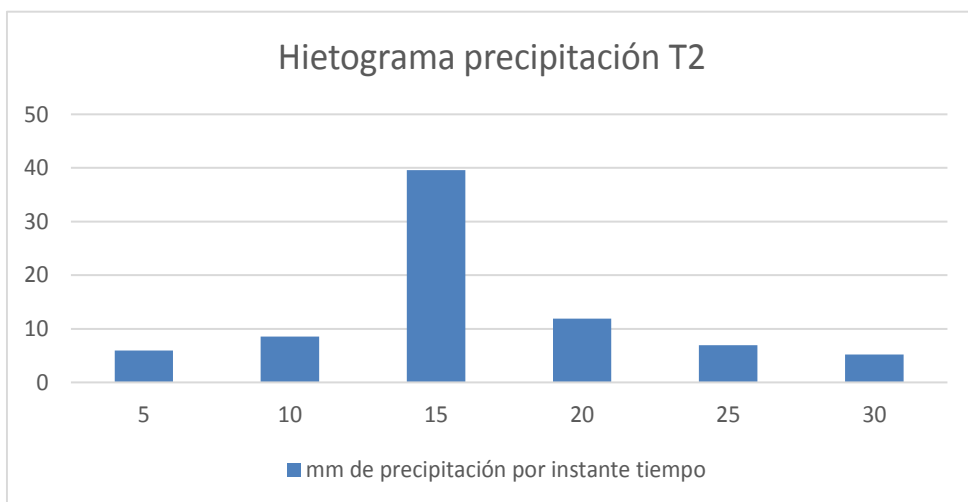
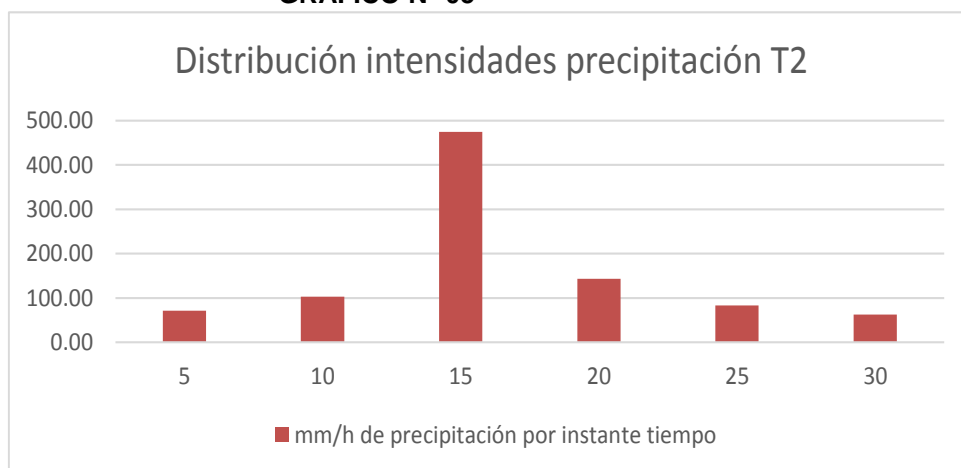


GRAFICO N° 05



Cuadro N° 16

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 2 AÑOS	
Duración de la tormenta (h)	0.45
Intensidad de lluvia (mm/h)	156.40
Precipitación en 24 horas (mm)	70.38
Intervalos de tiempo (min)	5

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	474.84	39.57	39.57	474.84	5.93	71.21
10	309.00	51.50	11.93	143.16	8.58	103.00
15	240.33	60.08	8.58	103.00	39.57	474.84
20	201.08	67.03	6.94	83.33	11.93	143.16
25	175.11	72.96	5.93	71.21	6.94	83.33
30	156.40	78.20	5.24	62.84	5.24	62.84

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 06

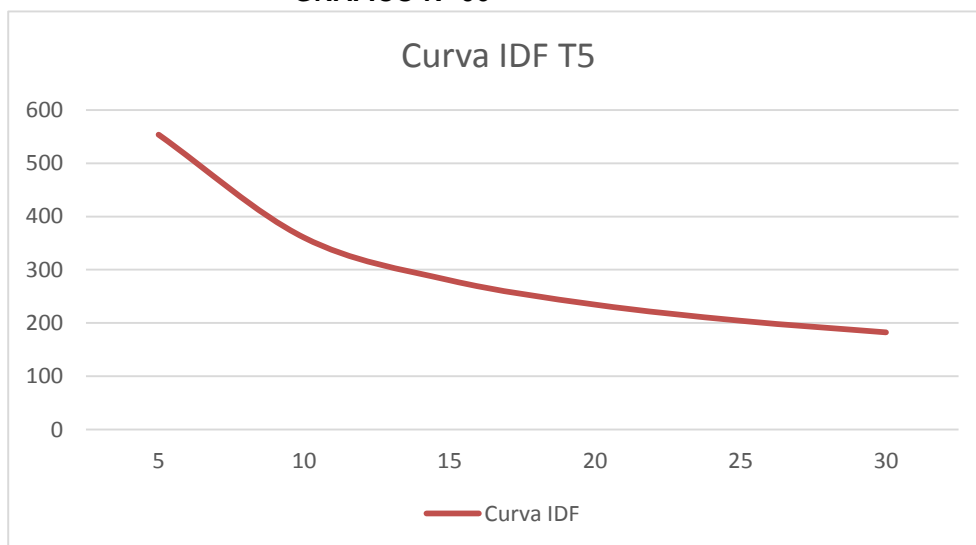


GRAFICO N° 07

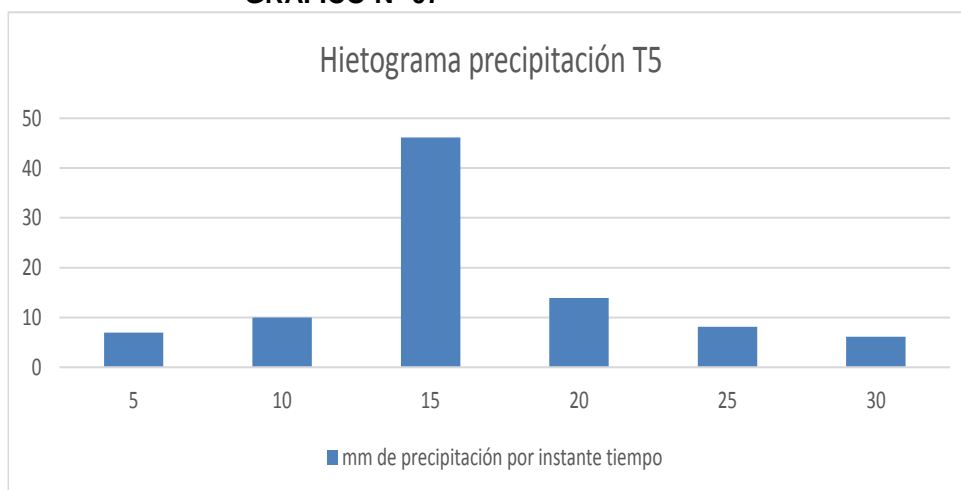
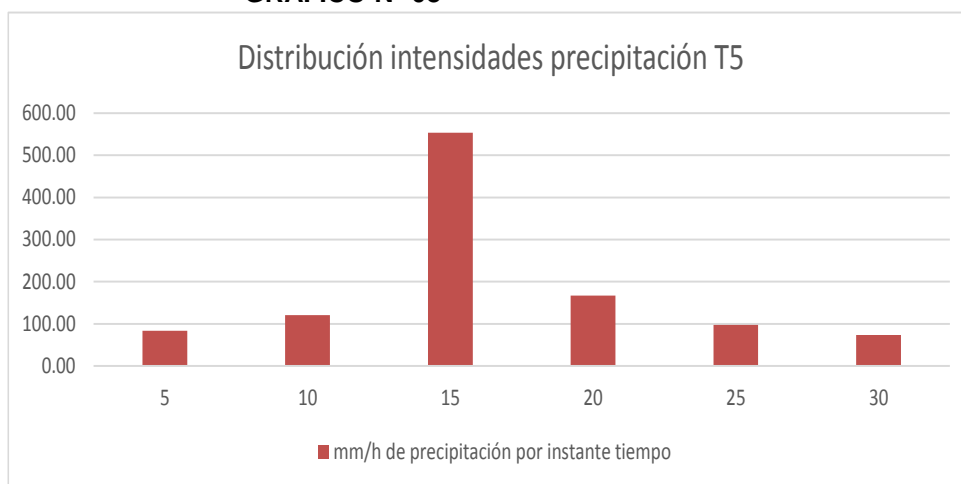


GRAFICO N° 08



Cuadro N° 17

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 10 AÑOS						
Duración de la tormenta (h)		0.45				
Intensidad de lluvia (mm/h)		204.92				
Precipitación en 24 horas (mm)		92.22				
Intervalos de tiempo (min)		5				
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	622.18	51.85	51.85	622.18	7.78	93.31
10	404.88	67.48	15.63	187.58	11.25	134.96
15	314.91	78.73	11.25	134.96	51.85	622.18
20	263.48	87.83	9.10	109.18	15.63	187.58
25	229.44	95.60	7.78	93.31	9.10	109.18
30	204.92	102.46	6.86	82.34	6.86	82.34

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 09

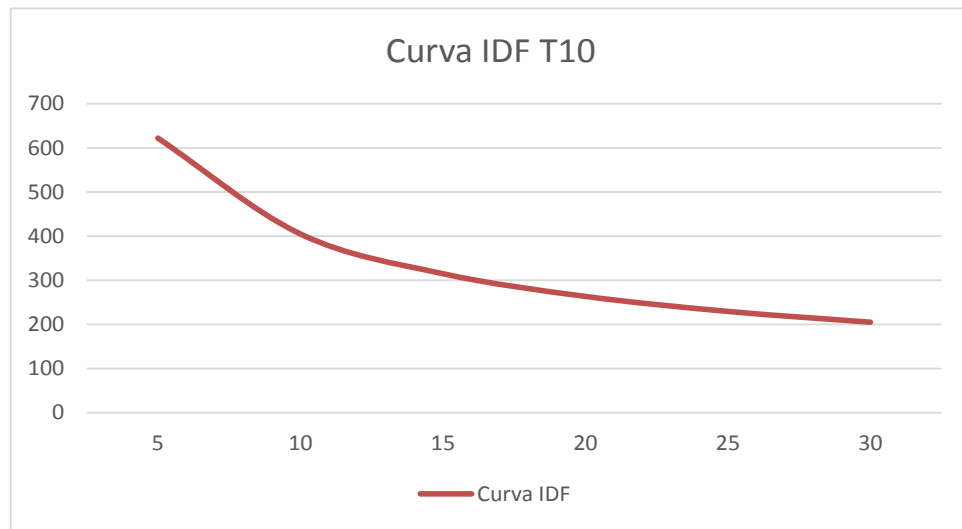


GRAFICO N° 10

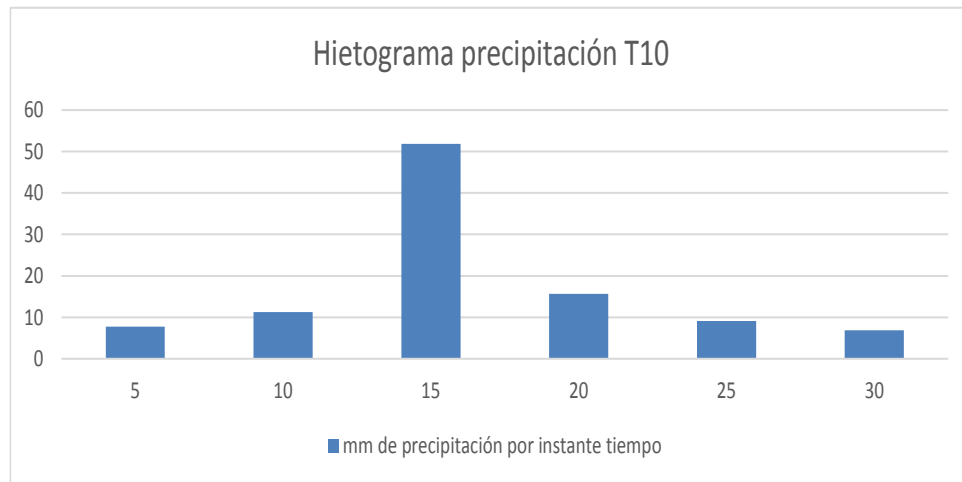
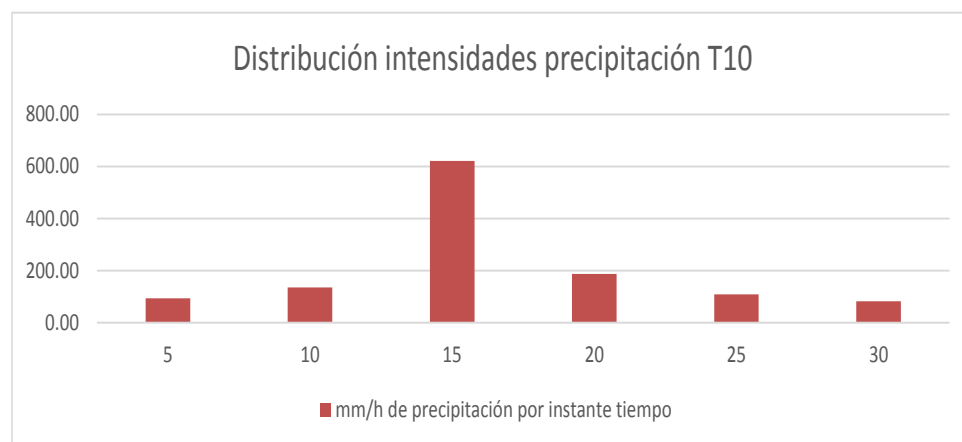


GRAFICO N° 11



Cuadro N° 18

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 25 AÑOS						
Duración de la tormenta (h)		0.45				
Intensidad de lluvia (mm/h)		239.01				
Precipitación en 24 horas (mm)		107.55				
Intervalos de tiempo (min)		5				
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	725.67	60.47	60.47	725.67	9.07	108.83
10	472.23	78.70	18.23	218.78	13.12	157.40
15	367.28	91.82	13.12	157.40	60.47	725.67
20	307.30	102.43	10.61	127.34	18.23	218.78
25	267.60	111.50	9.07	108.83	10.61	127.34
30	239.01	119.50	8.00	96.03	8.00	96.03

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 12

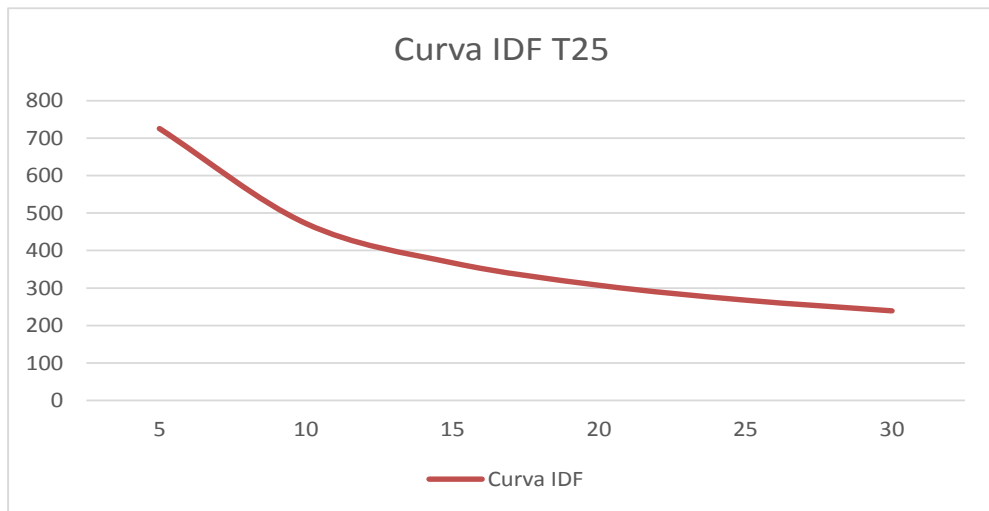


GRAFICO N° 13

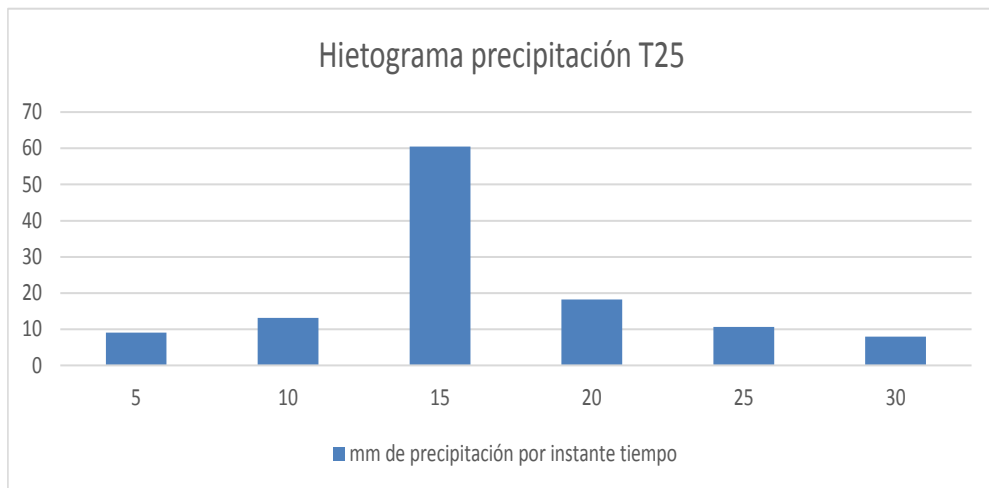
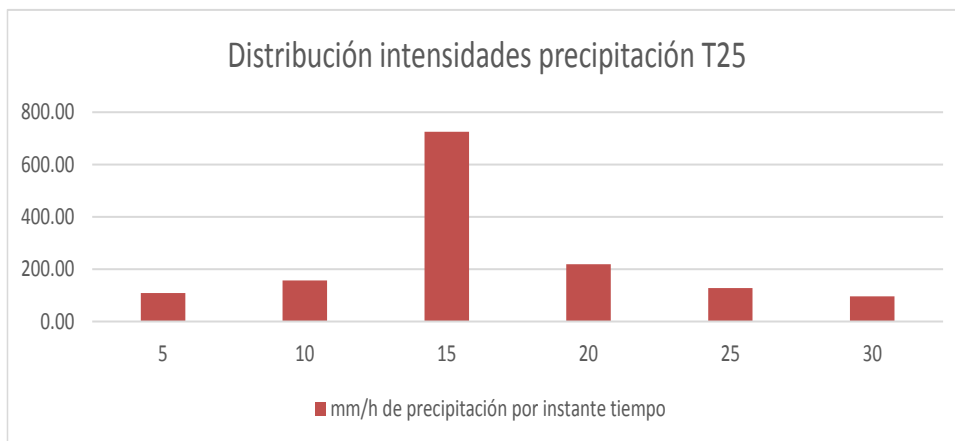


GRAFICO N° 14



Cuadro N° 18

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 50 AÑOS	
Duración de la tormenta (h)	0.45
Intensidad de lluvia (mm/h)	268.51
Precipitación en 24 horas (mm)	120.83
Intervalos de tiempo (min)	5

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	815.24	67.94	67.94	815.24	10.19	122.26
10	530.51	88.42	20.48	245.79	14.74	176.83
15	412.62	103.16	14.74	176.83	67.94	815.24
20	345.23	115.08	11.92	143.06	20.48	245.79
25	300.64	125.27	10.19	122.26	11.92	143.06
30	268.51	134.26	8.99	107.89	8.99	107.89

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 15

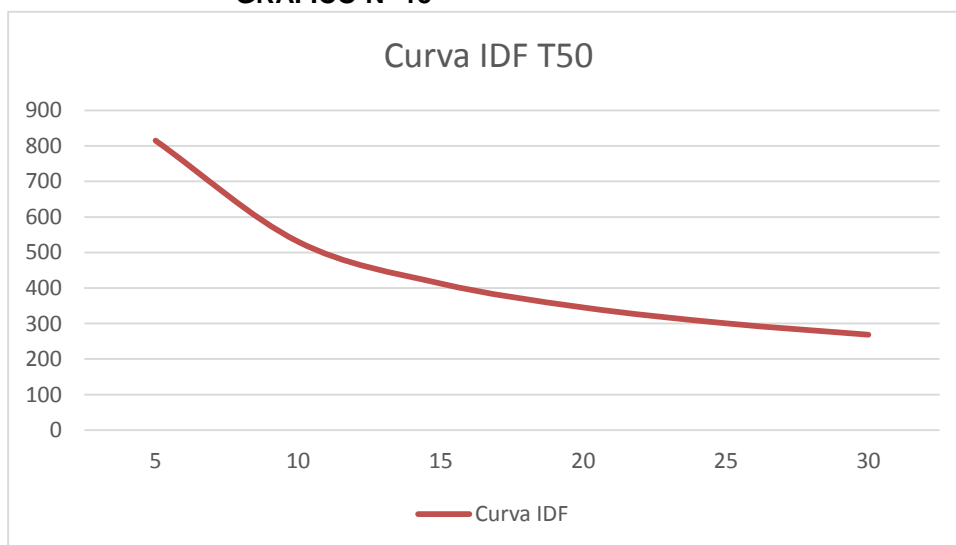


GRAFICO N° 16

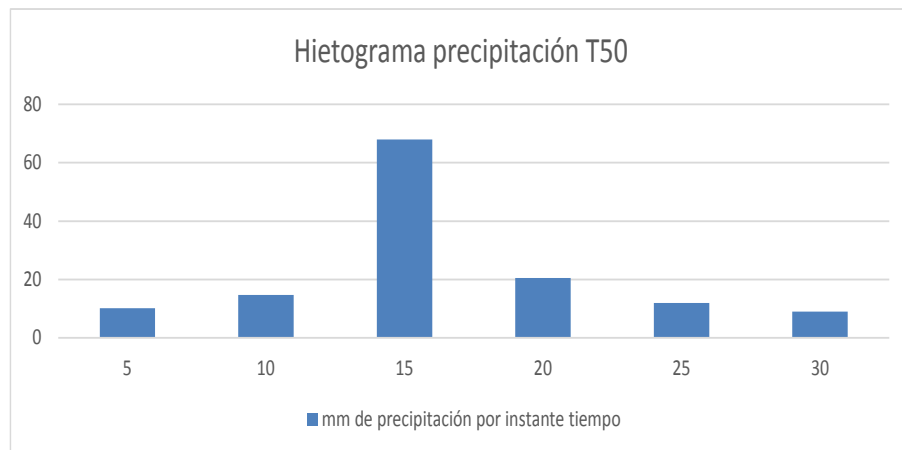
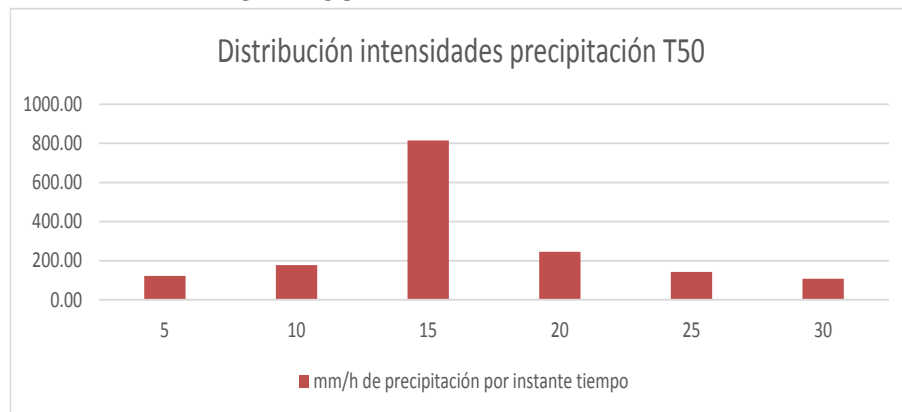


GRAFICO N° 17



Para el caño n°02:

A continuación mostramos, el grafico I-D-F, así mismo la gráfica de Hietogramas de precipitaciones de diseño y el grafico de intensidades de precipitaciones, para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 50 años.

Cuadro N° 19

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 2 AÑOS						
Duración de la tormenta (h)		1.4				
Intensidad de lluvia (mm/h)		82.01				
Precipitación en 24 horas (mm)		114.82				
Intervalos de tiempo (min)		5				
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	474.84	39.57	39.57	474.84	2.65	31.77
10	309.00	51.50	11.93	143.16	2.87	34.42
15	240.33	60.08	8.58	103.00	3.14	37.73
20	201.08	67.03	6.94	83.33	3.50	42.05
25	175.11	72.96	5.93	71.21	3.99	47.94
30	156.40	78.20	5.24	62.84	4.72	56.64
35	142.14	82.92	4.72	56.64	5.93	71.21
40	130.85	87.24	4.32	51.82	8.58	103.00
45	121.64	91.23	3.99	47.94	39.57	474.84
50	113.95	94.96	3.73	44.74	11.93	143.16
55	107.41	98.46	3.50	42.05	6.94	83.33
60	101.77	101.77	3.31	39.74	5.24	62.84
65	96.85	104.92	3.14	37.73	4.32	51.82
70	92.50	107.92	3.00	35.98	3.73	44.74
75	88.63	110.78	2.87	34.42	3.31	39.74
80	85.15	113.54	2.75	33.02	3.00	35.98
85	82.01	116.18	2.65	31.77	2.75	33.02

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 18

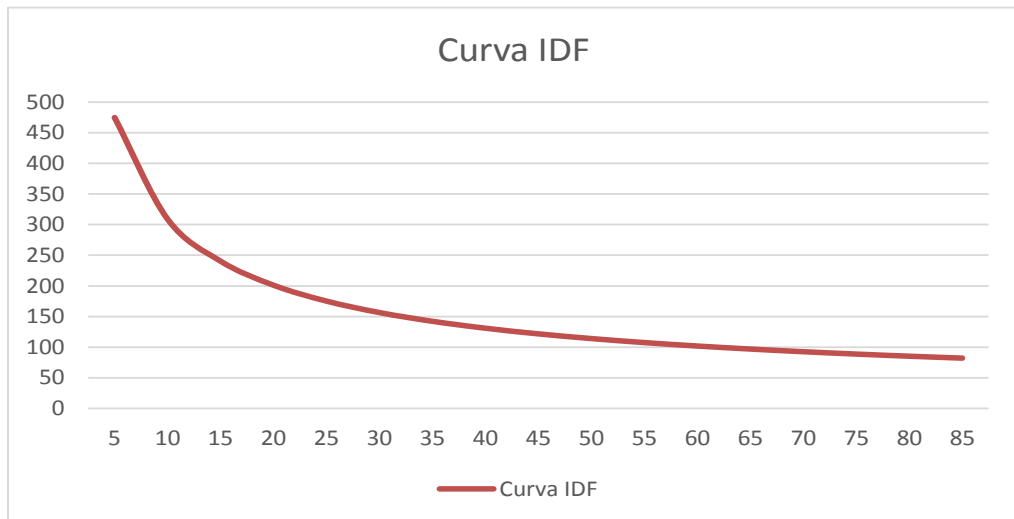


GRAFICO N° 19

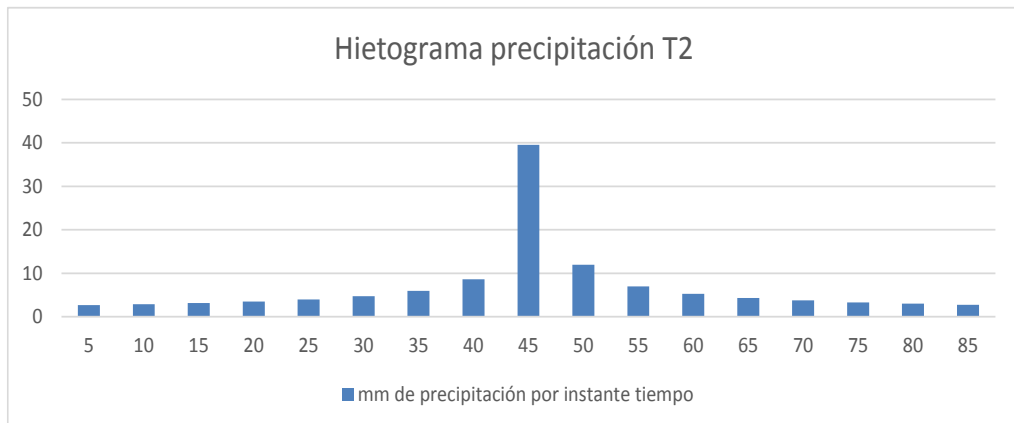
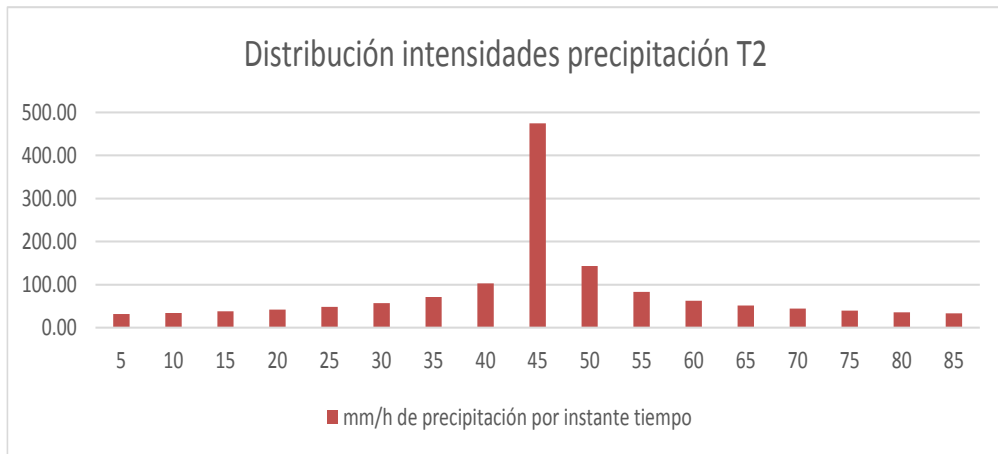


GRAFICO N° 20



Cuadro N° 20

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 5 AÑOS						
Duración de la tormenta (h)		1.4				
Intensidad de lluvia (mm/h)		95.65				
Precipitación en 24 horas (mm)		133.91				
Intervalos de tiempo (min)		5				
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	553.82	46.15	46.15	553.82	3.09	37.05
10	360.40	60.07	13.91	166.97	3.35	40.14
15	280.31	70.08	10.01	120.13	3.67	44.01
20	234.53	78.18	8.10	97.19	4.09	49.04
25	204.23	85.10	6.92	83.05	4.66	55.91
30	182.41	91.20	6.11	73.29	5.50	66.06
35	165.79	96.71	5.50	66.06	6.92	83.05
40	152.62	101.75	5.04	60.43	10.01	120.13
45	141.87	106.40	4.66	55.91	46.15	553.82
50	132.90	110.75	4.35	52.18	13.91	166.97
55	125.28	114.84	4.09	49.04	8.10	97.19
60	118.70	118.70	3.86	46.35	6.11	73.29
65	112.96	122.37	3.67	44.01	5.04	60.43
70	107.89	125.87	3.50	41.96	4.35	52.18
75	103.37	129.21	3.35	40.14	3.86	46.35
80	99.32	132.42	3.21	38.51	3.50	41.96
85	95.65	135.51	3.09	37.05	3.21	38.51

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 21

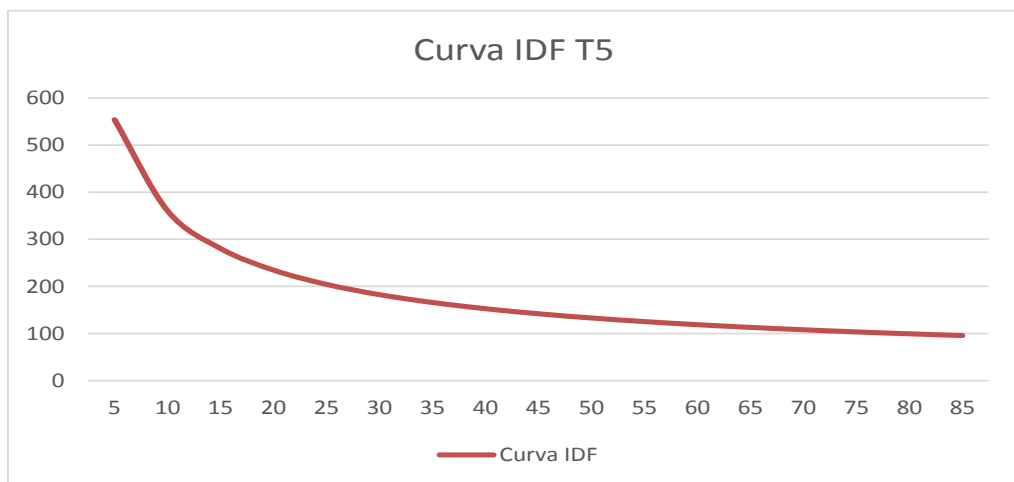


GRAFICO N° 22

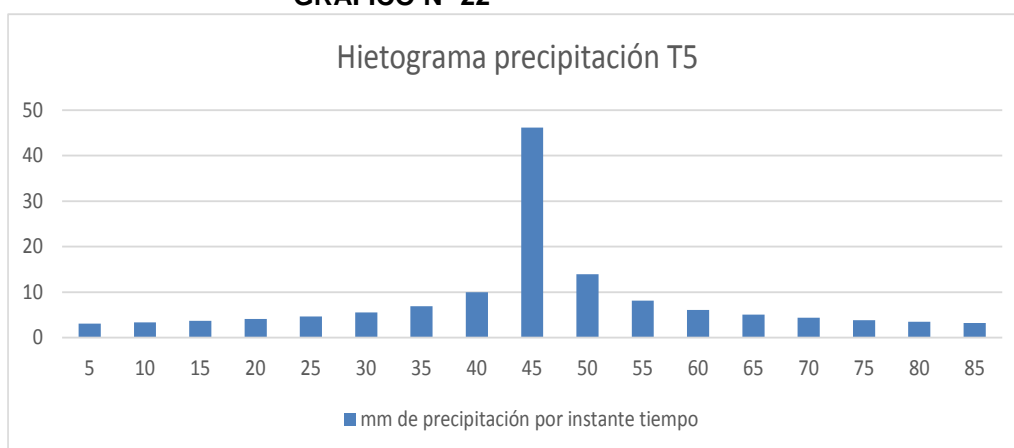
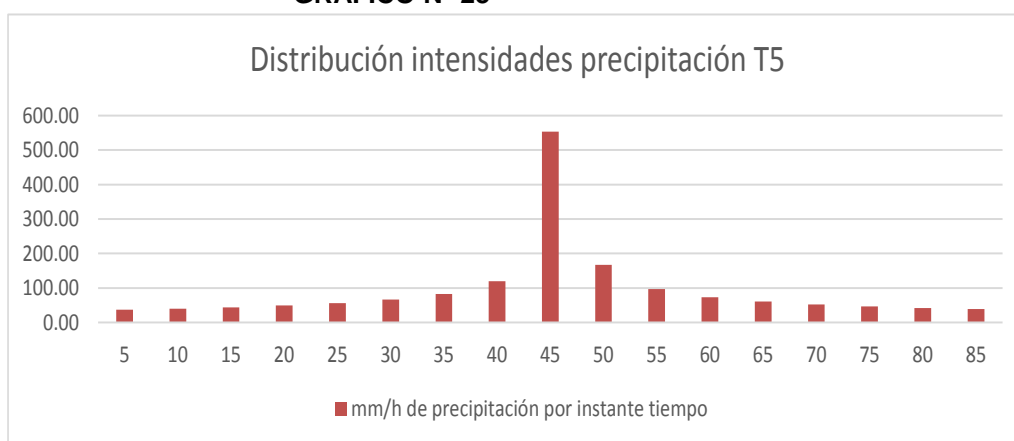


GRAFICO N° 23



Cuadro N° 21

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 10 AÑOS							
Duración de la tormenta (h)		1.4					
Intensidad de lluvia (mm/h)		107.46					
Precipitación en 24 horas (mm)		150.44					
Intervalos de tiempo (min)		5					
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)	
1	5	622.18	51.85	51.85	622.18	3.47	41.62
2	10	404.88	67.48	15.63	187.58	3.76	45.10
3	15	314.91	78.73	11.25	134.96	4.12	49.44
4	20	263.48	87.83	9.10	109.18	4.59	55.09
5	25	229.44	95.60	7.78	93.31	5.23	62.81
6	30	204.92	102.46	6.86	82.34	6.18	74.21
7	35	186.25	108.65	6.18	74.21	7.78	93.31
8	40	171.46	114.30	5.66	67.89	11.25	134.96
9	45	159.38	119.54	5.23	62.81	51.85	622.18
10	50	149.31	124.42	4.89	58.62	15.63	187.58
11	55	140.74	129.02	4.59	55.09	9.10	109.18
12	60	133.35	133.35	4.34	52.07	6.86	82.34
13	65	126.90	137.47	4.12	49.44	5.66	67.89
14	70	121.20	141.40	3.93	47.14	4.89	58.62
15	75	116.13	145.16	3.76	45.10	4.34	52.07
16	80	111.57	148.77	3.61	43.27	3.93	47.14
17	85	107.46	152.23	3.47	41.62	3.61	43.27

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 24

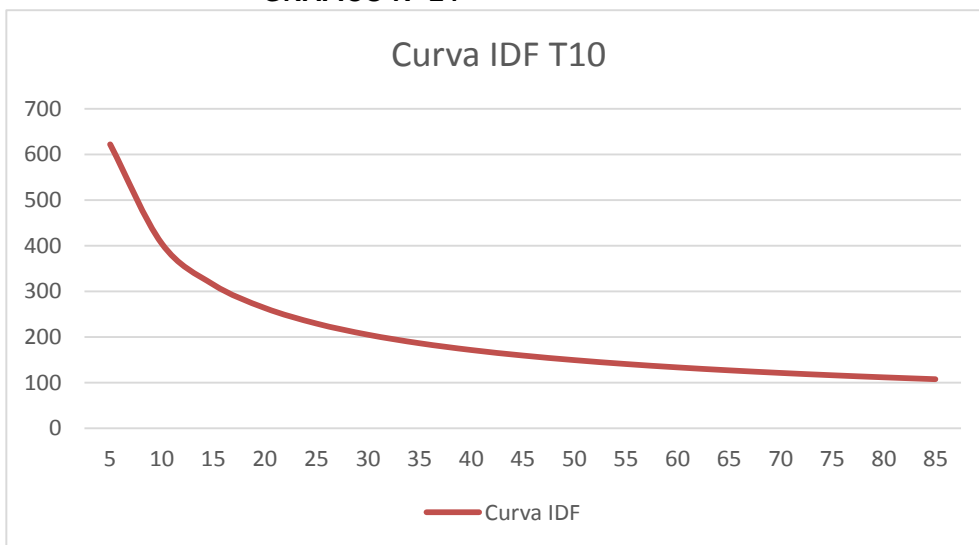


GRAFICO N° 25

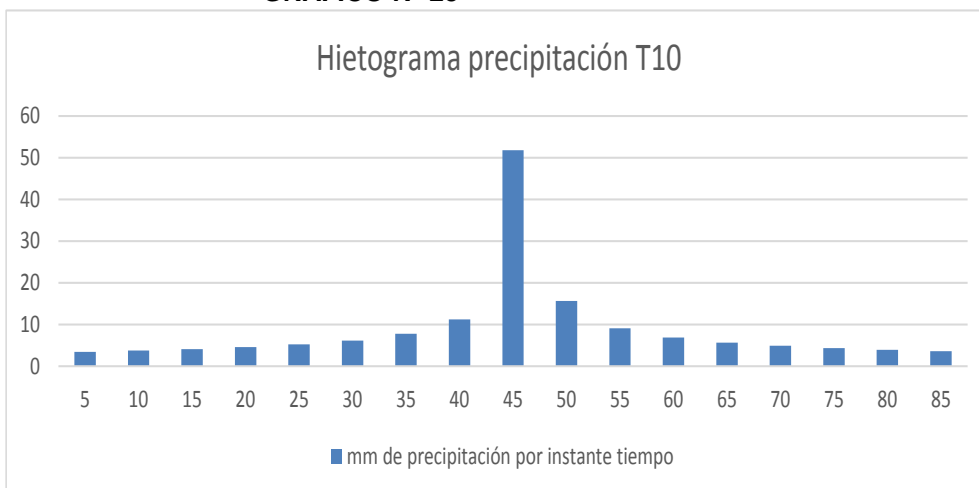
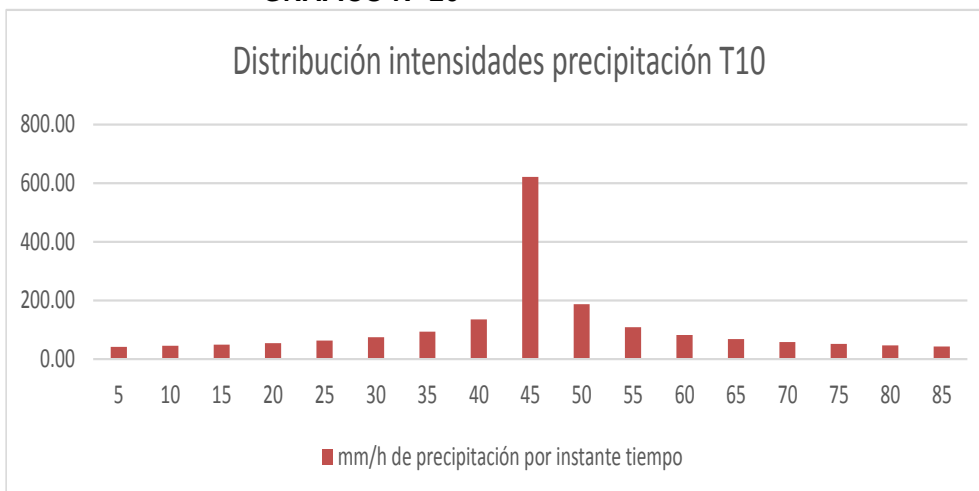


GRAFICO N° 26



Cuadro N° 22

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 25 AÑOS						
Duración de la tormenta (h)		1.4				
Intensidad de lluvia (mm/h)		125.33				
Precipitación en 24 horas (mm)		175.47				
Intervalos de tiempo (min)		5				
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	725.67	60.47	60.47	725.67	4.05	48.55
10	472.23	78.70	18.23	218.78	4.38	52.60
15	367.28	91.82	13.12	157.40	4.81	57.67
20	307.30	102.43	10.61	127.34	5.35	64.26
25	267.60	111.50	9.07	108.83	6.11	73.26
30	239.01	119.50	8.00	96.03	7.21	86.55
35	217.23	126.72	7.21	86.55	9.07	108.83
40	199.97	133.32	6.60	79.19	13.12	157.40
45	185.90	139.42	6.11	73.26	60.47	725.67
50	174.14	145.12	5.70	68.37	18.23	218.78
55	164.15	150.47	5.35	64.26	10.61	127.34
60	155.53	155.53	5.06	60.73	8.00	96.03
65	148.01	160.34	4.81	57.67	6.60	79.19
70	141.36	164.92	4.58	54.98	5.70	68.37
75	135.44	169.31	4.38	52.60	5.06	60.73
80	130.13	173.51	4.21	50.46	4.58	54.98
85	125.33	177.56	4.05	48.55	4.21	50.46

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 27

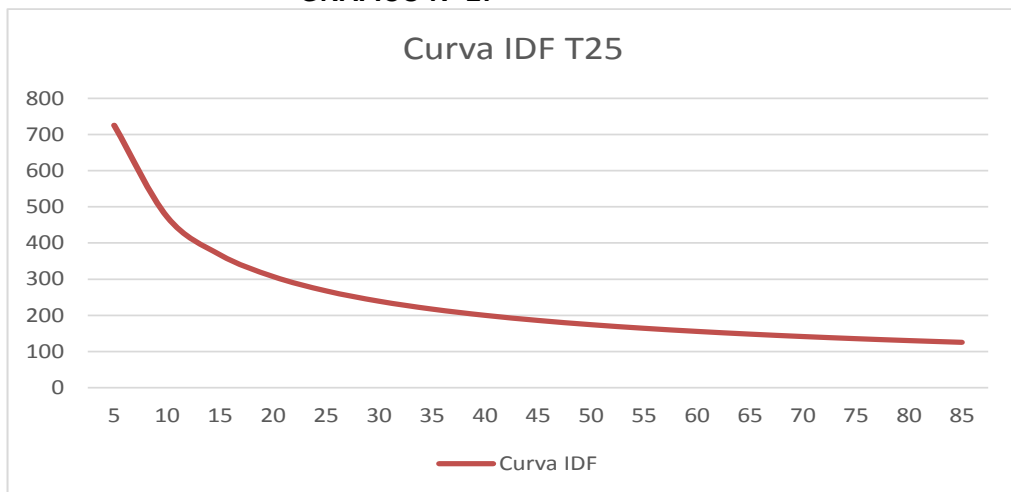


GRAFICO N° 28

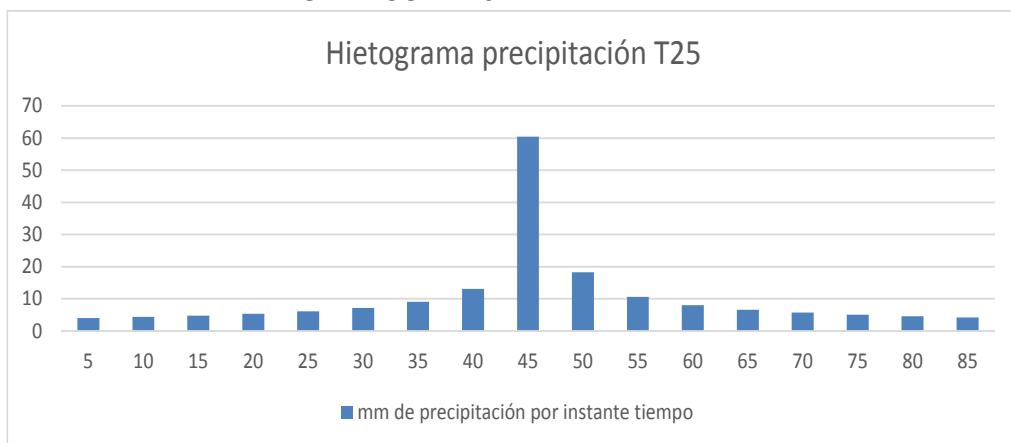
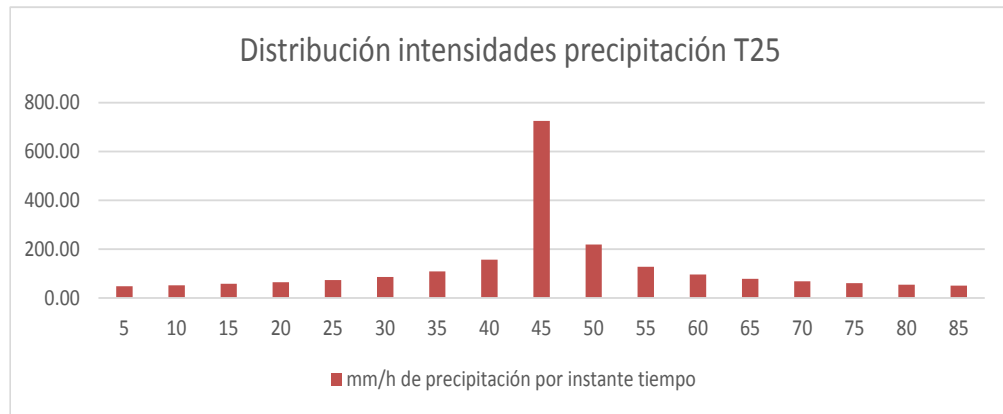


GRAFICO N° 29



Cuadro N° 23

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 50 AÑOS						
Duración de la tormenta (h)		1.4				
Intensidad de lluvia (mm/h)		140.80				
Precipitación en 24 horas (mm)		197.13				
Intervalos de tiempo (min)		5				
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
5	815.24	67.94	67.94	815.24	4.54	54.54
10	530.51	88.42	20.48	245.79	4.92	59.09
15	412.62	103.16	14.74	176.83	5.40	64.79
20	345.23	115.08	11.92	143.06	6.02	72.19
25	300.64	125.27	10.19	122.26	6.86	82.31
30	268.51	134.26	8.99	107.89	8.10	97.24
35	244.04	142.36	8.10	97.24	10.19	122.26
40	224.66	149.77	7.41	88.96	14.74	176.83
45	208.84	156.63	6.86	82.31	17.68	216.83
50	195.64	163.03	6.40	76.81	20.48	245.79
55	184.42	169.05	6.02	72.19	24.06	285.06
60	174.73	174.73	5.69	68.23	27.26	322.26
65	166.28	180.13	5.40	64.79	30.06	357.06
70	158.81	185.28	5.15	61.77	32.23	389.23
75	152.16	190.20	4.92	59.09	33.79	418.79
80	146.20	194.93	4.72	56.69	34.74	445.74
85	140.80	199.47	4.54	54.54	35.16	470.16

Fuente: Elaboración del autor

GRAFICO N° 30

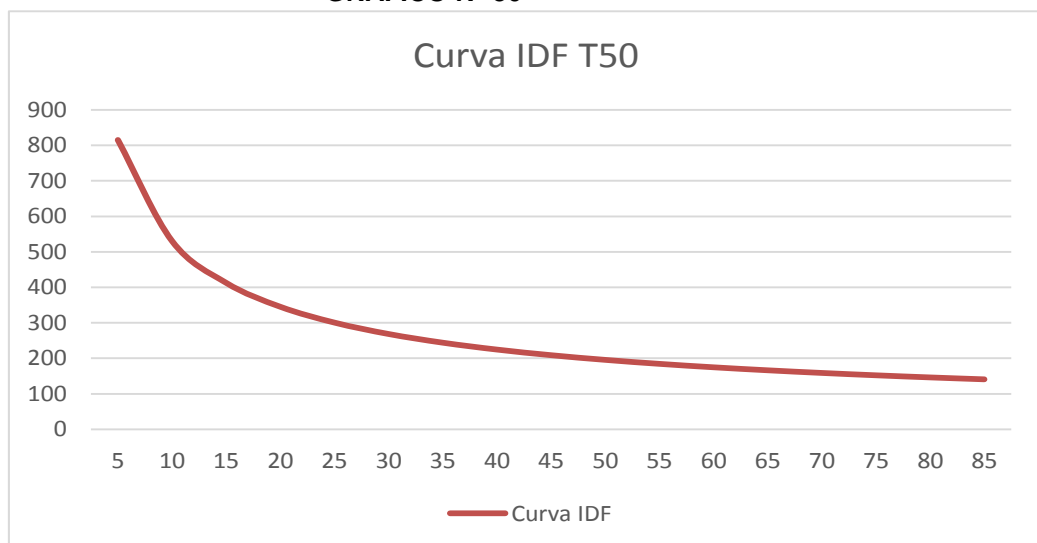


GRAFICO N° 31

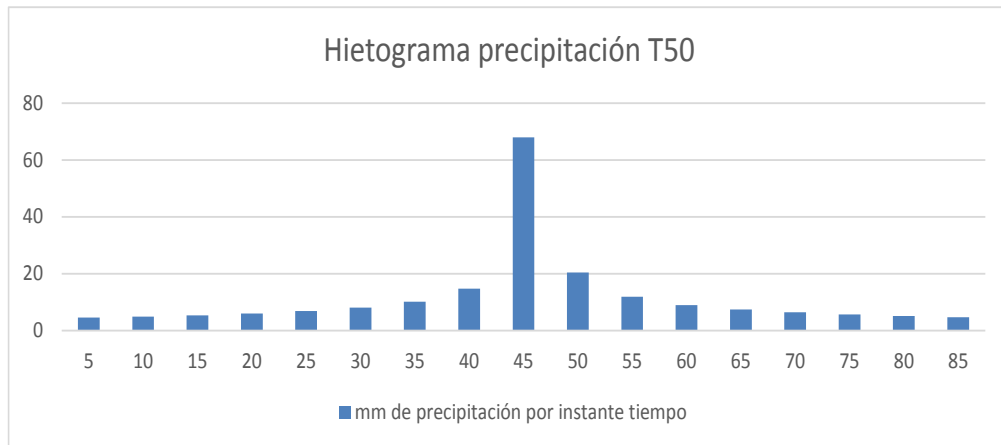
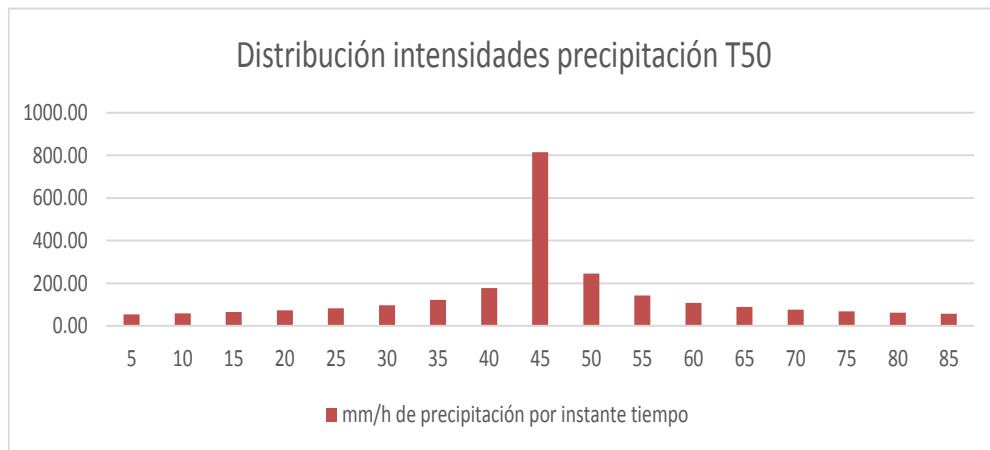


GRAFICO N° 32



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.

Para el caño 01:

- Lag time = $0.6T_c$ = 30'
- Tiempo de Concentración = 0.70 hr
- Área de Cuenca = 0.085 km²
- % Porcentaje impermeable = 45 %

- Duración de la tormenta 1 hora
- Modelo de la cuenca del caño 01.

Ahora desarrollaremos los resultados para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 años, suficientes para el diseño de las secciones hidráulicas e identificaciones de zonas inundables desde el punto de control elegido.

Figura N°12: Cuenca Determinada del caño 01 hasta el Punto de Control

Modelo de cuenca caño 01

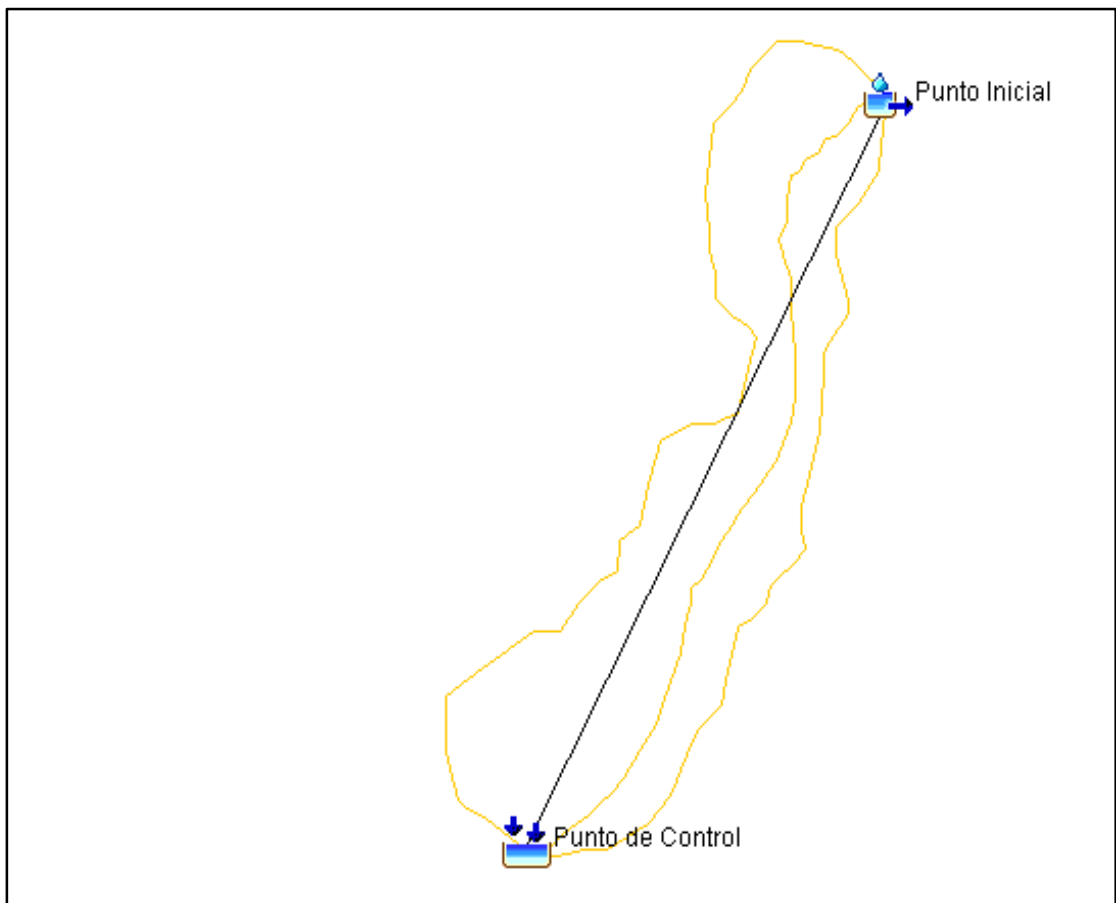


Figura N°13: Datos de Entrada

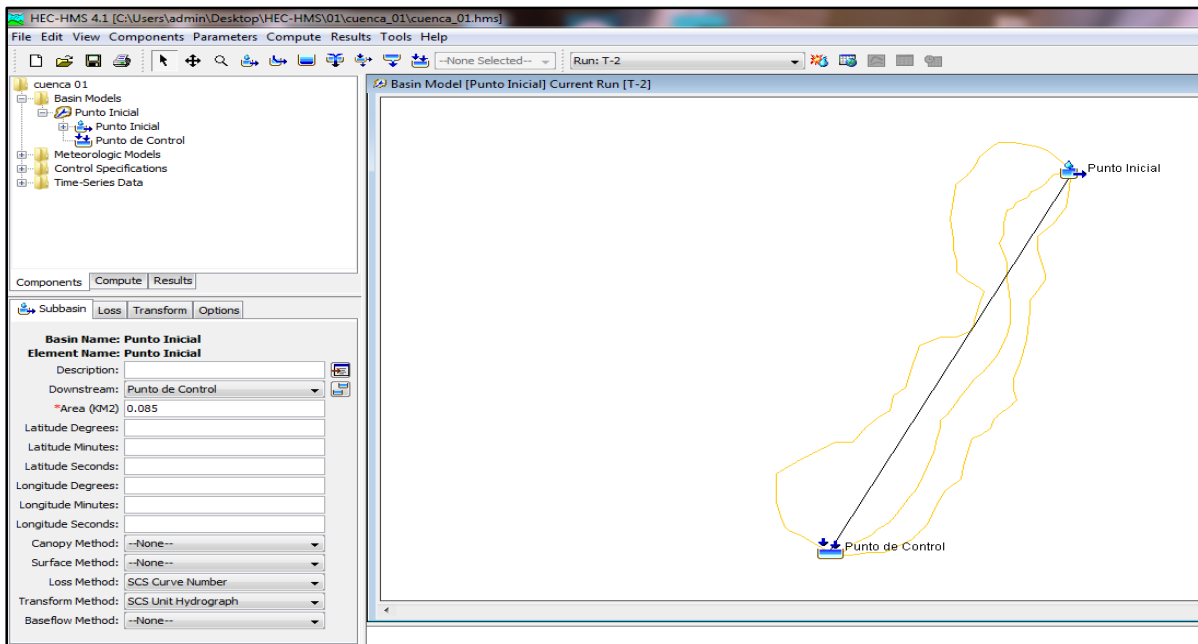


Figura N°14: Datos de Salida para 2 Años

Global Summary Results for Run "T-2"

Project: cuenca 01 Simulation Run: T-2

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Punto Inicial
 End of Run: 01ene2015, 00:30 Meteorologic Model: T-2
 Compute Time: 18sep2015, 12:59:51 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Punto de Control	0.085	0.9316	01ene2015, 00:30	0.4406

Figura 15: Datos de Salida para 5 Años

Global Summary Results for Run "T-5"

Project: cuenca 01 Simulation Run: T-5

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Punto Inicial
 End of Run: 01ene2015, 00:30 Meteorologic Model: T-5
 Compute Time: 18sep2015, 14:42:11 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Punto de Control	0.085	1.1335	01ene2015, 00:30	0.5337

Figura N°16: Datos de Salida para 10 Años

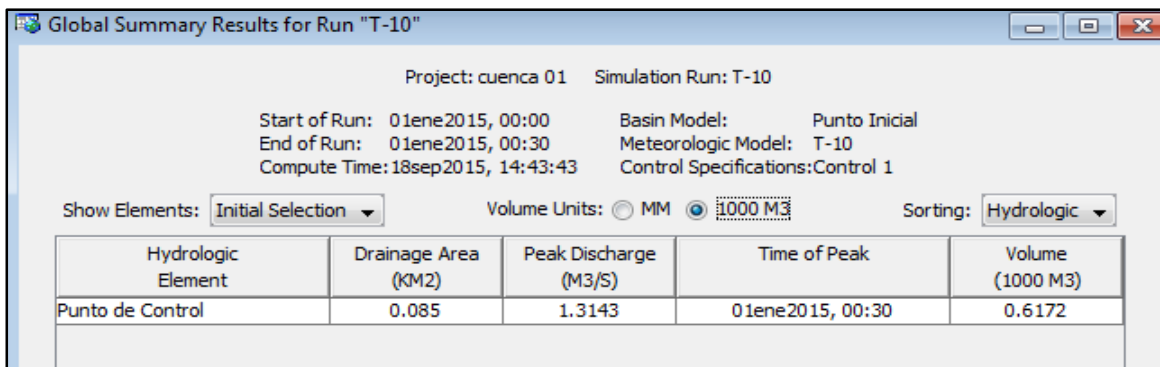


Figura N°178: Datos de Salida para 25 Años

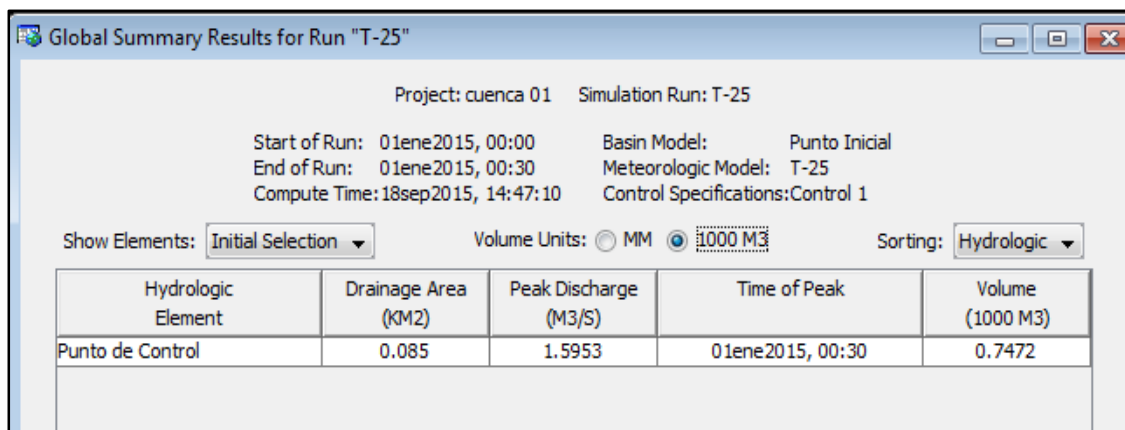
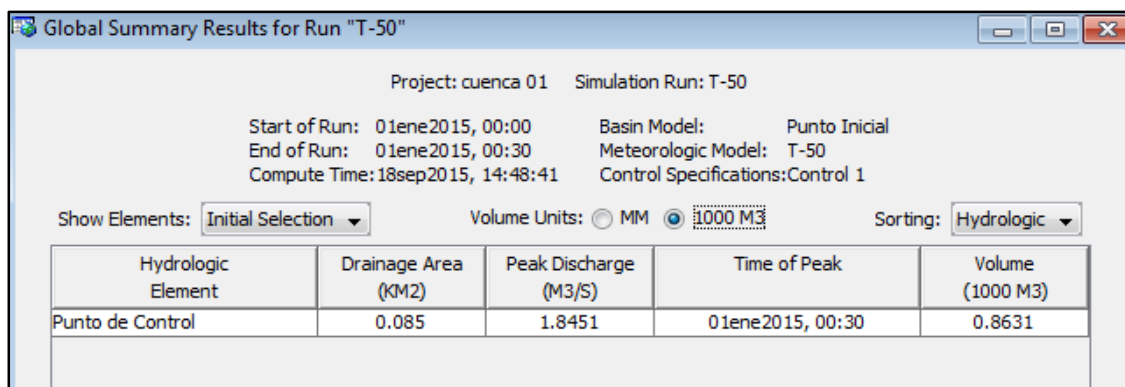


Figura N°18: Datos de Salida para 50 Años



Plano N°02



Gráfico de delimitación de la cuenca, referencia del autor.

Para el caño 02:

- Lag time = $0.6T_c$ = 85'
- Tiempo de Concentración = 2.28 hr
- Área de Cuenca = 0.74km²
- % Porcentaje impermeable = 10 %
- Duración de la tormenta 1 hora
- Modelo de la cuenca del caño 02.

Ahora desarrollaremos los resultados para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 años, suficientes para el diseño de las secciones hidráulicas e identificaciones de zonas inundables desde el punto de control elegido.

Figura N°19: Cuenca Determinada del caño 02 hasta el Punto de Control

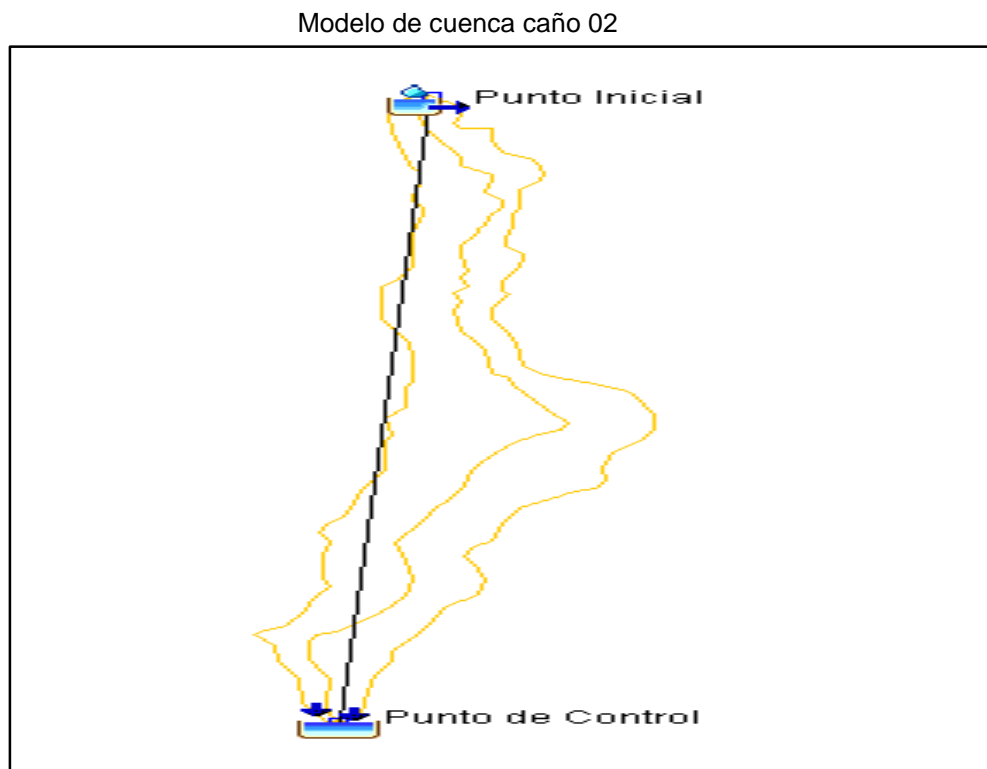


Figura N°20: Datos de Entrada

HEC-HMS 4.1 [D:\OBRAS CONSULTORIA E INVERSIONES\2015\CONSULTORIA\PROYECTO DE TESIS ANDRES GARCIA\tesis\HEC-HMS\02\CUENCA_02\CUENCA_02.hms]

File Edit View Components Parameters Compute Results Tools Help

Run: T-2

CUENCA 02

- Basin Models
 - Punto Inicial
 - Punto de Control
- Meteorologic Models
- Control Specifications
- Time-Series Data

Components Compute Results

Subbasin Loss Transform Options

Basin Name: Punto Inicial
Element Name: Punto Inicial
Description:
Downstream: Punto de Control
Area (KM2): 0.74
Latitude Degrees:
Latitude Minutes:
Latitude Seconds:
Longitude Degrees:
Longitude Minutes:
Longitude Seconds:
Canopy Method: --None--
Surface Method: --None--
Loss Method: SCS Curve Number
Transform Method: SCS Unit Hydrograph
Baseflow Method: --None--

Figura N°21: Datos de Salida para 2 Años

Project: CUENCA 02 Simulation Run: T-2

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Punto Inicial
 End of Run: 01ene2015, 02:50 Meteorologic Model: T-2
 Compute Time: 18sep2015, 15:12:00 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Punto de Control	0.74	2.6021	01ene2015, 01:25	2.9975

Figura N°22: Datos de Salida para 5 Años

Project: CUENCA 02 Simulation Run: T-5

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Punto Inicial
 End of Run: 01ene2015, 02:50 Meteorologic Model: T-5
 Compute Time: 18sep2015, 15:20:15 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Punto de Control	0.74	3.3306	01ene2015, 01:25	3.8491

Figura N°23: Datos de Salida para 10 Años

Project: CUENCA 02 Simulation Run: T-10

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Punto Inicial
 End of Run: 01ene2015, 02:50 Meteorologic Model: T-10
 Compute Time: 18sep2015, 15:21:24 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Punto de Control	0.74	3.9901	01ene2015, 01:25	6.2526

Figura N°24: Datos de Salida para 25 Años

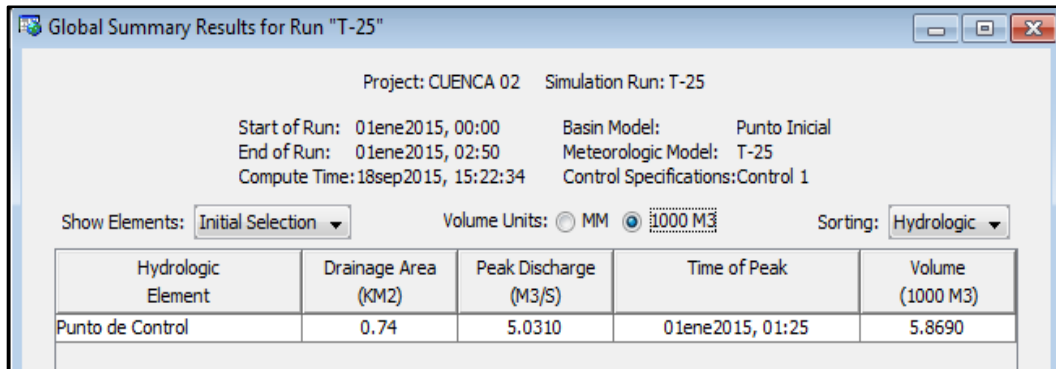
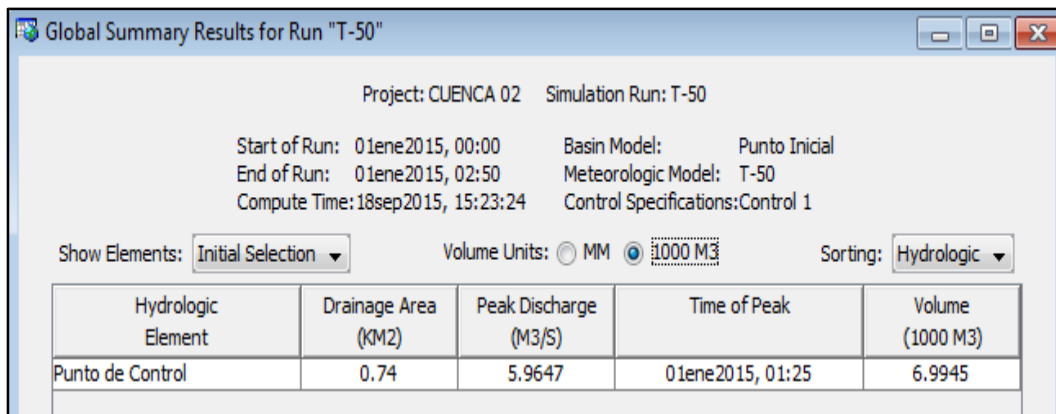


Figura N°25: Datos de Salida para 50 Años



Plano N°03

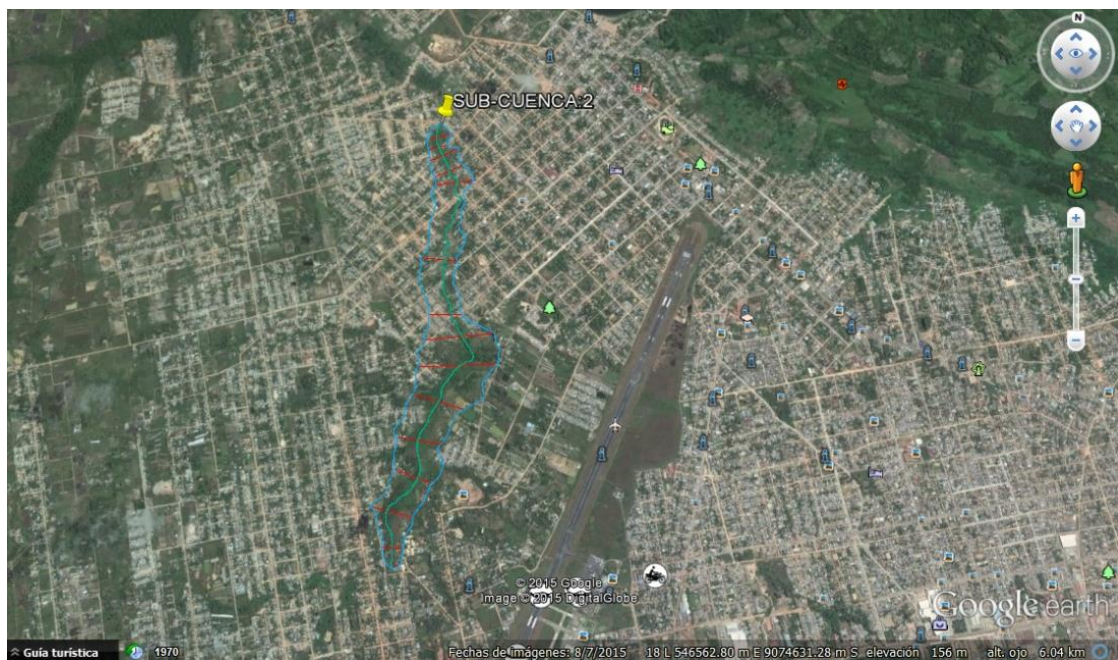


Gráfico de delimitación de la cuenca, referencia del autor.

4.5.2.6. Tiempos de Retorno Versus Caudales Máximos

El caudal a considerar para el diseño de las secciones hidráulicas en los puntos de Controles, debe tomarse como base, para tiempos de retorno de 50 años, que de acuerdo a la modelación realizada nos indica un caudal de 1.85 m³/seg para el caño 01, y un caudal de 5.96 m³/seg para el caño 02. Y para la caracterización de las zonas inundables se realizara para tiempos de retorno también de 50 años.

Cuadro N°23

CAÑO 01	
Periodo de Retorno (años)	Q _{max} (m ³ /s)
2	0.93
5	1.13
10	1.31
25	1.6
50	1.85

Fuente: Elaboración autor

Cuadro N°24

CAÑO 02	
Periodo de Retorno (años)	Q _{max} (m ³ /s)
2	2.60
5	3.33
10	4.00
25	5.03
50	5.96

Fuente: Elaboración autor

CAPÍTULO V
EVALUACIÓN Y SIMULACIÓN HIDRÁULICO DE
LOS CAÑOS NATURALES CON EL MODELO
HIDRÁULICO DEL HEC-RAS

5.1. HIDRÁULICA DE LOS CAÑOS NATURALES

a. Hidráulica fluvial

Los flujos en canales abiertos como ríos, caños naturales 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 representarse y adaptarse a la naturaleza real de las pequeñas cuencas de los caños naturales; esto debido a que muchas de sus propiedades y aspectos son desconocidas, además que la mayoría de ellas pertenece al ámbito de la especulación, como por ejemplo el problema de las palizadas, obstrucción de los caños naturales y de la variación meandrica de los caños naturales de la selva, impidiendo el discurrir de los flujos normalmente.

b. Según el sistema Hidrográfico

De acuerdo a la región hidrográfica donde se ubica las pequeñas sub-cuencas del distrito de Yarinacocha pertenecen a la vertiente de la laguna de Yarinacocha.

c. Según su morfología

Se denominan Meandros ya que en su cauce 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.

Entonces podemos afirmar que nuestros caños naturales son inestables, ya que para épocas de máximas avenidas se desborda.

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.

A continuación detallamos el trabajo topográfico realizado para el caño 01.

Se ha realizado la topografía de 721m aguas arriba del punto de control (lugar donde se diseñara la seccion hidráulica), para seccionar el eje de la cuenca, primero se delimito el área de la misma, luego elegimos 16 secciones a levantar, ello bajo el

criterio de con estas secciones elegidas nos ayudaría a dibujar la figura en planta de la cuenca. Del trabajo topográfico se obtuvo los siguientes resultados.

- Las pendientes promedio de las secciones oscilan entre 1% a 3%.
- La pendiente promedio del eje longitudinal de la cuenca es de 0.12%.
- El ancho promedio del caño natural oscila entre 2.10m a 3.50m.
- La profundidad promedio del caño esta entre 30cm y 100cm.
- Dentro del área de la cuenca en estudio existen 170 casas.
- A continuación presentamos un cuadro con el ancho de las secciones topográficas realizadas.

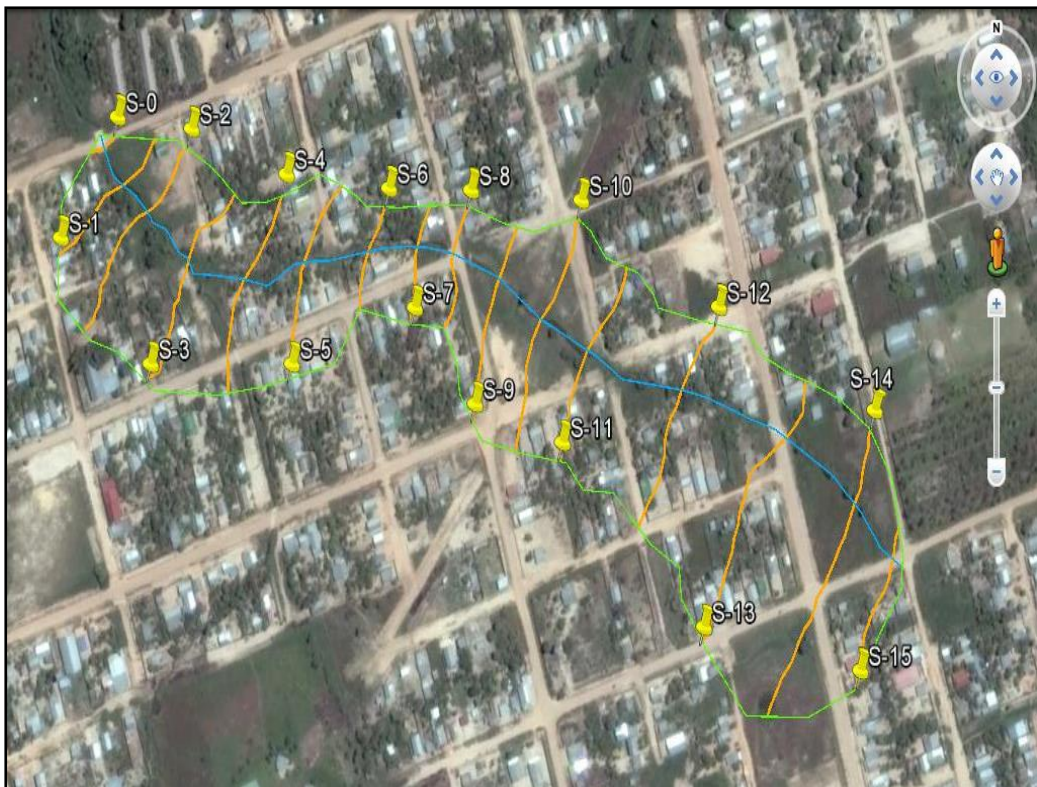
Cuadro N°25

CAÑO 01	
SECCION	ANCHO
15	40.00m
14	100.00m
13	162.00m
12	180.30m
11	100.60m
10	130.15m
9	140.10m
8	80.45m
7	130.00m
6	105.00m
5	62.55m
4	143.05m
3	135.00m
2	138.05m
1	136.00m
0	43.50m

Fuente: Elaboración autor

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°04: Grafica de Ubicación y Planta de las secciones trabajadas



A continuación detallamos el trabajo topográfico realizado para el caño 02.

Se ha realizado la topografía de 3.35km aguas arriba del punto de control (lugar donde se proyectara la estructura hidráulica), para seccionar el eje de la cuenca, primero se delimito el área de la misma, luego elegimos 16 secciones a levantar, ello bajo el criterio de con estas secciones elegidas nos ayudaría a dibujar la

figura en planta de la cuenca. Del trabajo topográfico se obtuvo los siguientes resultados.

- Las pendientes promedio de las secciones oscilan entre 1% a 3.5%.
- La pendiente promedio del eje longitudinal de la cuenca es de 0.12%.
- El ancho promedio del caño natural oscila entre 5.00m a 16.00m.
- La profundidad promedio del caño esta entre 30cm y 100cm.
- Dentro del área de la cuenca en estudio existen 490 casas.
- A continuación presentamos un cuadro con el ancho de las secciones topográficas realizadas.

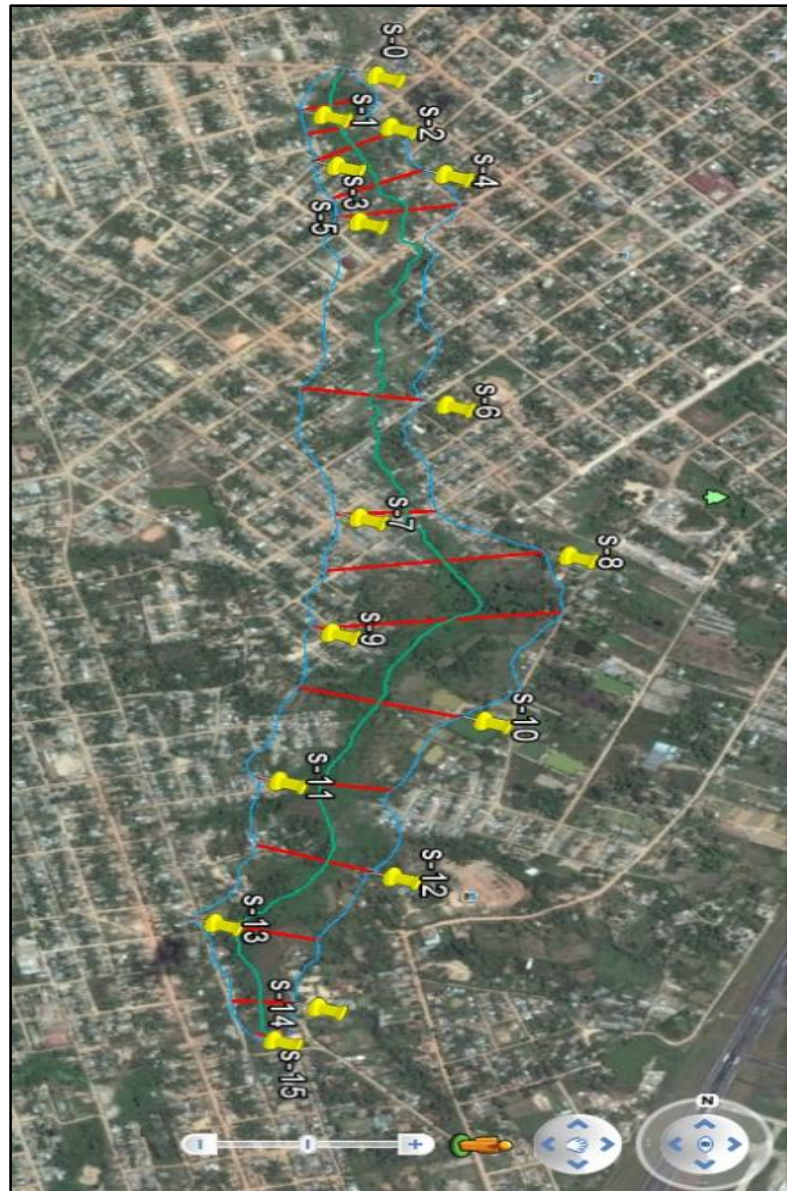
Cuadro N°25

CAÑO 02	
SECCION	ANCHO
15	53.00m
14	125.00m
13	248.20m
12	243.15m
11	266.00m
10	329.50m
9	481.50m
8	436.50m
7	216.50m
6	254.10m
5	263.30m
4	208.75m
3	227.20m
2	134.00m
1	143.95m
0	42.00m

Fuente: Elaboración autor

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°05: Grafica de Ubicación y Planta de las secciones trabajadas



5.2. CAUDALES MAXIMOS EN LOS CAÑOS NATURALES (DISTRITO DE YARINACOCHA)

El agua que se dirige a los caños naturales sobre la superficie, como flujo de arroyo, puede convertirse en grandes inundaciones cuando ocurren tormentas intensas a lo largo de las pequeñas sub-cuencas del distrito de Yarinacocha donde las mayores inundaciones de los dos caños naturales en estudio suelen ocurrir durante la temporada de (Diciembre a Marzo), cuando la humedad de la selva viaja hacia el sur y se convierte en tormentas eléctricas, los caños en estudio tiene un área de 0.085 Km² (caño 01), 0.74km²(caño 02) y una longitud de 0.72Km (caño 01), 3.32km (caño 02). Los puntos de controles donde se calculó el caudal máximo total para diferentes períodos de retorno mediante el estudio Hidrológico ya elaborado, fueron donde se proyectaran las estructuras hidráulicas, de las cuales realizaremos el diseño hidráulico de dichas secciones correspondientes.

Cuadro N°25

Sub-Cuenca	Area(km ²)	Longitud (km)	Pendiente(m/m)
caño 01	0.085	0.72	0.0012
caño 02	0.74	3.32	0.0012

Estudio de Hidrología – Curimana

Los caudales máximos para los diferentes tiempos retorno se ha tomado en cuenta del estudio hidrológico ya realizado

Cuadro N°26

Sub-Cuenca	T=2años	T=5años	T=10años	T=25años	T=50años
caño 01	0.93m ³ /s	1.13m ³ /s	1.31m ³ /s	1.60m ³ /s	1.85m ³ /s
caño 02	2.60m ³ /s	3.33m ³ /s	4.00m ³ /s	5.03m ³ /s	5.96m ³ /s

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 (Tr), es conocido como riesgo o falla R y se representa por:

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

Dónde:

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

T: Periodo de retorno.

El presente informe se basa en las recomendaciones expuestas en la bibliografía existentes, en la cual se define tiempos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 50 años para obras de defensa de zonas agrícolas y urbanas, así mismo para alcantarillas y pontones.

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 0,024 y los taludes de los caños naturales 0,032.

La simulación de los dos tramos de los ejes de los caños naturales para los diferentes caudales máximos para los tiempos variables de retorno, se han modelado mediante el software **Hec Ras**.

Cuadro N°27

Sub-Cuenca	T= 2años	T= 5años	T= 10años	T= 25años	T= 50años
caño 01	0.93m ³ /s	1.13m ³ /s	1.31m ³ /s	1.60m ³ /s	1.85m ³ /s
caño 02	2.60m ³ /s	3.33m ³ /s	4.00m ³ /s	5.03m ³ /s	5.96m ³ /s

Estudio de Hidrología – Curimana

5.2.2. MODELAMIENTO HIDRÁULICO

5.2.2.1. Simulación hidráulica en flujo estacionario:

El análisis hidráulico permite determinar los niveles de aguas máximas, llanura de inundación, velocidades y otros parámetros hidráulicos, para avenidas extremas con diferentes períodos 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 suscritico.

Los cálculos están orientados a flujo unidimensional, para flujo estacionario gradualmente variado y para régimen mixto (suscritico 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),

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Donde,

Z_1 y Z_2 = elevación del cauce en la sección.

Y_1 y Y_2 = 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 de los caños naturales.

Sin embargo, para este proyecto se considera el coeficiente de $n=0.024$ para la base y el talud de un $n=$

0.032 y será constante para cada tramo. Estos valores serán utilizados para ambas sub-cuencas.

Cuadro N° 28

Sub-Cuenca	Rugosidad (n)	
	Base	Talud
caño 01	0.024	0.032
caño 02	0.024	0.032

Cuadro N° 29: rugosidad (n)

CONDICIONES DEL CAUDAL DE AGUA	n	1/n
CANALES DE TIERRA SIN REVISTIR		
Tierra limpia y uniforme; canales recién ultimados	0,017	58,82
Curvatura suave, en légamo o arcilla sólidos, 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
CONDUCIONES ELEVADAS/CANALETAS/ACUADUCTOS		
Hormigón	0,012	83,33
Metal llano	0,015	66,67
Metal ondulado	0,021	47,62
Madera y bambú (llano)	0,014	21,43

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 2, 5, 10, 25 y 50 años son 0.93, 1.13, 1.31, 1.60, 1.85 m³/s respectivamente (caño 01) y 2.60, 3.33, 4.00, 5.03 y 5.96 m³/s (caño 02) respectivamente.

5.2.3.3. Pendiente del cauce

La pendiente promedio del cauce del caño natural hasta el punto de control es 0.0012. Este valor es para ambos caños naturales en estudio.

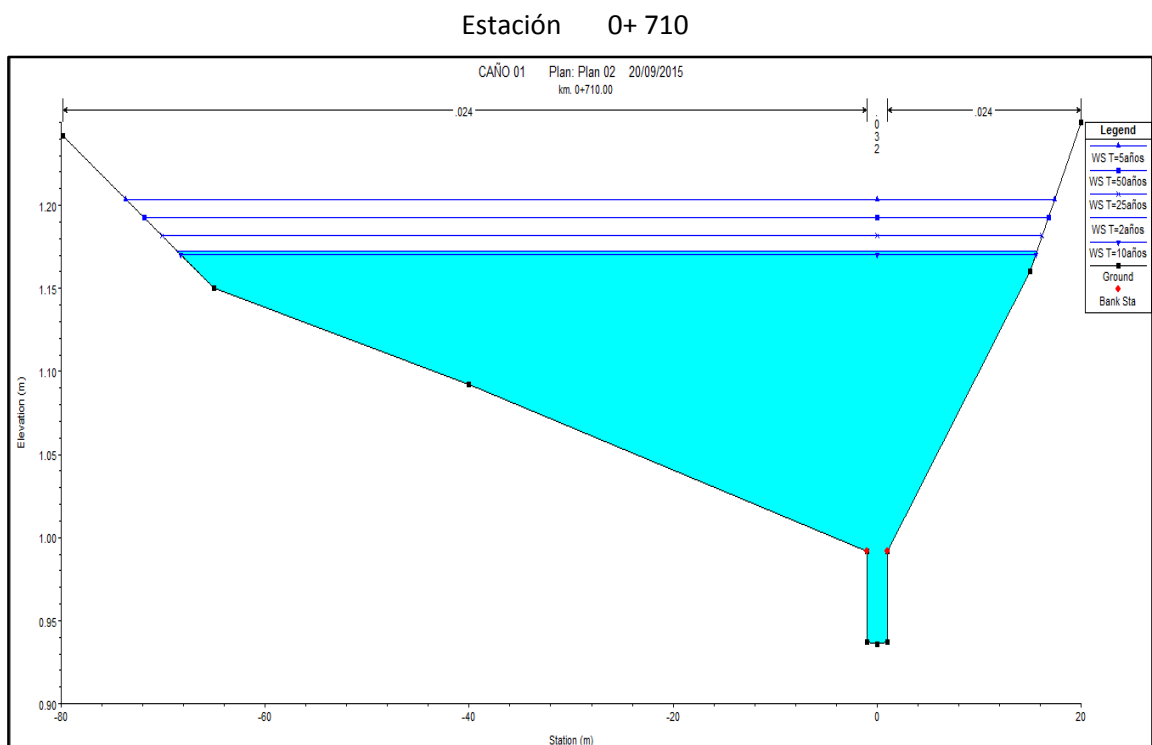
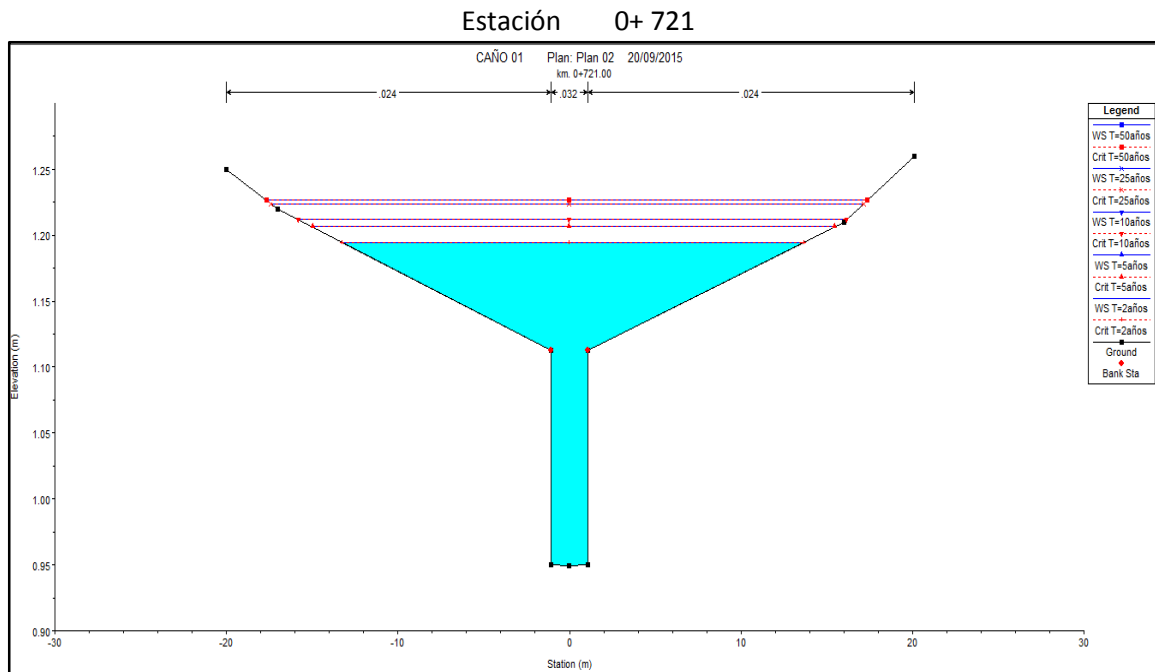
5.3. SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE LOS CAÑOS NATURALES (DISTRITO DE YARINACOCHA)

5.3.1. DETERMINACIÓN DE SECCIONES PARA DIFERENTES TIEMPOS DE RETORNO 2, 5, 10,25 Y 50 AÑOS

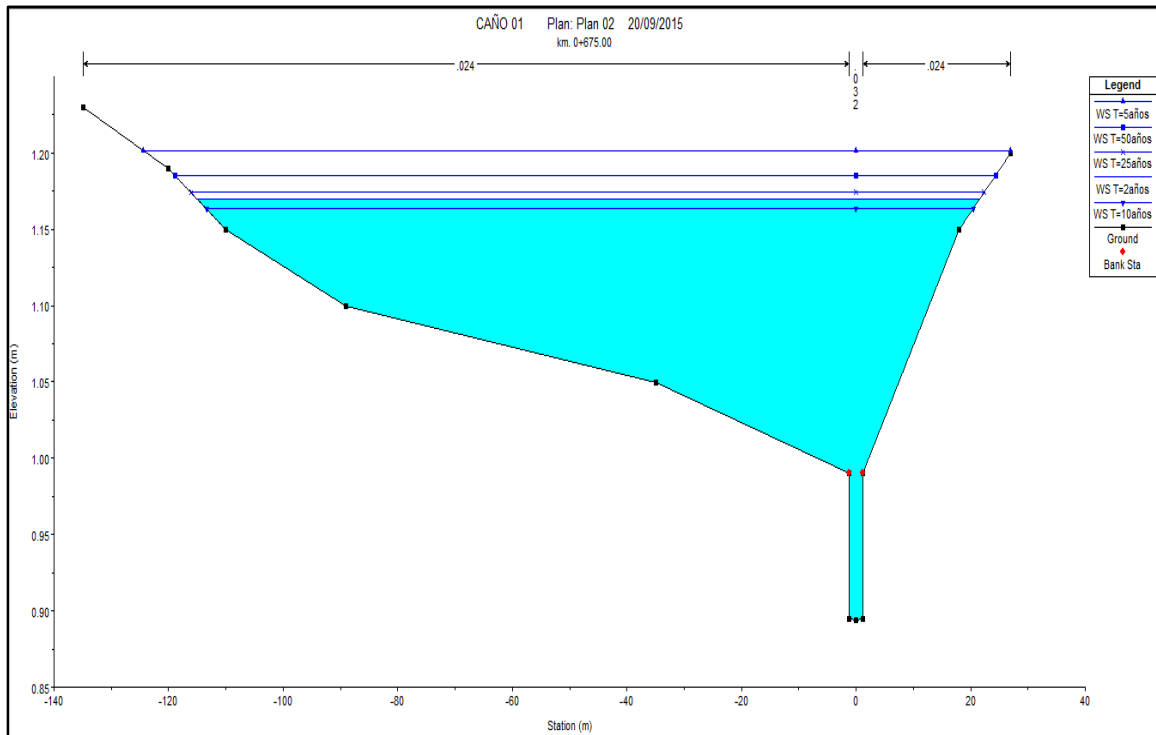
A continuación determinaremos las secciones transversales con sus respectivos niveles de inundación, que le generan los diferentes caudales de diseño en los diferentes periodos de retorno, para las diferentes progresivas de los dos caños naturales en estudio.

A continuación mostramos los niveles de inundación de las secciones transversales, del caño 01, para los caudales de diseño que le generan los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 50 años respectivamente.

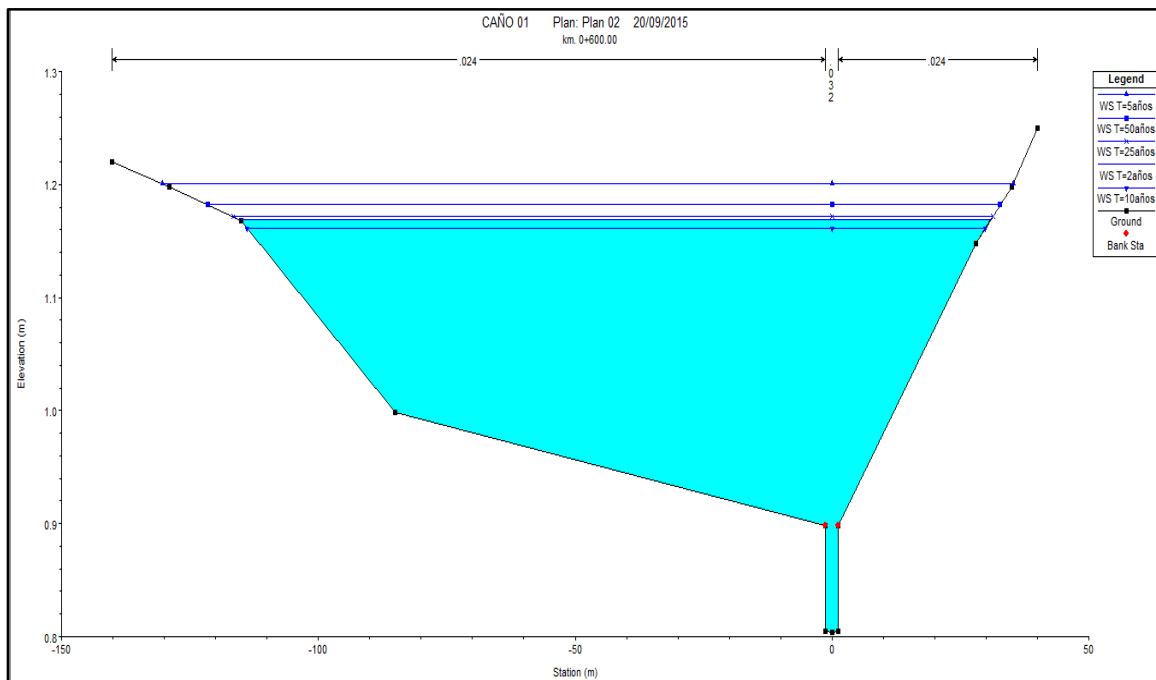
Figura N° 26: Secciones Transversales mostrando niveles de inundación para diferentes estaciones y periodos de retornos (2, 5, 10, 25 y 50 años).



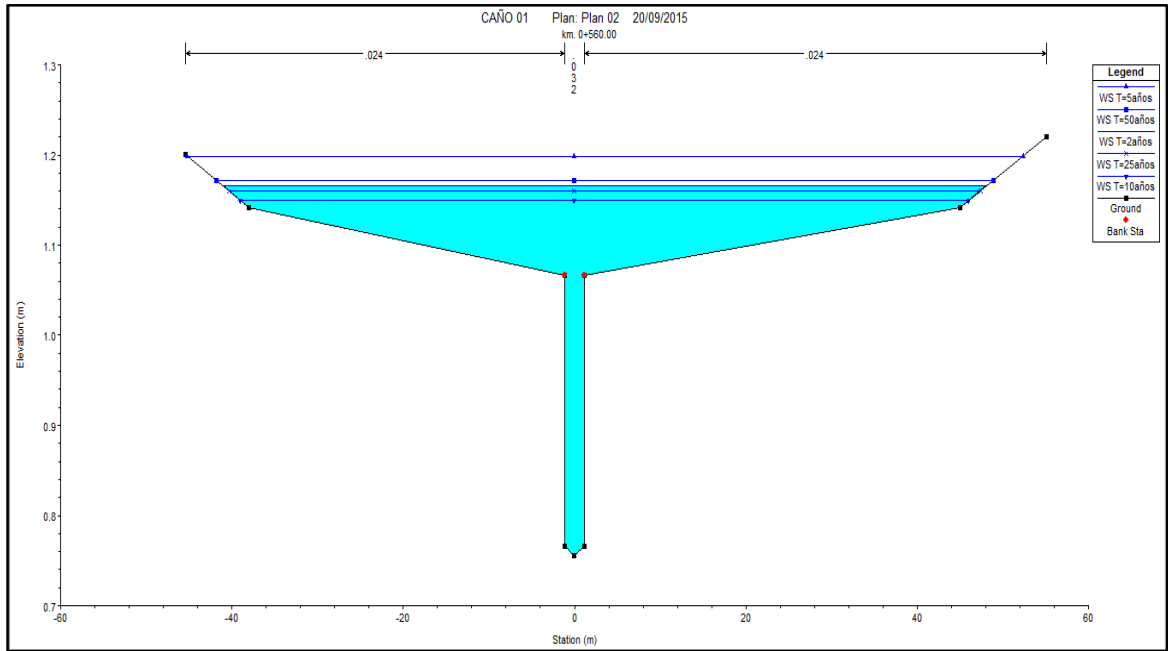
Estación 0+ 675



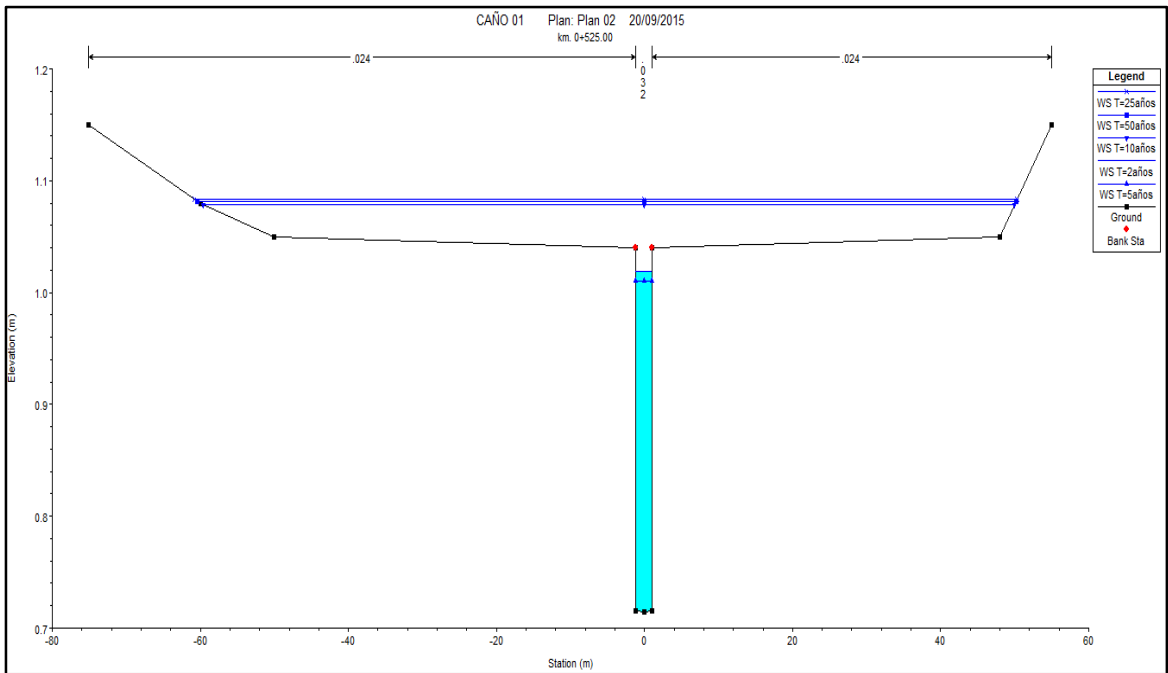
Estación 0+ 600



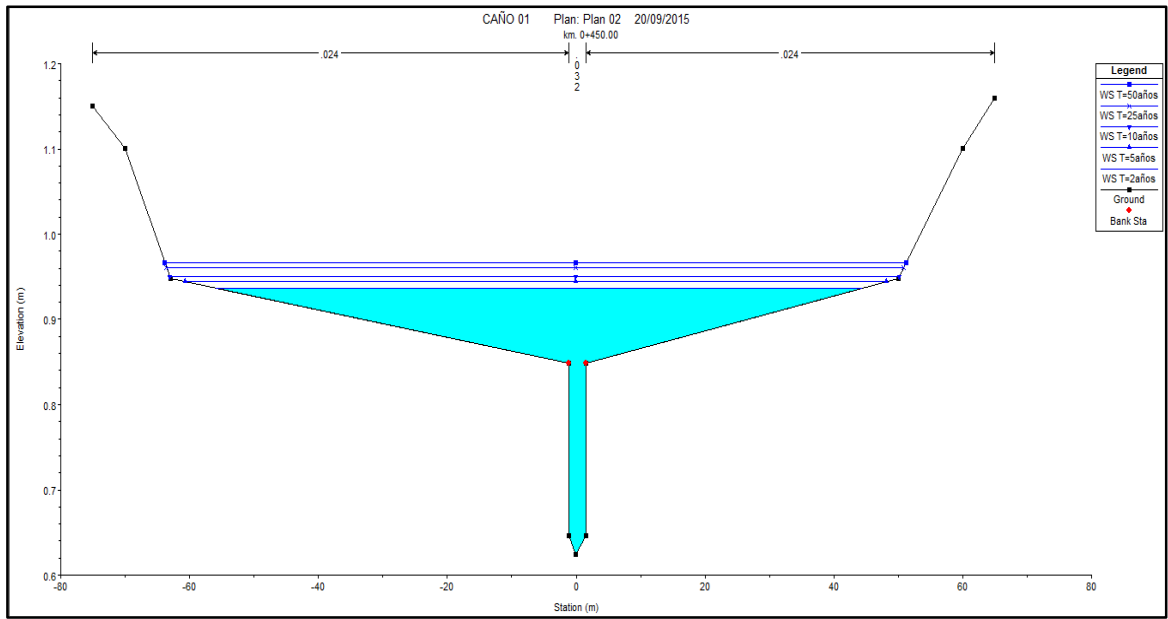
Estación 0+ 560



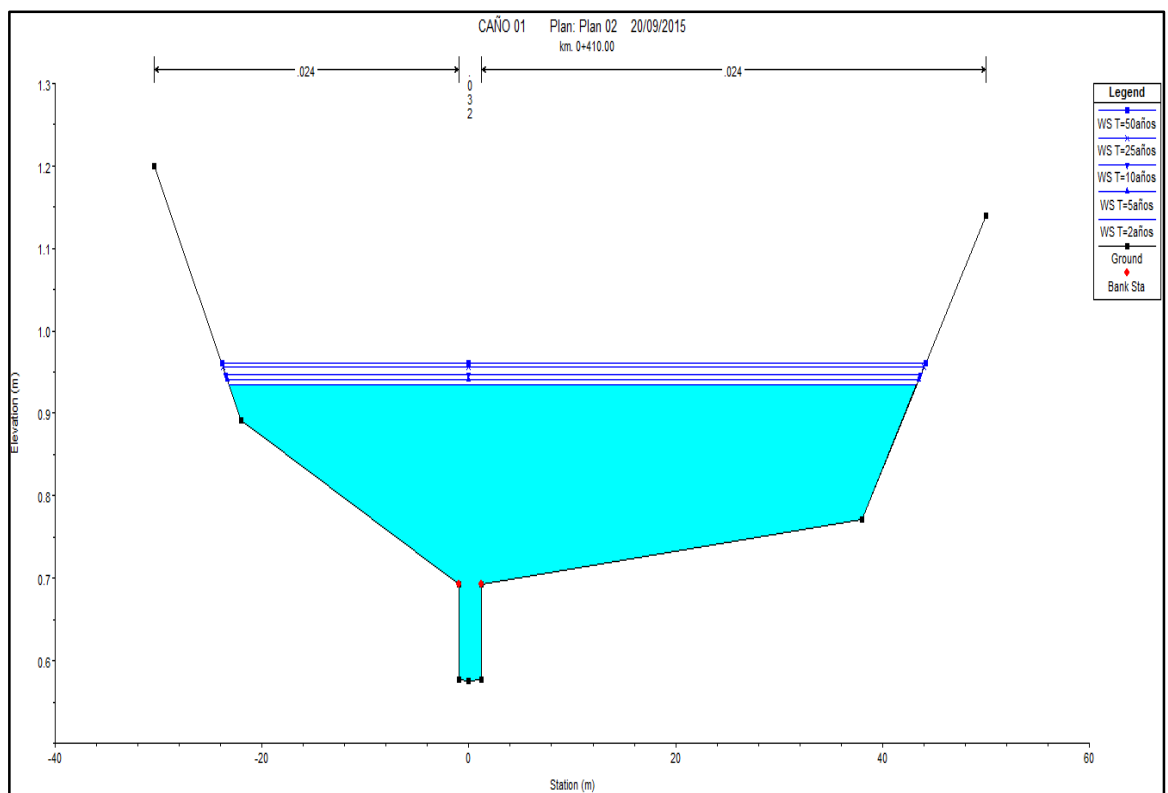
Estación 0+ 525



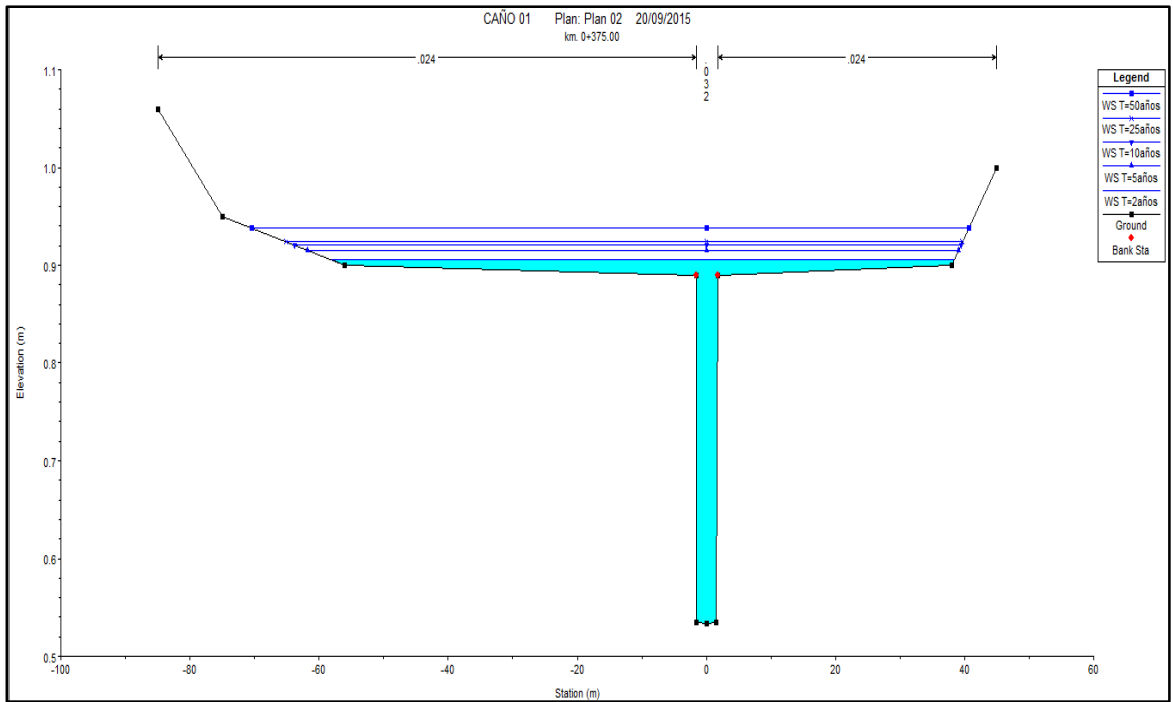
Estación 0+ 450



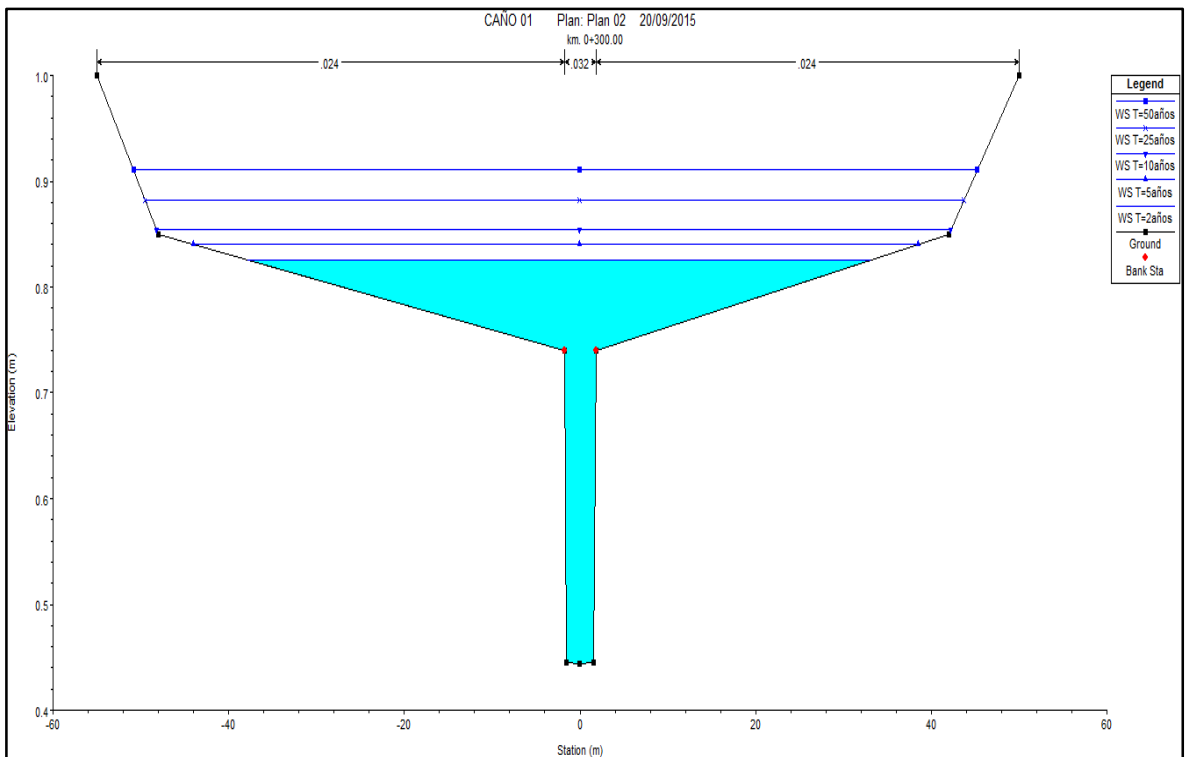
Estación 0+ 410



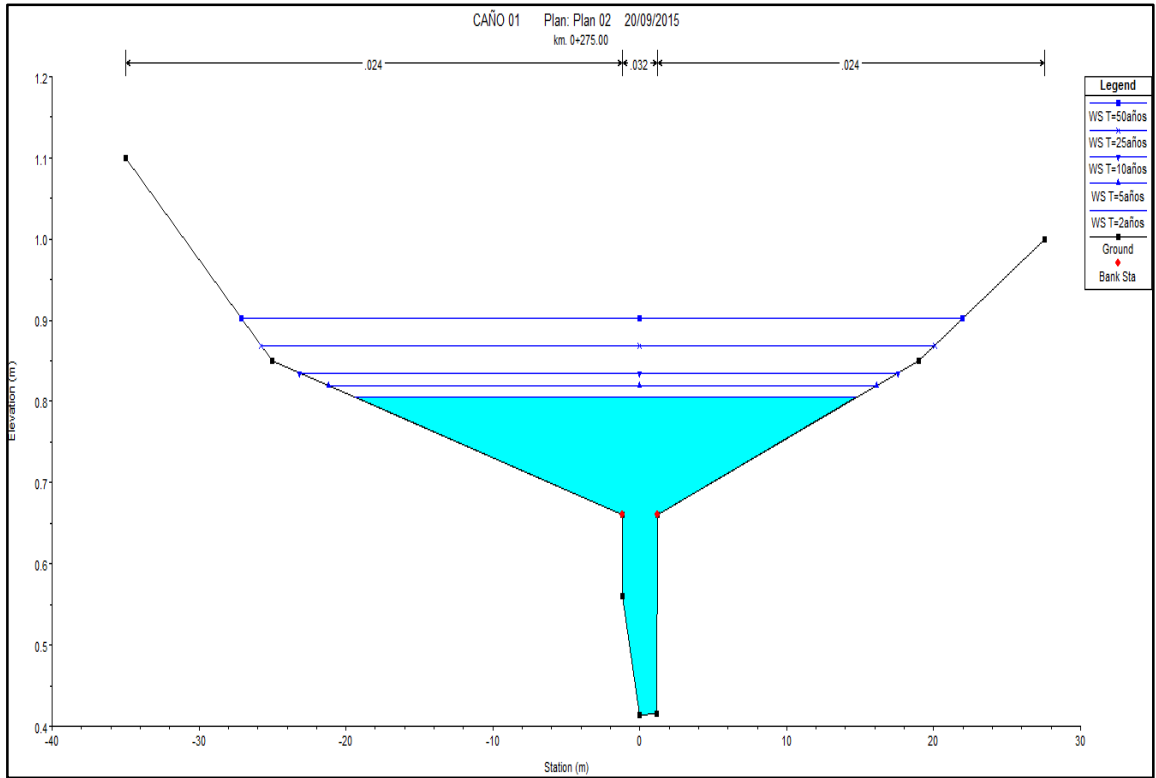
Estación 0+ 375



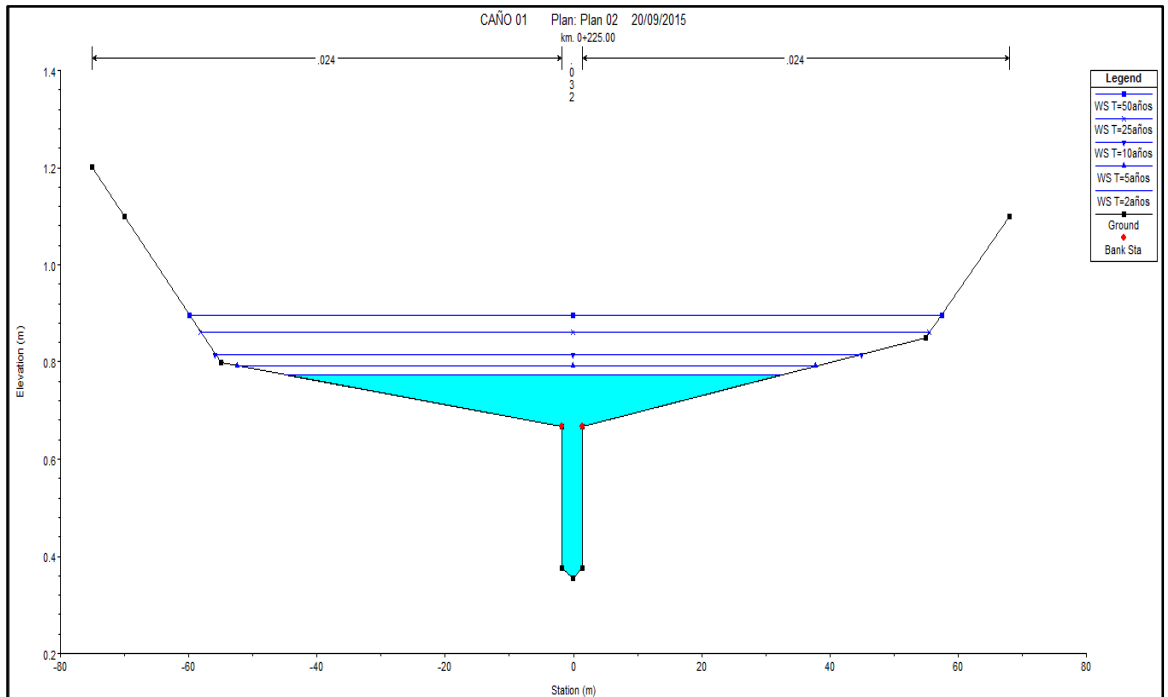
Estación 0+ 300



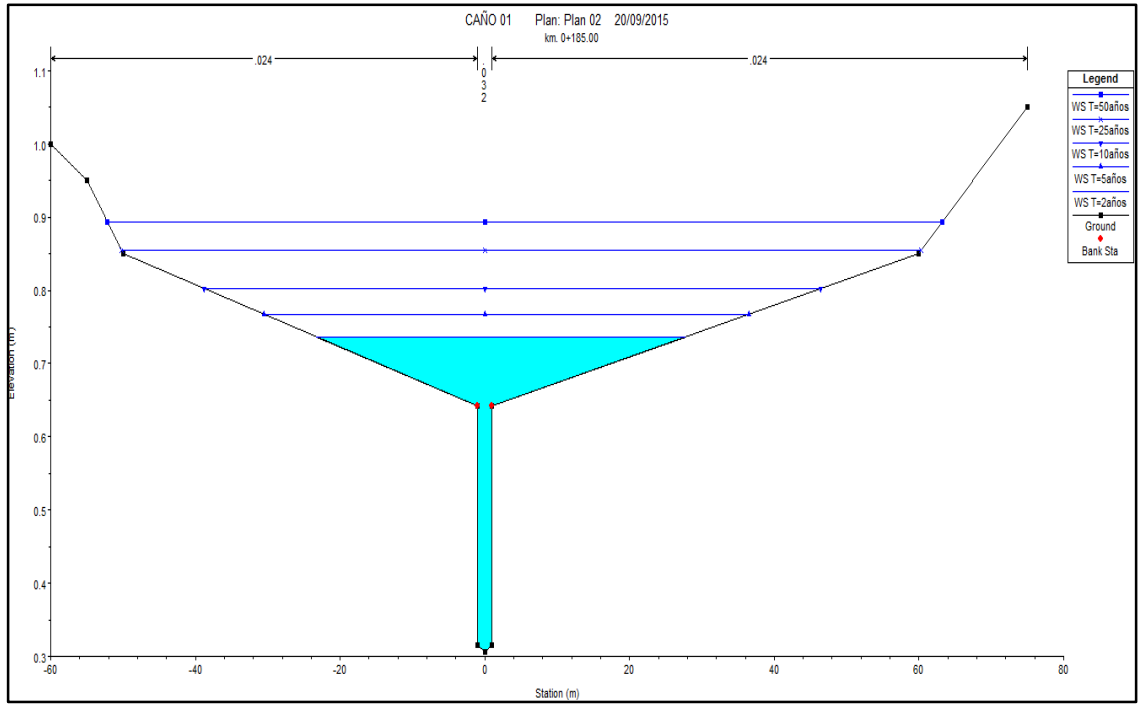
Estación 0+ 275



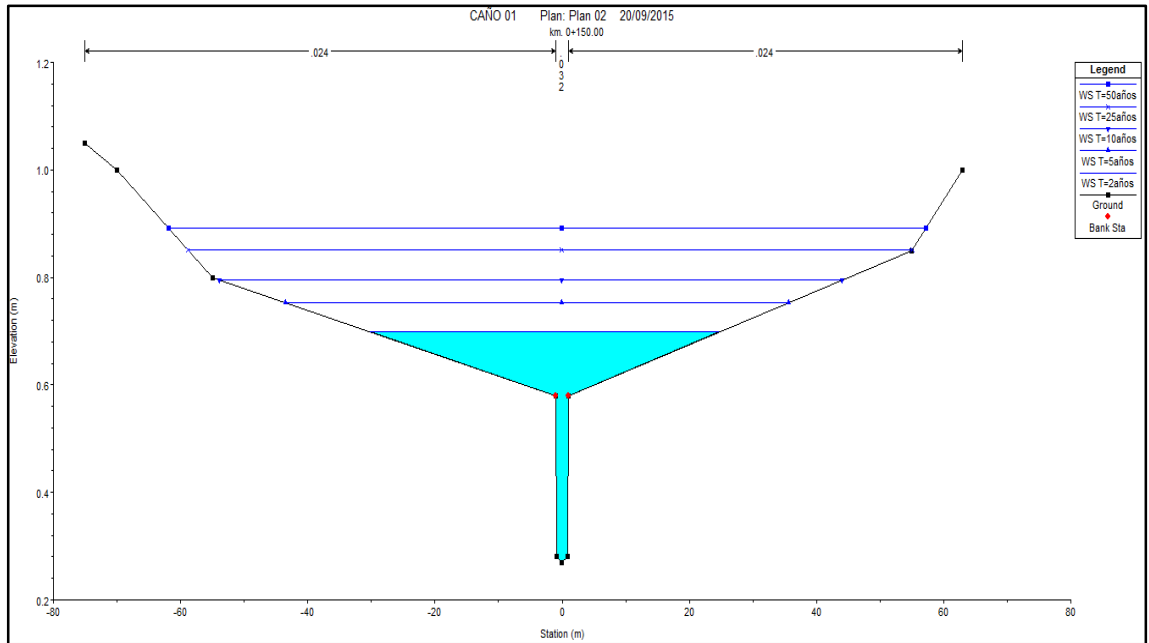
Estación 0+ 225



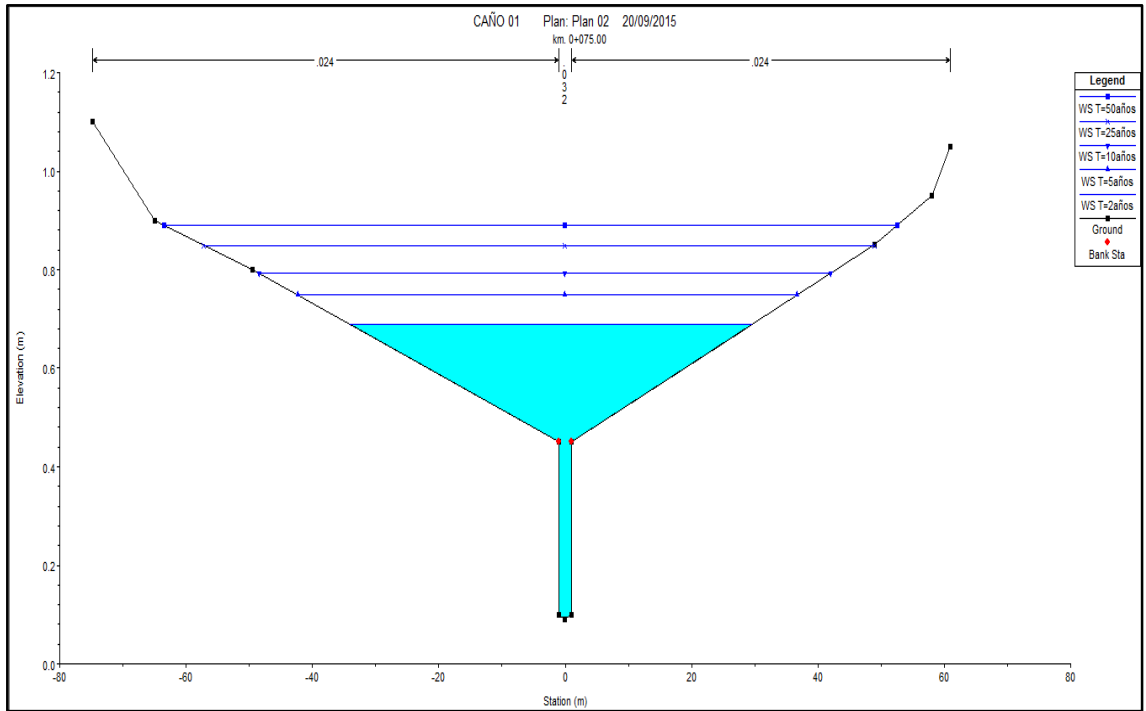
Estación 0+ 185



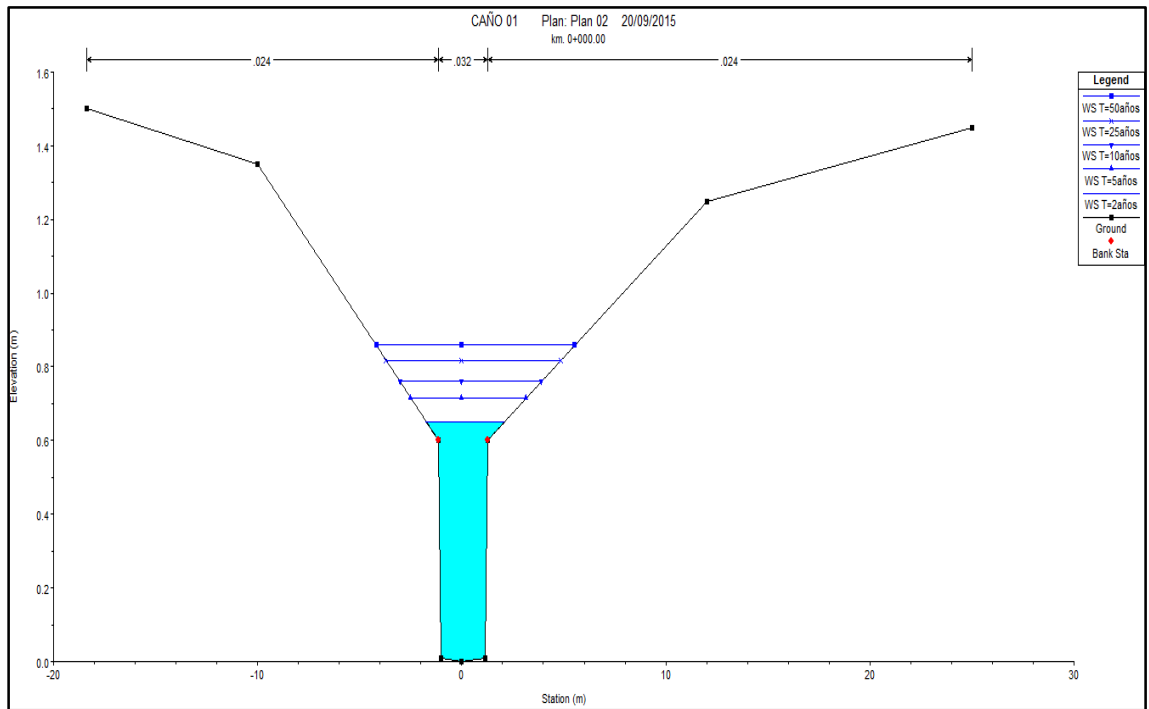
Estación 0+ 150



Estación 0+ 075



Estación 0+ 000

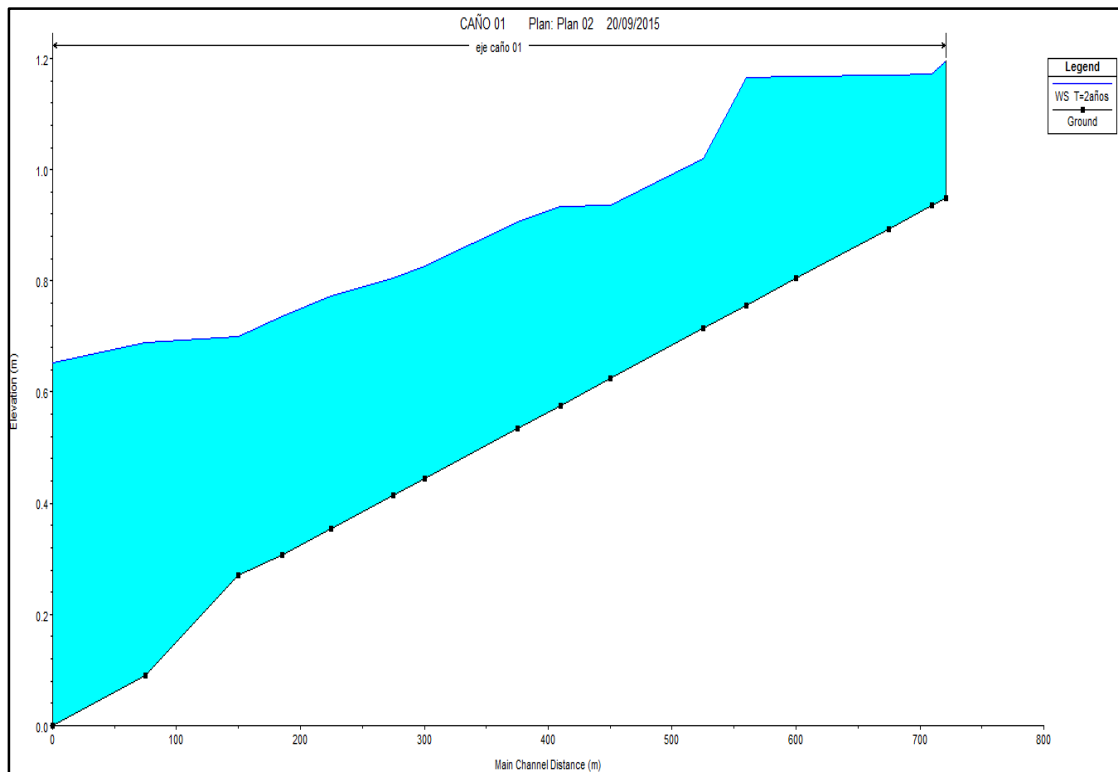


Cuadro N° 30 Resultados para Caudal de 0.93 m3/seg para Tiempo de Retorno de 2 años

Sección	Caudal (m3/s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m2)	Perímetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
0+721	0.93	149.95	150.19	0.007372	1.53	26.87	0.06	0.96	0.62
0+710	0.93	149.94	150.17	0.000163	8.25	84.35	0.10	0.15	0.10
0+675	0.93	149.89	150.17	0.000059	13.54	136.47	0.10	0.10	0.06
0+600	0.93	149.8	150.17	0.000007	25.92	146.23	0.18	0.04	0.02
0+560	0.93	149.76	150.17	0.000421	5.97	89.02	0.07	0.30	0.15
0+525	0.93	149.71	150.02	0.013104	0.67	2.23	0.30	1.38	0.80
0+450	0.93	149.62	149.94	0.000793	5.14	100.49	0.05	0.36	0.21
0+410	0.93	149.58	149.93	0.000037	11.69	66.46	0.18	0.09	0.05
0+375	0.93	149.53	149.91	0.002490	2.11	96.31	0.02	0.71	0.38
0+300	0.93	149.44	149.83	0.000756	4.16	70.90	0.06	0.41	0.22
0+275	0.93	149.41	149.8	0.001050	3.14	34.10	0.09	0.47	0.25
0+225	0.93	149.35	149.77	0.000471	5.21	77.43	0.07	0.33	0.17
0+185	0.93	149.31	149.74	0.001385	3.17	51.16	0.06	0.55	0.27
0+150	0.93	149.27	149.7	0.000863	3.94	54.87	0.07	0.44	0.22
0+075	0.93	149.09	149.69	0.000095	8.53	63.61	0.13	0.18	0.07
0+000	0.93	149.00	149.65	0.001201	1.51	3.86	0.39	0.63	0.25

Resultado Hec - Ras

Figura N°27: Elevación Vs Caudal
Para tiempo de retorno 2 años



Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 2 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

Cuadro N° 31: Desniveles con respecto al borde alto del terreno $tr = 2$ años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
0+721	150.11	150.19	8.00
0+710	149.99	150.17	18.00
0+675	149.96	150.17	21.00
0+600	149.89	150.17	28.00
0+560	150.07	150.17	10.00
0+525	150.04	150.02	-2.00
0+450	149.85	149.94	9.00
0+410	149.69	149.93	24.00
0+375	149.89	149.91	2.00
0+300	149.74	149.83	9.00
0+275	149.66	149.8	14.00
0+225	149.67	149.77	10.00
0+185	149.64	149.74	10.00
0+150	149.58	149.7	12.00
0+075	149.45	149.69	24.00
0+000	149.6	149.65	5.00

Fuente: Elaboración propia

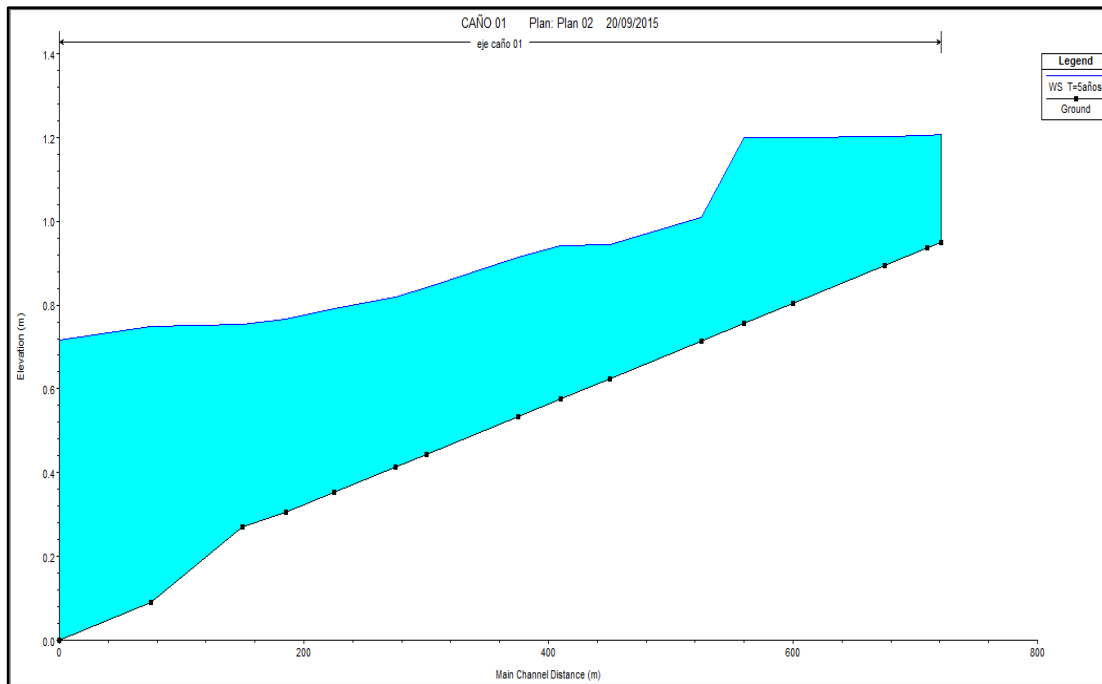
Cuadro N° 32: Resultados para Caudal de 1.13 m³/seg para Tiempo de Retorno de 5 años

Sección	Caudal (m ³ /s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m ²)	Perimetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
0+721	1.13	149.95	150.21	0.007065	1.87	30.42	0.06	0.97	0.61
0+710	1.13	149.94	150.2	0.000104	10.96	91.06	0.12	0.13	0.08
0+675	1.13	149.89	150.2	0.000038	18.14	151.41	0.12	0.08	0.05
0+600	1.13	149.8	150.2	0.000007	30.94	165.77	0.19	0.04	0.02
0+560	1.13	149.76	150.2	0.000196	9.09	97.63	0.09	0.22	0.11
0+525	1.13	149.71	150.01	0.021091	0.65	2.23	0.29	1.73	1.02
0+450	1.13	149.62	149.94	0.00084	5.93	108.84	0.05	0.38	0.22
0+410	1.13	149.58	149.94	0.000049	12.13	66.86	0.18	0.11	0.06
0+375	1.13	149.53	149.92	0.002375	3.07	100.74	0.03	0.71	0.38
0+300	1.13	149.44	149.84	0.000692	5.29	82.53	0.06	0.41	0.21
0+275	1.13	149.41	149.82	0.001078	3.66	37.3	0.10	0.48	0.26
0+225	1.13	149.35	149.79	0.000402	6.72	90.13	0.07	0.32	0.16
0+185	1.13	149.31	149.77	0.000775	4.97	67.01	0.07	0.43	0.2
0+150	1.13	149.27	149.75	0.000269	7.58	79.1	0.10	0.26	0.12
0+075	1.13	149.09	149.75	0.00005	12.79	79.04	0.16	0.14	0.05
0+000	1.13	149.00	149.72	0.001202	1.82	5.66	0.32	0.67	0.26

Resultado Hec - Ras

Figura N°28: Elevación Vs Caudal

Para tiempo de retorno 5 años



Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 5 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

Cuadro N° 33: Desniveles con respecto al borde alto del terreno tr =5 años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
0+721	150.11	150.21	10.00
0+710	149.99	150.2	21.00
0+675	149.99	150.2	21.00
0+600	149.89	150.2	31.00
0+560	150.07	150.2	13.00
0+525	150.04	150.01	-3.00
0+450	149.85	149.94	9.00
0+410	149.69	149.94	25.00
0+375	149.89	149.92	3.00
0+300	149.74	149.84	10.00
0+275	149.66	149.82	16.00
0+225	149.67	149.79	12.00
0+185	149.64	149.77	13.00
0+150	149.58	149.75	17.00
0+075	149.45	149.75	30.00
0+000	149.6	149.72	12.00

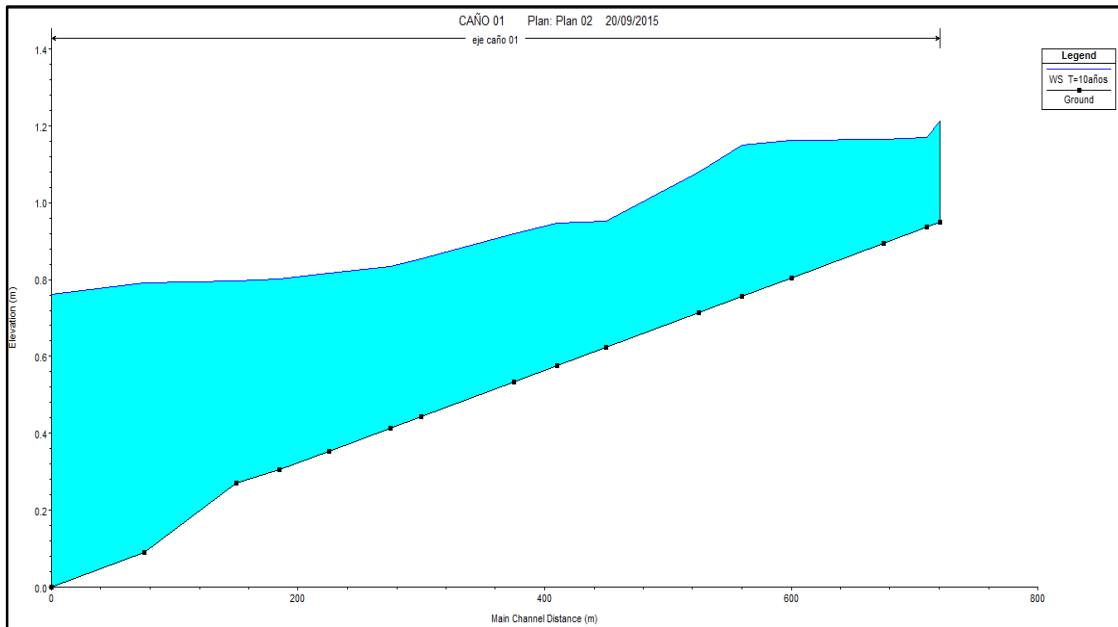
Resultado Hec Ras

Cuadro N° 34: Resultados para Caudal de 1.31 m³/seg para Tiempo de Retorno de 10 años

Sección	Caudal (m ³ /s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m ²)	Perimetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
0+721	1.13	149.95	150.21	0.007065	1.87	30.42	0.06	0.97	0.61
0+710	1.13	149.94	150.2	0.000104	10.96	91.06	0.12	0.13	0.08
0+675	1.13	149.89	150.2	0.000038	18.14	151.41	0.12	0.08	0.05
0+600	1.13	149.8	150.2	0.000007	30.94	165.77	0.19	0.04	0.02
0+560	1.13	149.76	150.2	0.000196	9.09	97.63	0.09	0.22	0.11
0+525	1.13	149.71	150.01	0.021091	0.65	2.23	0.29	1.73	1.02
0+450	1.13	149.62	149.94	0.00084	5.93	108.84	0.05	0.38	0.22
0+410	1.13	149.58	149.94	0.000049	12.13	66.86	0.18	0.11	0.06
0+375	1.13	149.53	149.92	0.002375	3.07	100.74	0.03	0.71	0.38
0+300	1.13	149.44	149.84	0.000692	5.29	82.53	0.06	0.41	0.21
0+275	1.13	149.41	149.82	0.001078	3.66	37.3	0.10	0.48	0.26
0+225	1.13	149.35	149.79	0.000402	6.72	90.13	0.07	0.32	0.16
0+185	1.13	149.31	149.77	0.000775	4.97	67.01	0.07	0.43	0.2
0+150	1.13	149.27	149.75	0.000269	7.58	79.1	0.10	0.26	0.12
0+075	1.13	149.09	149.75	0.00005	12.79	79.04	0.16	0.14	0.05
0+000	1.13	149.00	149.72	0.001202	1.82	5.66	0.32	0.67	0.26

Resultado Hec Ras

Figura N°29: Elevación Vs Caudal
Para tiempo de retorno 10 años



Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 10 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

Cuadro N° 35: Desniveles con respecto al borde alto del terreno $t_r = 10$ años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
0+721	150.11	150.21	10.00
0+710	149.99	150.17	18.00
0+675	149.99	150.16	17.00
0+600	149.89	150.16	27.00
0+560	150.07	150.15	8.00
0+525	150.04	150.08	4.00
0+450	149.85	149.95	10.00
0+410	149.69	149.95	26.00
0+375	149.89	149.92	3.00
0+300	149.74	149.85	11.00
0+275	149.66	149.83	17.00
0+225	149.67	149.82	15.00
0+185	149.64	149.8	16.00
0+150	149.58	149.8	22.00
0+075	149.45	149.79	34.00
0+000	149.6	149.76	16.00

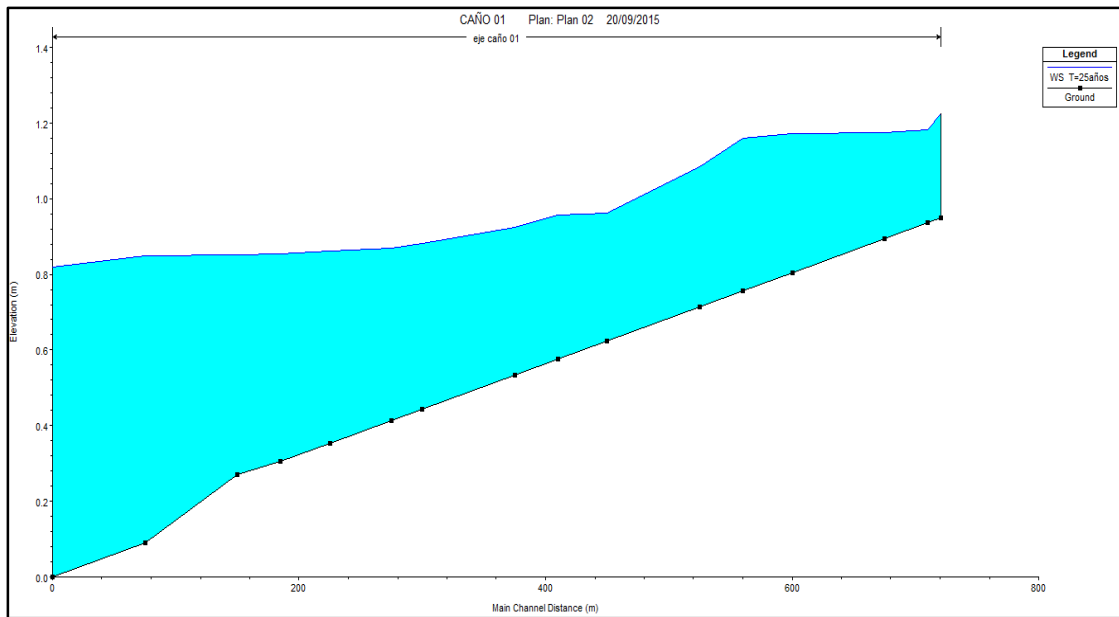
Resultado Hec Ras

Cuadro N° 36: Resultados para Caudal de 1.60 m³/seg para Tiempo de Retorno de 25 años

Sección	Caudal (m ³ /s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m ²)	Perimetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
0+721	1.60	149.95	150.22	0.007497	2.43	34.52	0.07	1.04	0.64
0+710	1.60	149.94	150.18	0.000372	9.02	86.3	0.10	0.23	0.15
0+675	1.60	149.89	150.17	0.000153	14.17	138.47	0.10	0.16	0.1
0+600	1.60	149.8	150.17	0.000021	26.33	147.92	0.18	0.07	0.04
0+560	1.60	149.76	150.16	0.001538	5.51	87.67	0.06	0.58	0.29
0+525	1.60	149.71	150.08	0.003059	4.74	111.13	0.04	0.75	0.4
0+450	1.60	149.62	149.96	0.000781	7.82	114.44	0.07	0.38	0.21
0+410	1.60	149.58	149.96	0.000077	13.1	67.73	0.19	0.14	0.07
0+375	1.60	149.53	149.92	0.003115	3.98	104.72	0.04	0.83	0.43
0+300	1.60	149.44	149.88	0.00035	9.07	93.23	0.10	0.31	0.15
0+275	1.60	149.41	149.87	0.000674	5.77	45.89	0.13	0.42	0.21
0+225	1.60	149.35	149.86	0.000119	13.87	113.63	0.12	0.19	0.09
0+185	1.60	149.31	149.85	0.000153	12.8	110.57	0.12	0.21	0.09
0+150	1.60	149.27	149.85	0.00006	17.27	113.93	0.15	0.14	0.06
0+075	1.60	149.09	149.85	0.000024	22.16	106.07	0.21	0.11	0.04
0+000	1.60	149.00	149.82	0.001201	2.55	8.58	0.30	0.73	0.27

Resultado Hec Ras

Figura N°29: Elevación Vs Caudal
Para tiempo de retorno 25 años



Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 25 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

Cuadro N° 37: Desniveles con respecto al borde alto del terreno $t_r = 25$ años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
0+721	150.11	150.21	10.00
0+710	149.99	150.17	18.00
0+675	149.99	150.16	17.00
0+600	149.89	150.16	27.00
0+560	150.07	150.15	8.00
0+525	150.04	150.08	4.00
0+450	149.85	149.95	10.00
0+410	149.69	149.95	26.00
0+375	149.89	149.92	3.00
0+300	149.74	149.85	11.00
0+275	149.66	149.83	17.00
0+225	149.67	149.82	15.00
0+185	149.64	149.8	16.00
0+150	149.58	149.8	22.00
0+075	149.45	149.79	34.00
0+000	149.6	149.76	16.00

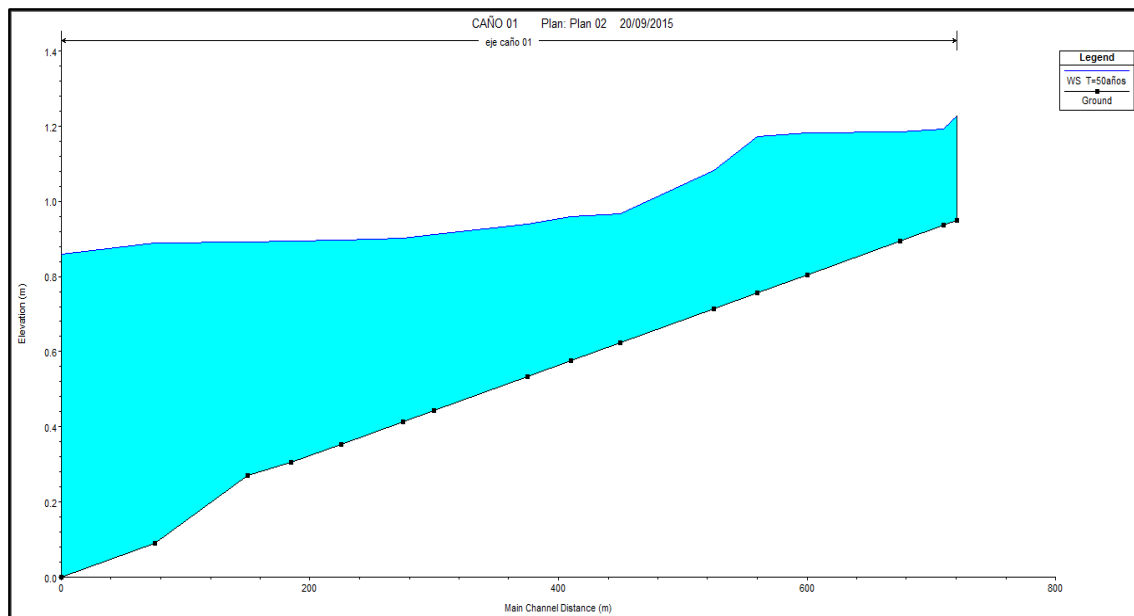
Resultado Hec Ras

Cuadro N° 38: Resultados para Caudal de 1.85 m³/seg para Tiempo de Retorno de 50 años

Sección	Caudal (m ³ /s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m ²)	Perimetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
0+721	1.85	149.95	150.23	0.009079	2.53	35.03	0.07	1.16	0.7
0+710	1.85	149.94	150.19	0.00037	9.96	88.64	0.11	0.24	0.15
0+675	1.85	149.89	150.19	0.000151	15.71	143.17	0.11	0.16	0.1
0+600	1.85	149.8	150.18	0.000025	27.93	154.35	0.18	0.08	0.04
0+560	1.85	149.76	150.17	0.001304	6.54	90.65	0.07	0.54	0.27
0+525	1.85	149.71	150.08	0.004571	4.53	110.59	0.04	0.92	0.48
0+450	1.85	149.62	149.97	0.000813	8.5	115.1	0.07	0.39	0.22
0+410	1.85	149.58	149.96	0.000096	13.42	68.01	0.20	0.15	0.08
0+375	1.85	149.53	149.94	0.002163	5.5	111.05	0.05	0.71	0.36
0+300	1.85	149.44	149.91	0.000219	11.77	96.09	0.12	0.26	0.12
0+275	1.85	149.41	149.9	0.000459	7.32	49.05	0.15	0.36	0.17
0+225	1.85	149.35	149.9	0.000071	18.08	117.34	0.15	0.16	0.07
0+185	1.85	149.31	149.89	0.000083	17.21	115.44	0.15	0.17	0.07
0+150	1.85	149.27	149.89	0.000039	21.95	119.09	0.18	0.12	0.05
0+075	1.85	149.09	149.89	0.00002	26.68	116.07	0.23	0.1	0.04
0+000	1.85	149.00	149.86	0.001201	2.92	9.73	0.30	0.76	0.27

Resultado Hec Ras

Figura N°30: Elevación Vs Caudal
Para tiempo de retorno 50 años



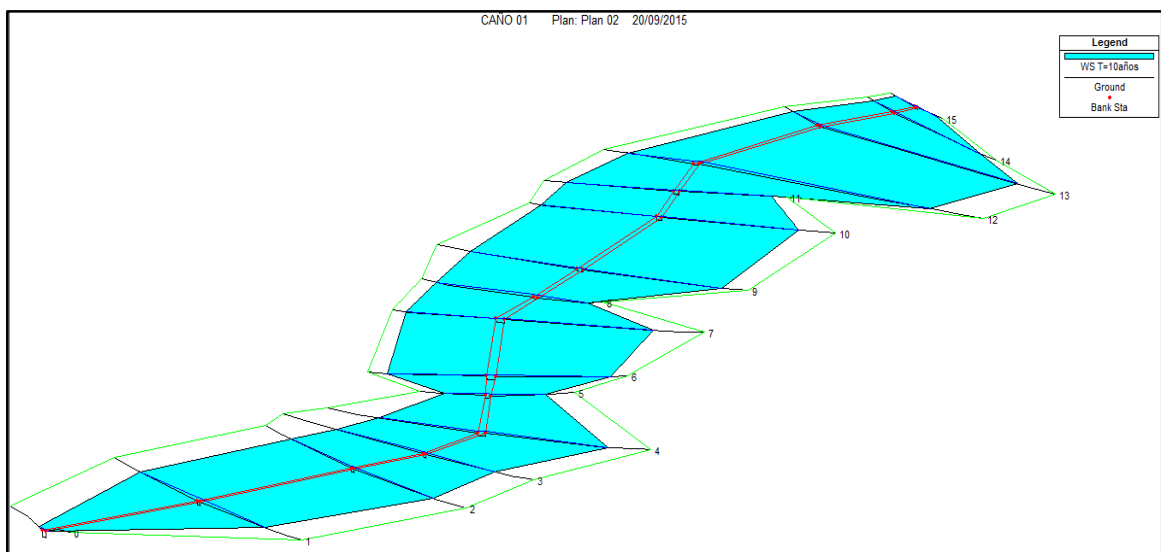
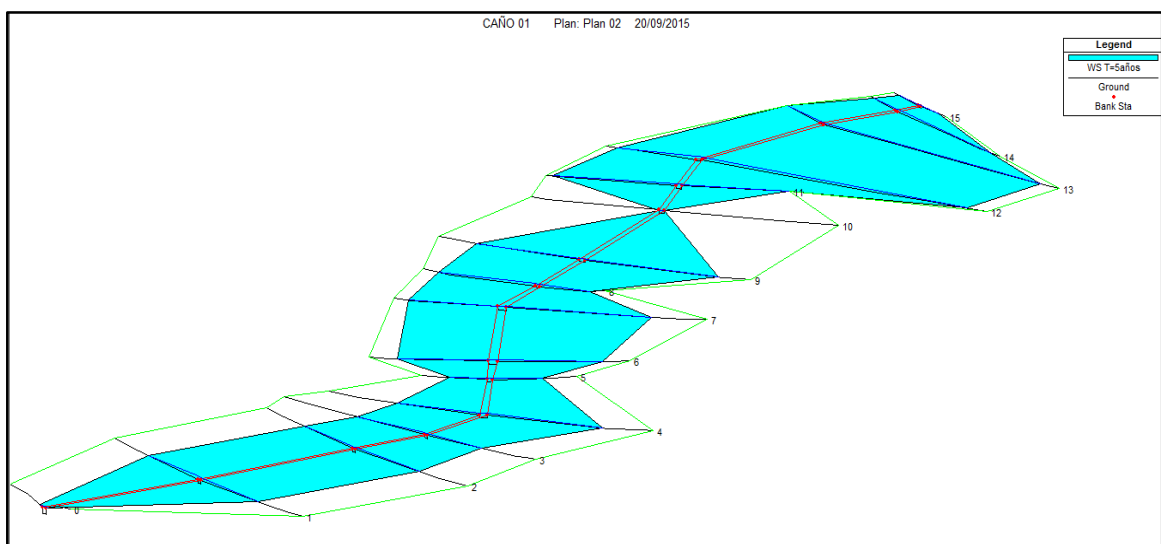
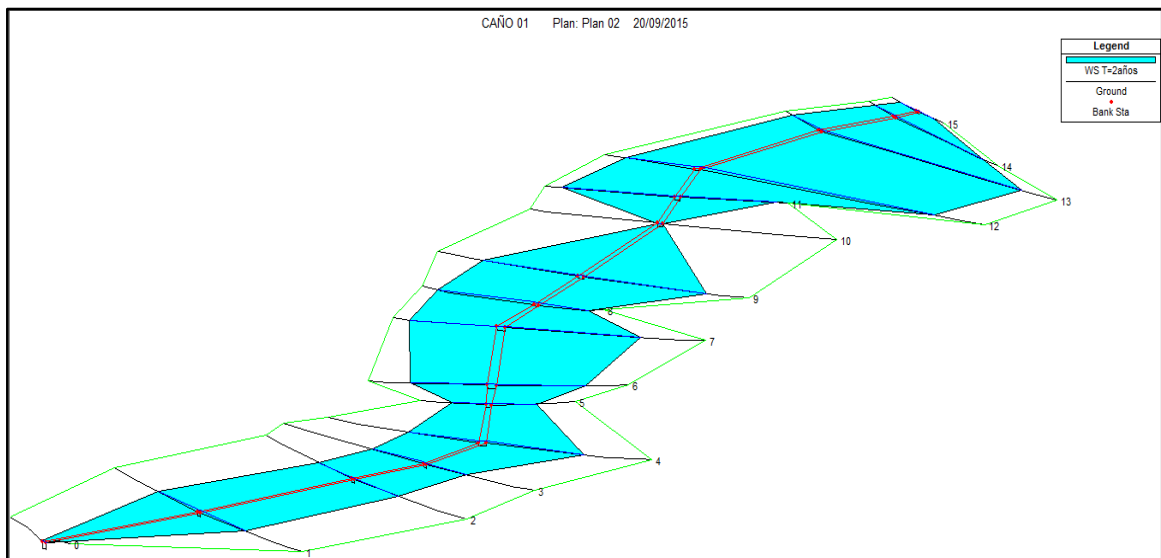
Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 50 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

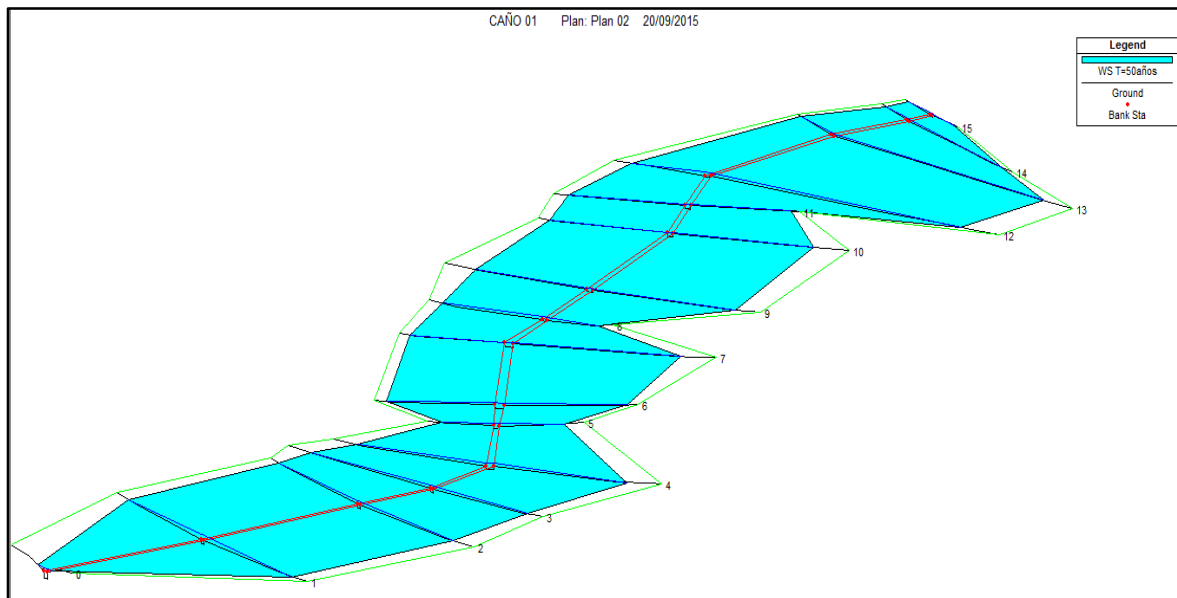
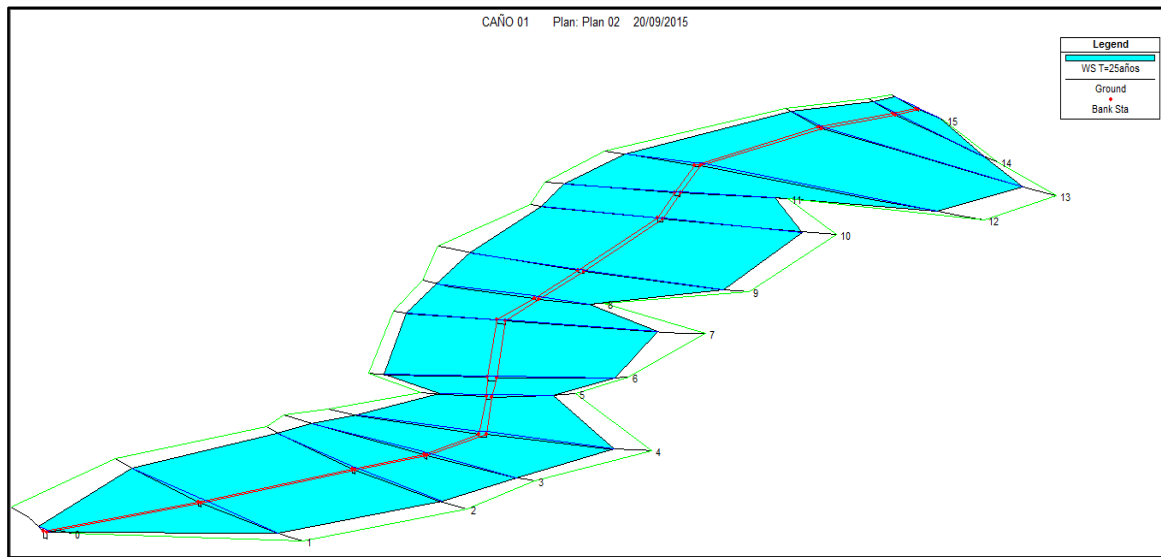
Cuadro N° 39: Desniveles con respecto al borde alto del terreno tr =50 años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
0+721	150.11	150.23	12.00
0+710	149.99	150.19	20.00
0+675	149.99	150.19	20.00
0+600	149.89	150.18	29.00
0+560	150.07	150.17	10.00
0+525	150.04	150.08	4.00
0+450	149.85	149.97	12.00
0+410	149.69	149.96	27.00
0+375	149.89	149.94	5.00
0+300	149.74	149.91	17.00
0+275	149.66	149.9	24.00
0+225	149.67	149.9	23.00
0+185	149.64	149.89	25.00
0+150	149.58	149.89	31.00
0+075	149.45	149.89	44.00
0+000	149.6	149.86	26.00

Resultado Hec Ras

Figura N°31 Vista esquemática de las secciones transversales – caño 01, donde se observa las zonas inundadas para los periodos de retornos de 2, 5, 10, 25 y 50 años.

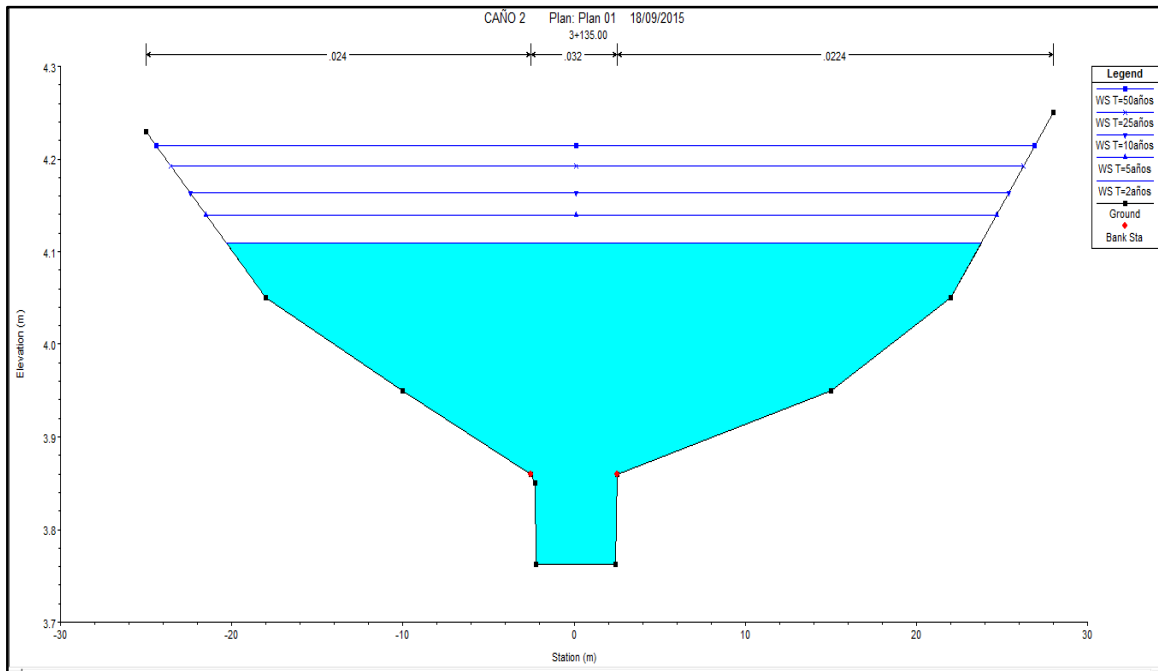




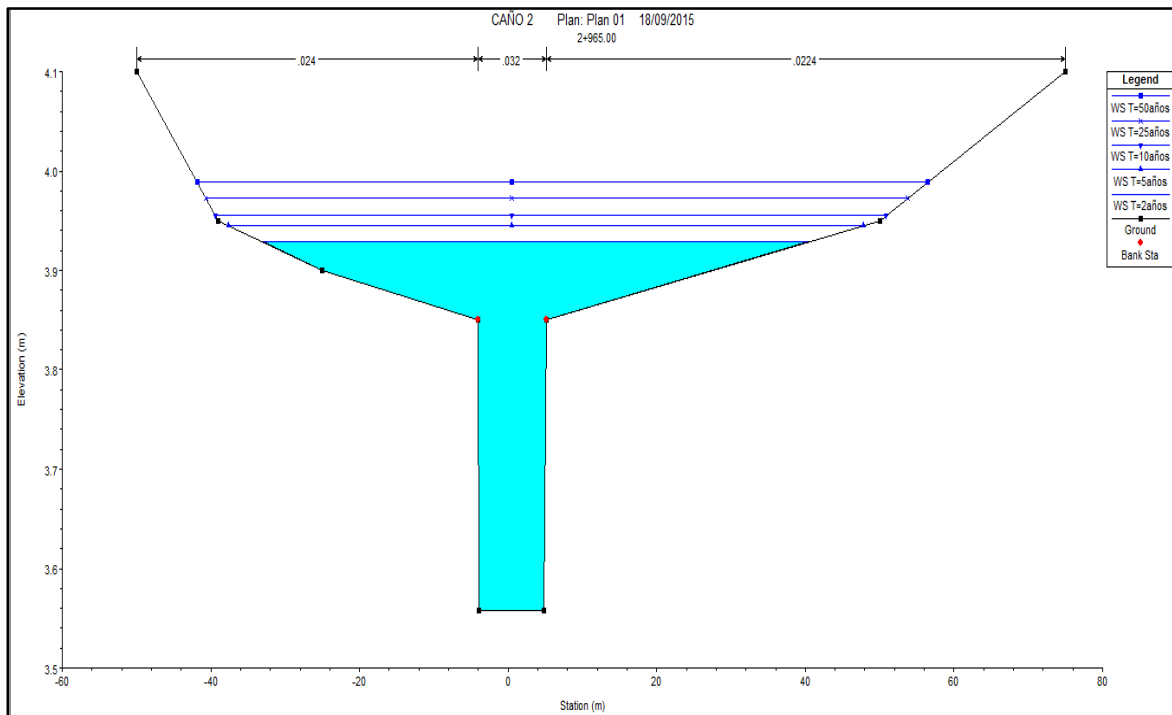
A continuación mostramos los niveles de inundación de las secciones transversales, del caño 02, para los caudales de diseño que le generan los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 50 años respectivamente.

Figura N° 32: Secciones Transversales mostrando niveles de inundación para diferentes estaciones y periodos de retornos (2, 5, 10, 25 y 50 años).

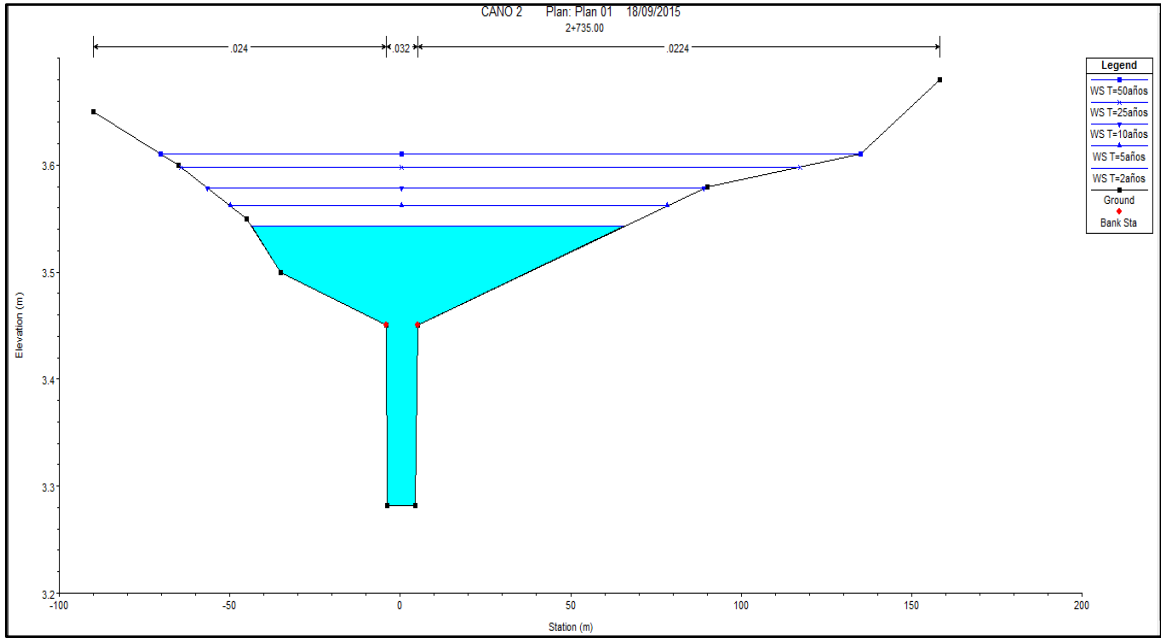
Estación 3+ 135



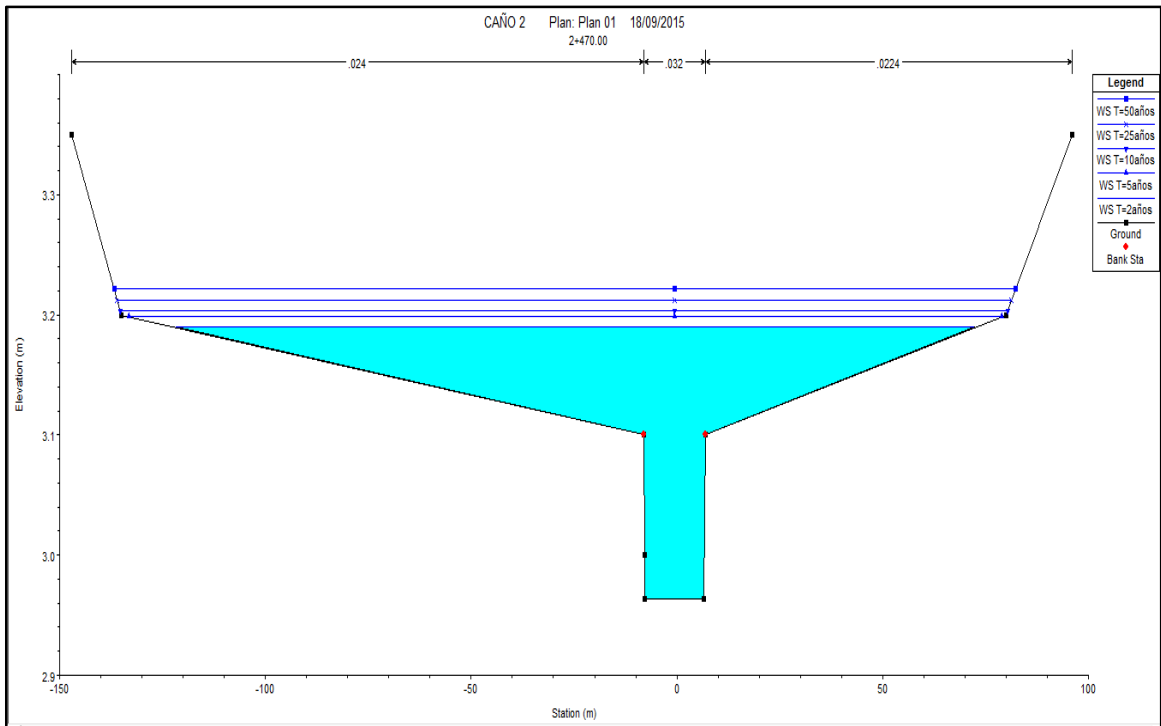
Estación 2+ 965



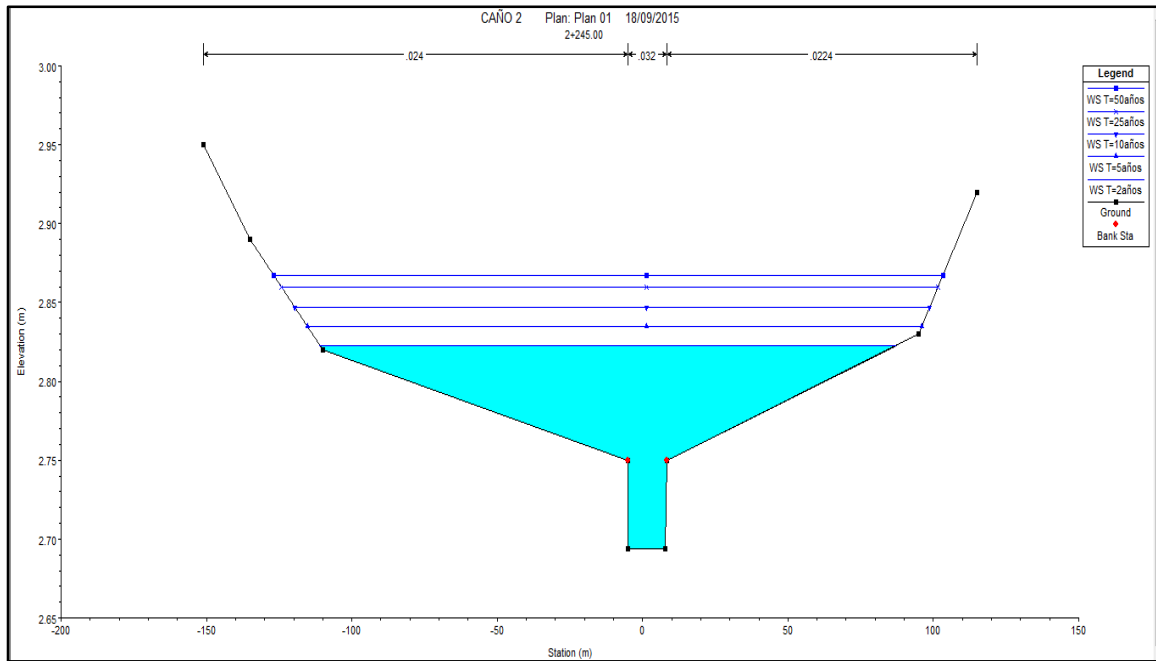
Estación 2+ 735



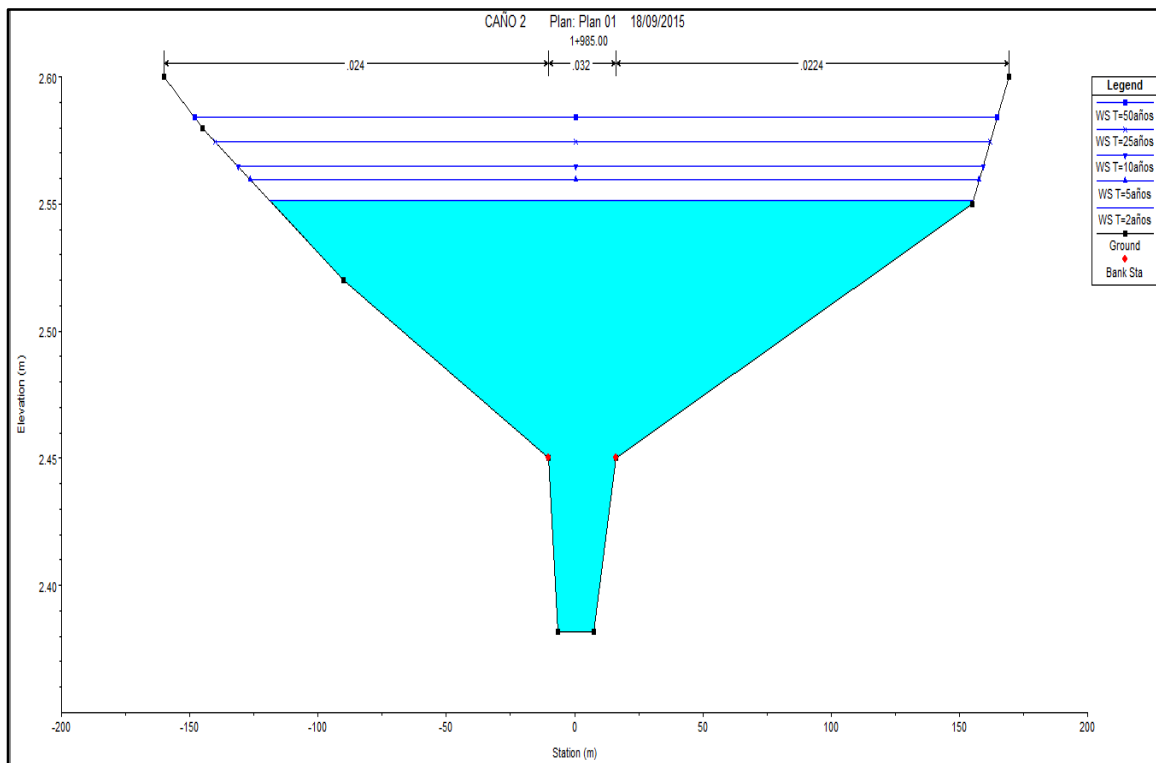
Estación 2+ 470



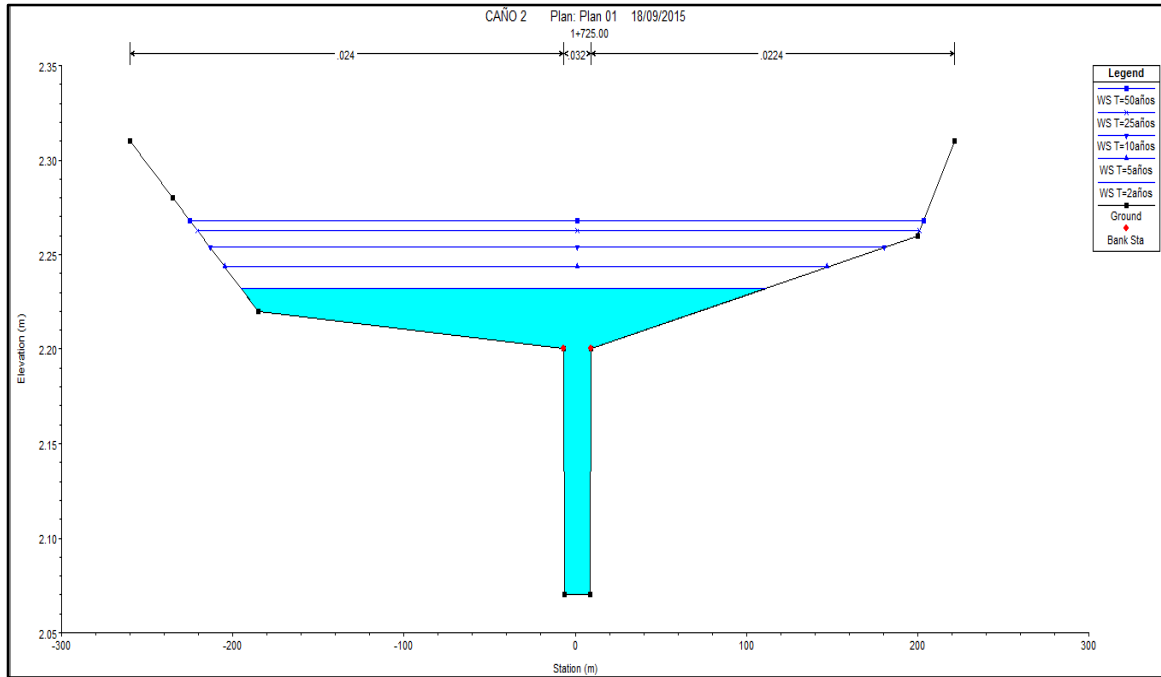
Estación 2+ 245



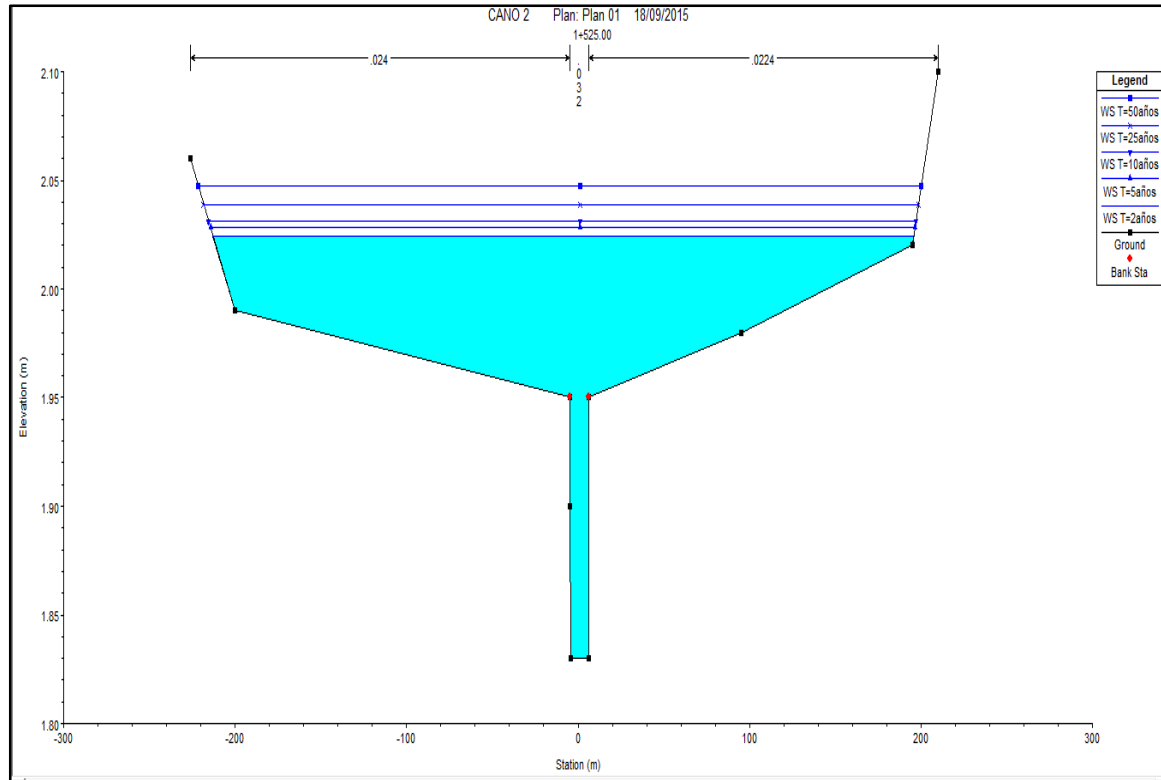
Estación 1+ 985



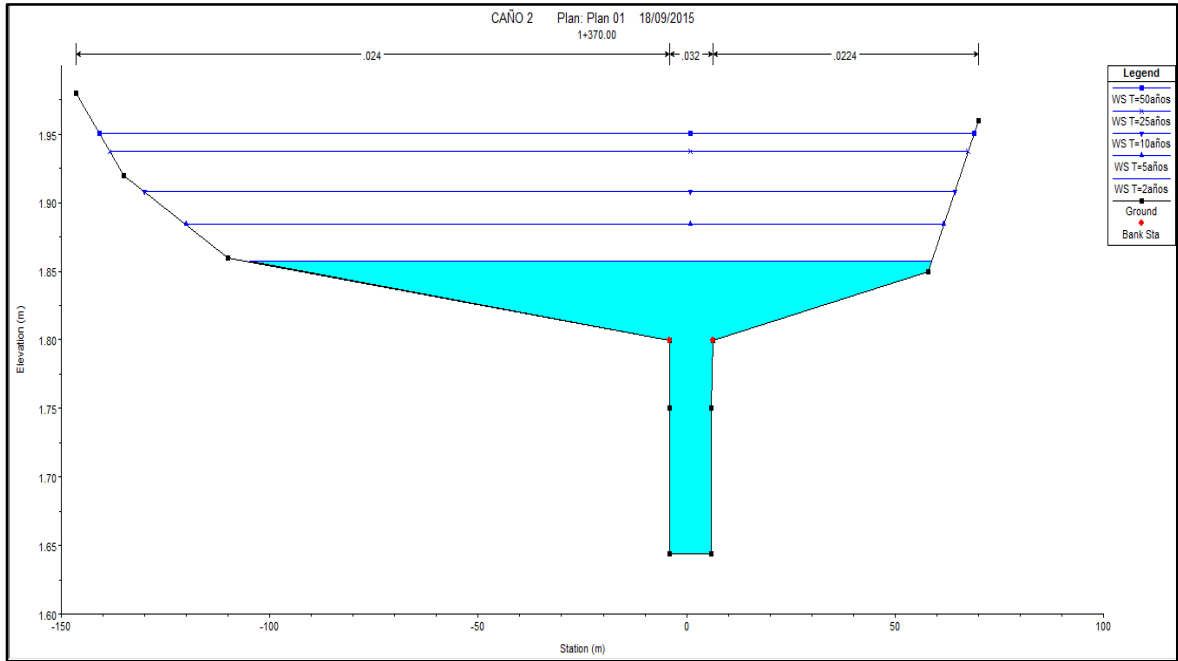
Estación 1+ 725



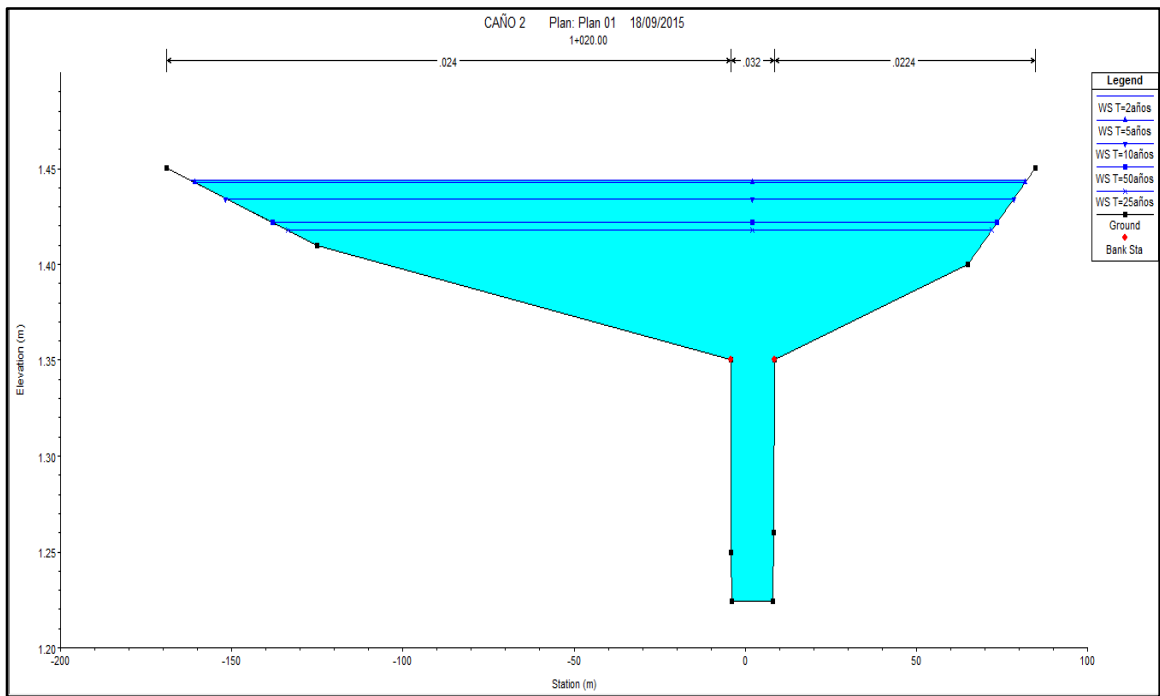
Estación 1+ 525



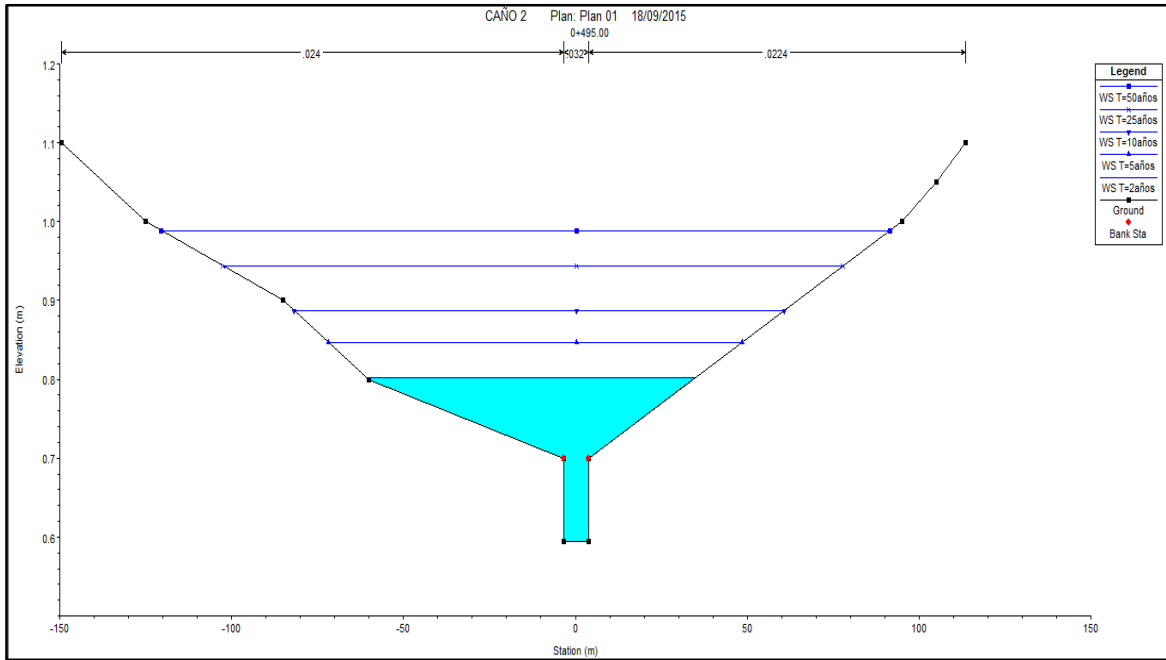
Estación 1+ 370



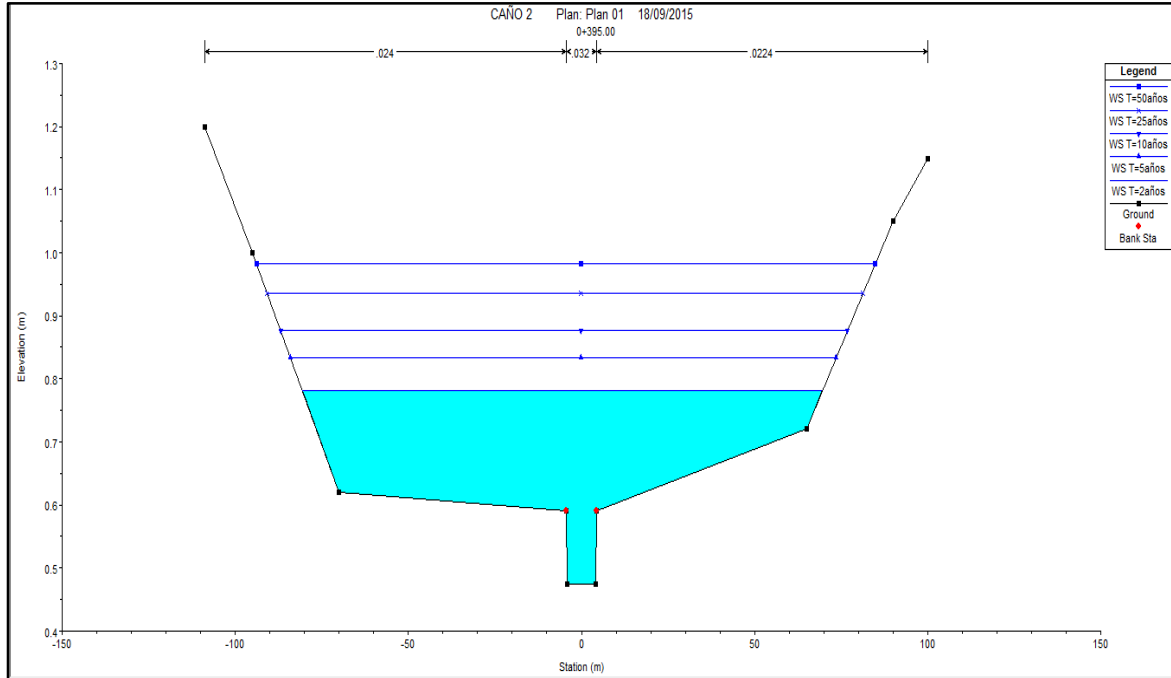
Estación 1+ 020



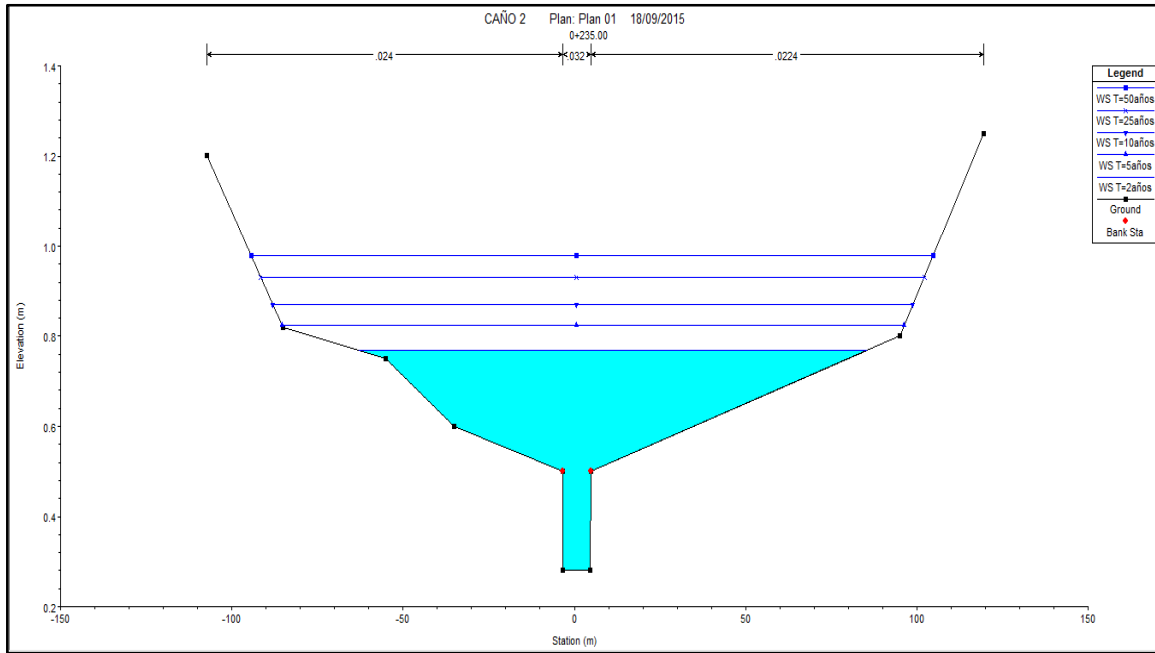
Estación 0+ 495



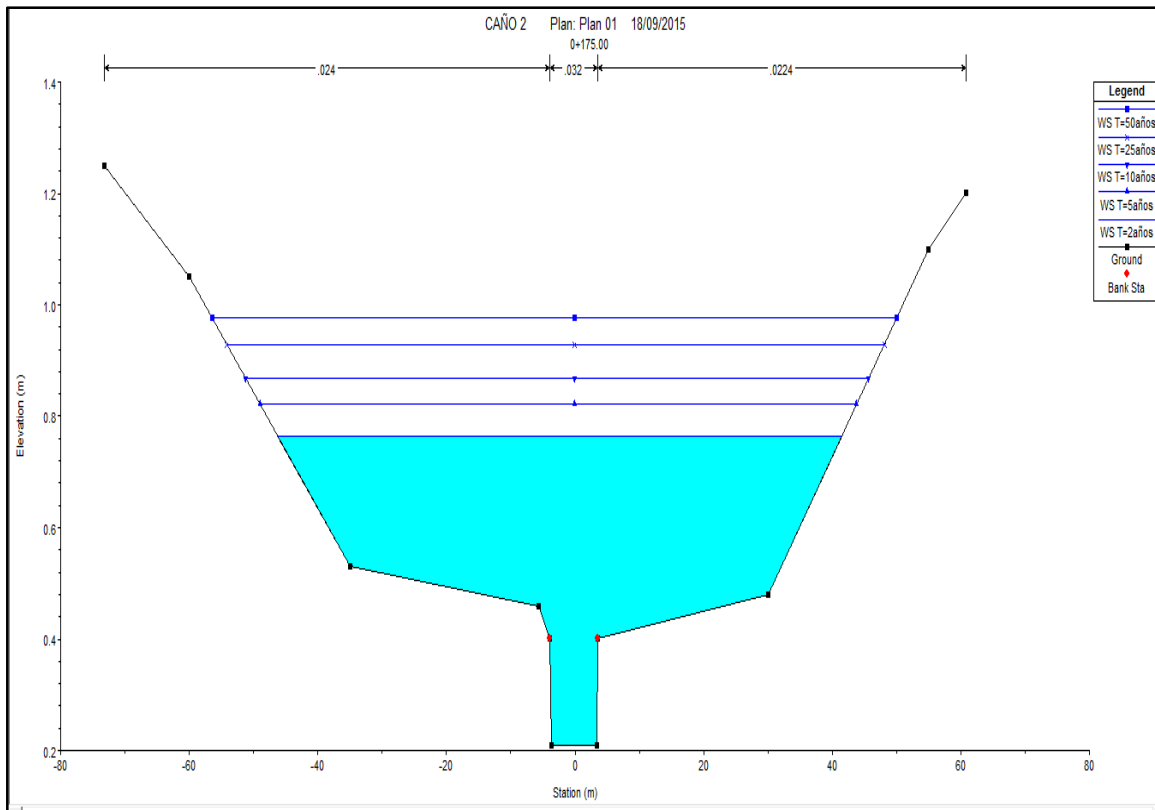
Estación 0+ 395



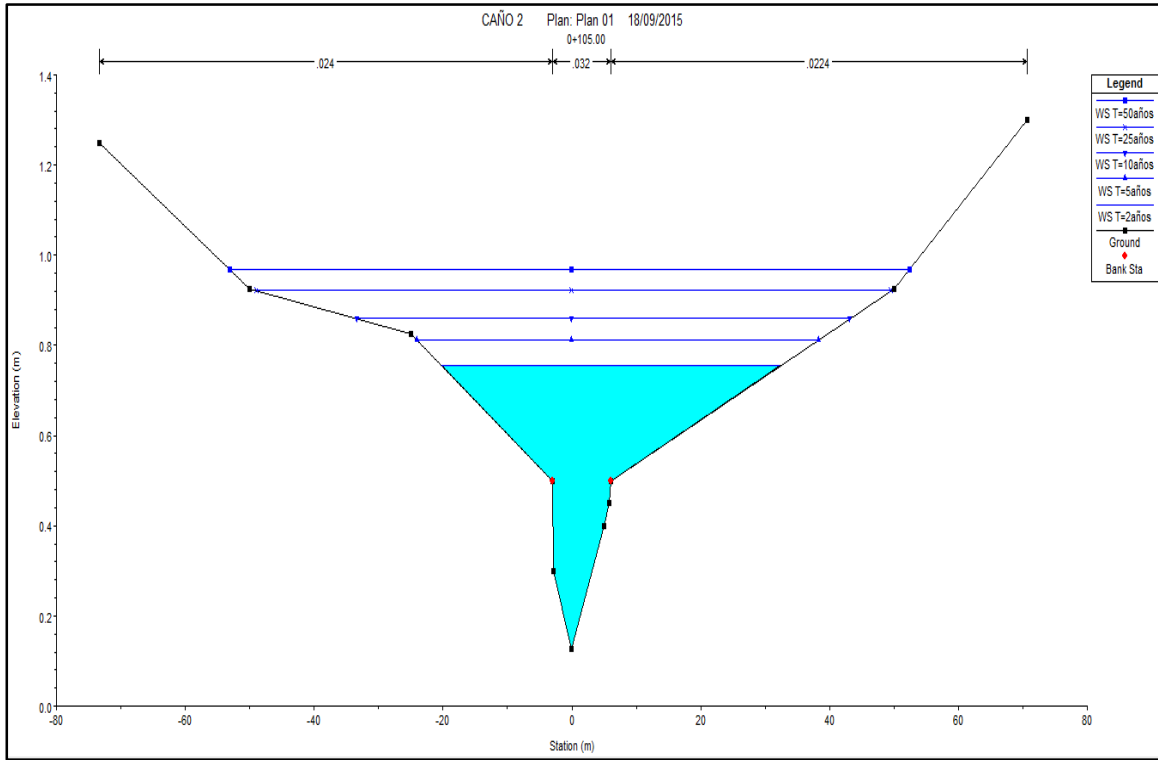
Estación 0+ 235



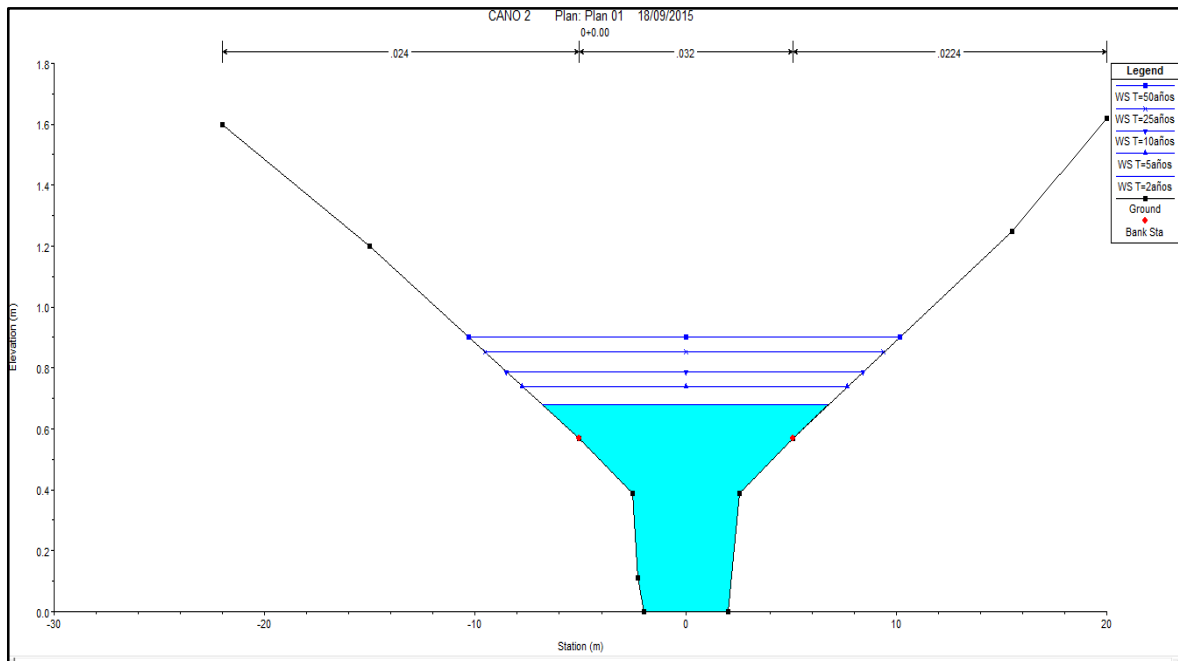
Estación 0+ 175



Estación 0+ 105



Estación 0+ 000

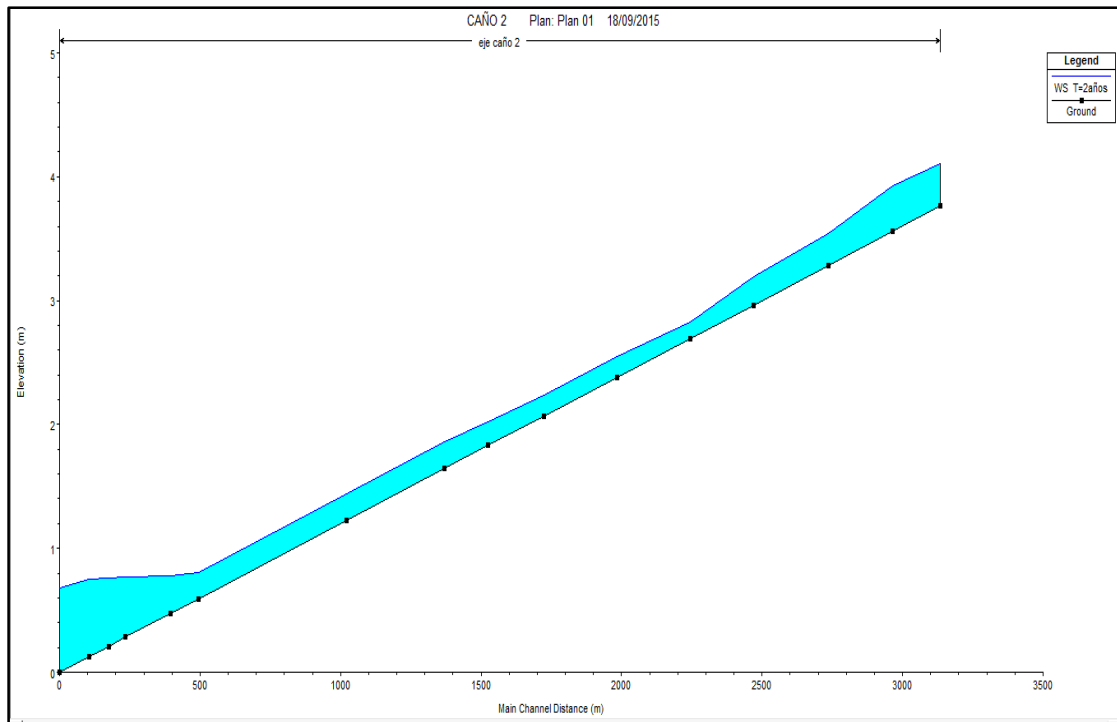


Cuadro N° 40 Resultados para Caudal de 2.60 m3/seg para Tiempo de Retorno de 2 años

Sección	Caudal (m3/s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m2)	Perimetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
3+135	2.60	152.76	153.11	0.000703	7.58	44.12	0.17	0.40	0.22
2+965	2.60	152.56	152.93	0.001584	5.95	73.36	0.08	0.62	0.33
2+735	2.60	152.28	152.54	0.001941	7.39	109.12	0.07	0.55	0.35
2+470	2.60	151.96	152.19	0.001029	11.32	193.85	0.06	0.37	0.25
2+245	2.60	151.69	151.82	0.003152	8.57	198.18	0.04	0.44	0.40
1+985	2.60	151.38	151.55	0.000521	16.92	274.19	0.06	0.20	0.17
1+725	2.60	151.07	151.23	0.004212	8.14	306.65	0.03	0.59	0.48
1+525	2.60	150.83	151.02	0.000438	20.54	408.58	0.05	0.21	0.16
1+370	2.60	150.64	150.86	0.003846	6.68	163.79	0.04	0.67	0.47
1+020	2.60	150.22	150.44	0.000576	15.36	244.44	0.06	0.27	0.18
0+495	2.60	149.59	149.8	0.003695	6.02	95.28	0.06	0.65	0.46
0+395	2.60	149.47	149.78	0.000089	22.84	150.21	0.15	0.13	0.08
0+235	2.60	149.28	149.77	0.000073	23.59	148.19	0.16	0.16	0.07
0+175	2.60	149.21	149.76	0.000037	24.12	87.74	0.27	0.13	0.05
0+105	2.60	149.13	149.75	0.000321	9.93	52.47	0.19	0.34	0.16
0+000	2.60	149.00	149.68	0.001201	4.47	13.58	0.33	0.60	0.29

Resultado Hec - Ras

Figura N°33: Elevación Vs Caudal
Para tiempo de retorno 2 años



Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 2 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

Cuadro N° 41: Desniveles con respecto al borde alto del terreno $tr = 2$ años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
3+135	152.86	153.11	25.00
2+965	152.85	152.93	8.00
2+735	152.45	152.54	9.00
2+470	152.1	152.19	9.00
2+245	151.75	151.82	7.00
1+985	151.45	151.55	10.00
1+725	151.2	151.23	3.00
1+525	150.95	151.02	7.00
1+370	150.8	150.86	6.00
1+020	150.35	150.44	9.00
0+495	149.7	149.8	10.00
0+395	149.59	149.78	19.00
0+235	149.5	149.77	27.00
0+175	149.4	149.76	36.00
0+105	149.5	149.75	25.00
0+000	149.57	149.68	11.00

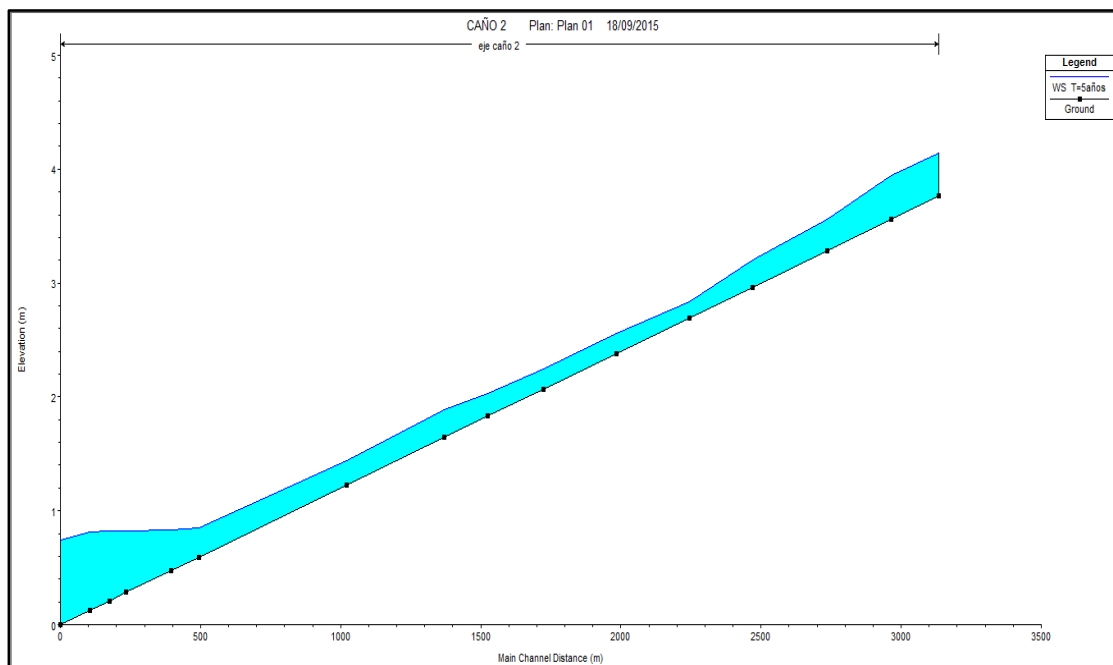
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 42 Resultados para Caudal de 3.33 m3/seg para Tiempo de Retorno de 5 años

Sección	Caudal (m3/s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m2)	Perimetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
3+135	3.33	152.76	153.14	0.000712	8.93	46.18	0.19	0.43	0.22
2+965	3.33	152.56	152.95	0.001820	7.27	85.47	0.09	0.68	0.35
2+735	3.33	152.28	152.56	0.001689	9.72	128.35	0.08	0.54	0.33
2+470	3.33	151.96	152.2	0.001197	13.15	211.91	0.06	0.41	0.27
2+245	3.33	151.69	151.83	0.002488	11.07	211.41	0.05	0.42	0.36
1+985	3.33	151.38	151.56	0.000594	19.22	284.06	0.07	0.23	0.18
1+725	3.33	151.07	151.24	0.002969	11.82	351.43	0.03	0.52	0.40
1+525	3.33	150.83	151.03	0.000569	22.17	410.81	0.05	0.25	0.18
1+370	3.33	150.64	150.88	0.001622	11.43	181.90	0.06	0.48	0.31
1+020	3.33	150.22	150.44	0.000991	15.08	242.71	0.06	0.35	0.24
0+495	3.33	149.59	149.85	0.001243	10.89	120.30	0.09	0.43	0.27
0+395	3.33	149.47	149.83	0.000057	30.91	157.64	0.20	0.12	0.06
0+235	3.33	149.28	149.82	0.000052	33.05	181.62	0.18	0.15	0.06
0+175	3.33	149.21	149.82	0.000034	29.26	92.77	0.32	0.13	0.05
0+105	3.33	149.13	149.81	0.000259	13.27	62.38	0.21	0.33	0.14
0+000	3.33	149.00	149.74	0.001201	5.35	15.46	0.35	0.65	0.30

Resultado Hec - Ras

Figura N°34: Elevación Vs Caudal
Para tiempo de retorno 5 años



Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 5 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

Cuadro N° 43: Desniveles con respecto al borde alto del terreno $t_r=5$ años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
3+135	152.86	153.14	28.00
2+965	152.85	152.95	10.00
2+735	152.45	152.56	11.00
2+470	152.10	152.2	10.00
2+245	151.75	151.83	8.00
1+985	151.45	151.56	11.00
1+725	151.20	151.24	4.00
1+525	150.95	151.03	8.00
1+370	150.80	150.88	8.00
1+020	150.35	150.44	9.00
0+495	149.70	149.85	15.00
0+395	149.59	149.83	24.00
0+235	149.50	149.82	32.00
0+175	149.40	149.82	42.00
0+105	149.50	149.81	31.00
0+000	149.57	149.74	17.00

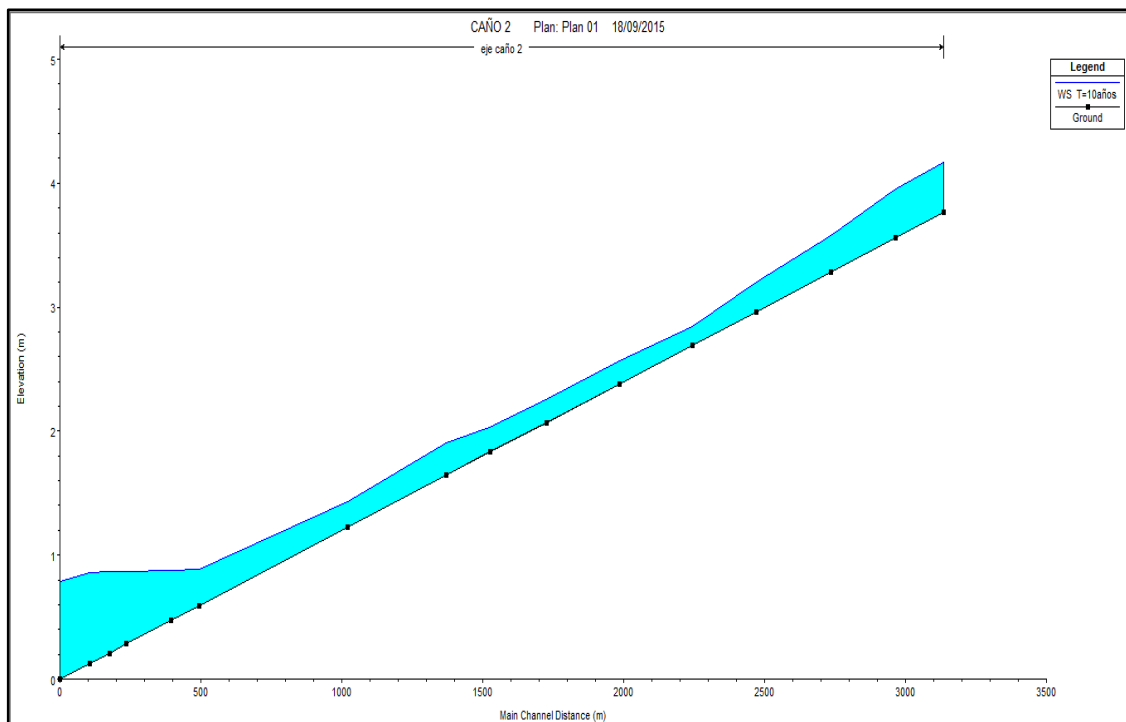
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 44 Resultados para Caudal de 4.00 m³/seg para Tiempo de Retorno de 10 años

Sección	Caudal (m ³ /s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m ²)	Perimetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
3+135	4.00	152.76	153.16	0.000724	10.06	47.84	0.21	0.45	0.23
2+965	4.00	152.56	152.96	0.002067	8.19	90.33	0.09	0.74	0.38
2+735	4.00	152.28	152.58	0.001492	11.96	145.62	0.08	0.52	0.31
2+470	4.00	151.96	152.2	0.001408	14.2	215.63	0.07	0.45	0.29
2+245	4.00	151.69	151.85	0.001931	13.59	218.20	0.06	0.39	0.32
1+985	4.00	151.38	151.56	0.000696	20.66	290.10	0.07	0.25	0.20
1+725	4.00	151.07	151.25	0.002122	15.71	393.36	0.04	0.46	0.34
1+525	4.00	150.83	151.03	0.000689	23.47	412.59	0.06	0.28	0.20
1+370	4.00	150.64	150.91	0.000930	15.88	194.33	0.08	0.38	0.24
1+020	4.00	150.22	150.43	0.002061	13.11	230.24	0.06	0.50	0.35
0+495	4.00	149.59	149.89	0.000614	16.15	142.48	0.11	0.34	0.20
0+395	4.00	149.47	149.88	0.000044	37.93	163.82	0.23	0.11	0.06
0+235	4.00	149.28	149.87	0.000037	41.53	186.82	0.22	0.13	0.05
0+175	4.00	149.21	149.87	0.000033	33.65	96.87	0.35	0.13	0.05
0+105	4.00	149.13	149.86	0.000230	16.49	76.52	0.22	0.33	0.14
0+000	4.00	149.00	149.79	0.001202	6.12	16.94	0.36	0.70	0.31

Resultado Hec - Ras

Figura N°35: Elevación Vs Caudal
Para tiempo de retorno 10 años



Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 10 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

Cuadro N° 45: Desniveles con respecto al borde alto del terreno tr =10 años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
3+135	152.86	153.16	30.00
2+965	152.85	152.96	11.00
2+735	152.45	152.58	13.00
2+470	152.10	152.2	10.00
2+245	151.75	151.85	10.00
1+985	151.45	151.56	11.00
1+725	151.20	151.25	5.00
1+525	150.95	151.03	8.00
1+370	150.80	150.91	11.00
1+020	150.35	150.43	8.00
0+495	149.70	149.89	19.00
0+395	149.59	149.88	29.00
0+235	149.50	149.87	37.00
0+175	149.40	149.87	47.00
0+105	149.50	149.86	36.00
0+000	149.57	149.79	22.00

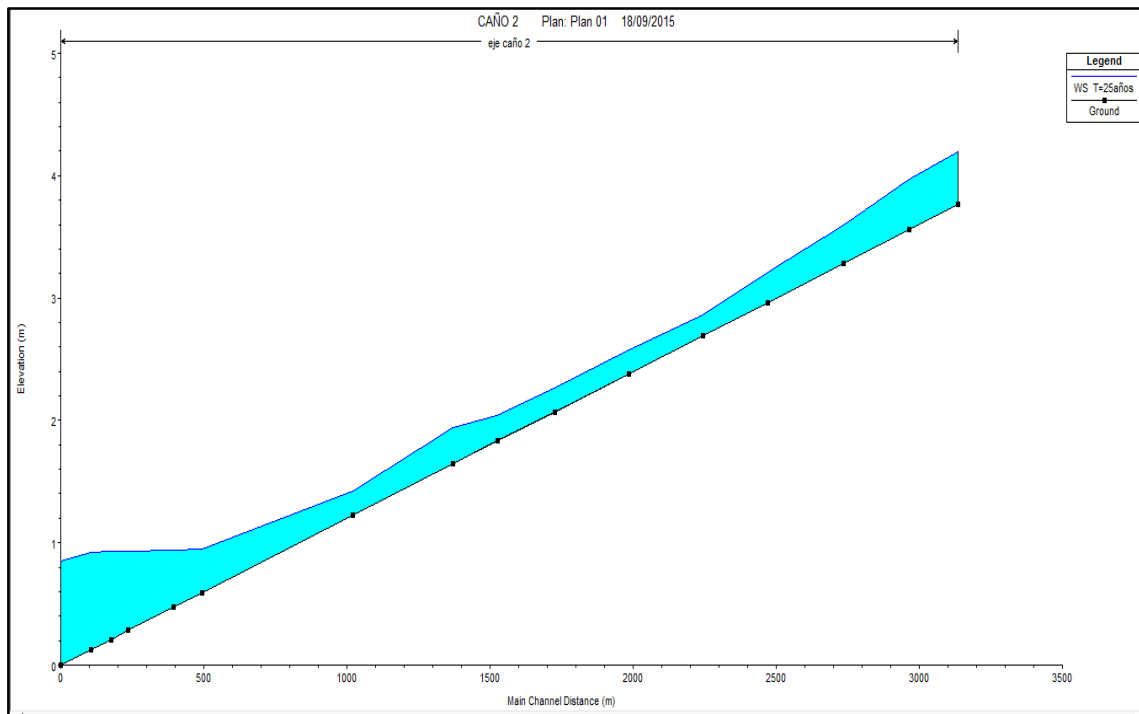
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 46 Resultados para Caudal de 5.03 m³/seg para Tiempo de Retorno de 25 años

Sección	Caudal (m ³ /s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m ²)	Perimetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
3+135	5.03	152.76	153.19	0.000784	11.46	49.80	0.23	0.49	0.24
2+965	5.03	152.56	152.97	0.002182	9.78	94.46	0.10	0.78	0.39
2+735	5.03	152.28	152.6	0.001432	15.17	181.68	0.08	0.54	0.31
2+470	5.03	151.96	152.21	0.001562	16.08	217.26	0.07	0.48	0.31
2+245	5.03	151.69	151.86	0.001700	16.48	225.74	0.07	0.39	0.30
1+985	5.03	151.38	151.57	0.000749	23.6	302.04	0.08	0.27	0.20
1+725	5.03	151.07	151.26	0.001919	19.44	422.07	0.05	0.45	0.33
1+525	5.03	150.83	151.04	0.000734	26.67	416.93	0.06	0.29	0.21
1+370	5.03	150.64	150.94	0.000578	21.81	205.87	0.11	0.32	0.19
1+020	5.03	150.22	150.42	0.007340	9.52	205.56	0.05	0.88	0.65
0+495	5.03	149.59	149.94	0.000301	25.25	180.41	0.14	0.26	0.14
0+395	5.03	149.47	149.94	0.000034	47.92	172.23	0.28	0.11	0.05
0+235	5.03	149.28	149.93	0.000027	53.14	193.72	0.27	0.12	0.05
0+175	5.03	149.21	149.93	0.000032	39.76	102.29	0.39	0.14	0.05
0+105	5.03	149.13	149.92	0.000192	21.92	98.46	0.22	0.32	0.13
0+000	5.03	149.00	149.85	0.001201	7.27	18.93	0.38	0.75	0.31

Resultado Hec - Ras

Figura N°36: Elevación Vs Caudal
Para tiempo de retorno 25 años



Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 25 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

Cuadro N° 47: Desniveles con respecto al borde alto del terreno $t_r=25$ años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
3+135	152.86	153.19	33.00
2+965	152.85	152.97	12.00
2+735	152.45	152.6	15.00
2+470	152.10	152.21	11.00
2+245	151.75	151.86	11.00
1+985	151.45	151.57	12.00
1+725	151.20	151.26	6.00
1+525	150.95	151.04	9.00
1+370	150.80	150.94	14.00
1+020	150.35	150.42	7.00
0+495	149.70	149.94	24.00
0+395	149.59	149.94	35.00
0+235	149.50	149.93	43.00
0+175	149.40	149.93	53.00
0+105	149.50	149.92	42.00
0+000	149.57	149.85	28.00

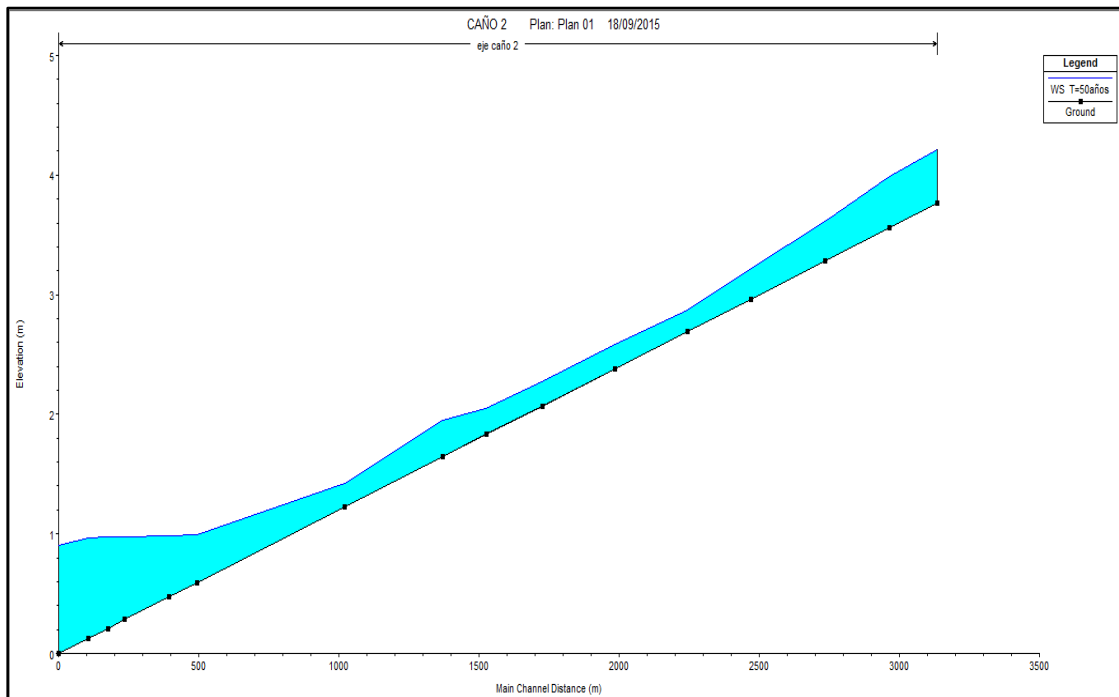
Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 48 Resultados para Caudal de 5.96 m³/seg para Tiempo de Retorno de 50 años

Sección	Caudal (m ³ /s)	Cota de Fondo (m)	Cota del nivel hidraulico (m)	Pendiente(m/m)	Area(m ²)	Perimetro Mojado(m)	Radio Hidraulico(m)	Velocidad(m/s)	Fr
3+135	5.96	152.76	153.21	0.000841	12.57	51.31	0.24	0.52	0.25
2+965	5.96	152.56	152.99	0.002134	11.36	98.38	0.12	0.80	0.39
2+735	5.96	152.28	152.61	0.001472	17.51	205.29	0.09	0.56	0.31
2+470	5.96	151.96	152.22	0.001516	18.23	219.11	0.08	0.49	0.31
2+245	5.96	151.69	151.87	0.001769	18.19	230.08	0.08	0.41	0.31
1+985	5.96	151.38	151.58	0.000746	26.56	312.98	0.08	0.28	0.21
1+725	5.96	151.07	151.27	0.001983	21.66	428.65	0.05	0.47	0.34
1+525	5.96	150.83	151.05	0.000708	30.09	421.52	0.07	0.29	0.20
1+370	5.96	150.64	150.95	0.000567	24.56	209.83	0.12	0.33	0.19
1+020	5.96	150.22	150.42	0.008331	10.37	211.66	0.05	0.96	0.69
0+495	5.96	149.59	149.99	0.000193	34.06	212.03	0.16	0.23	0.12
0+395	5.96	149.47	149.98	0.000030	56.02	178.76	0.31	0.11	0.05
0+235	5.96	149.28	149.98	0.000024	62.34	199.01	0.31	0.12	0.04
0+175	5.96	149.21	149.98	0.000032	44.65	106.44	0.42	0.15	0.05
0+105	5.96	149.13	149.97	0.000157	26.8	105.50	0.25	0.31	0.12
0+000	5.96	149.00	149.9	0.001201	8.26	20.49	0.40	0.79	0.32

Resultado Hec - Ras

Figura N°37: Elevación Vs Caudal
Para tiempo de retorno 50 años



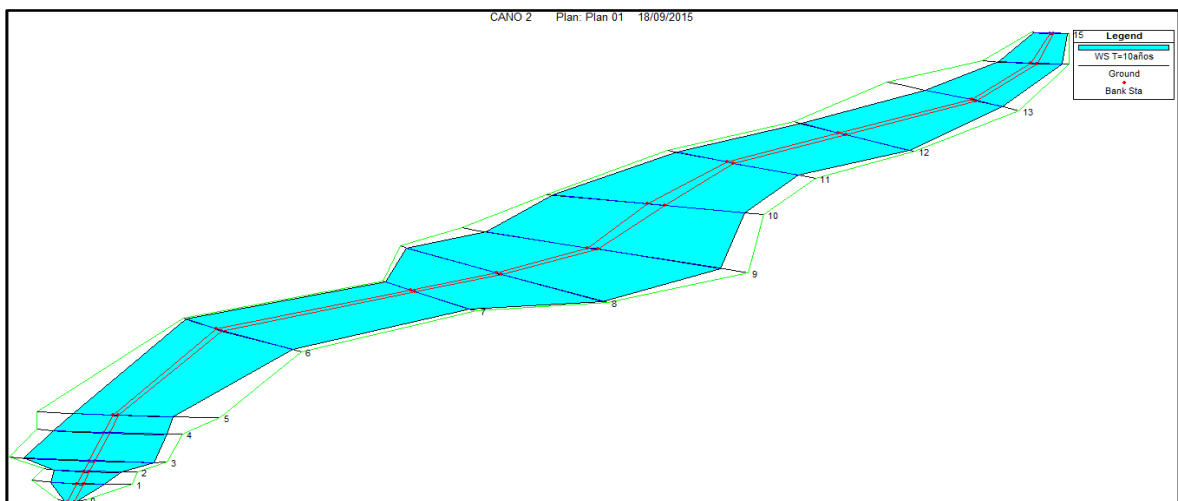
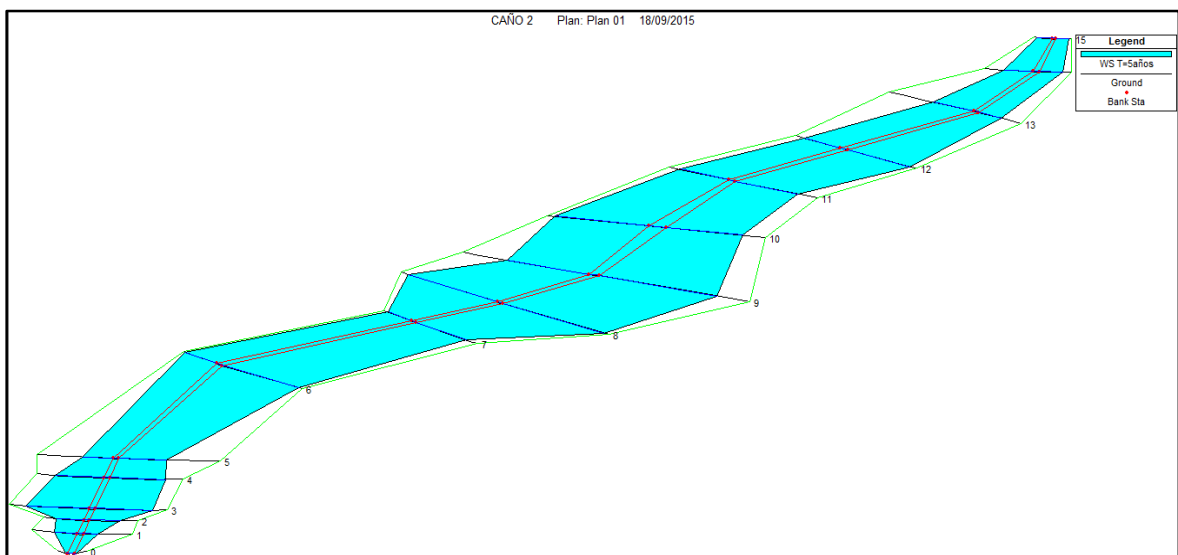
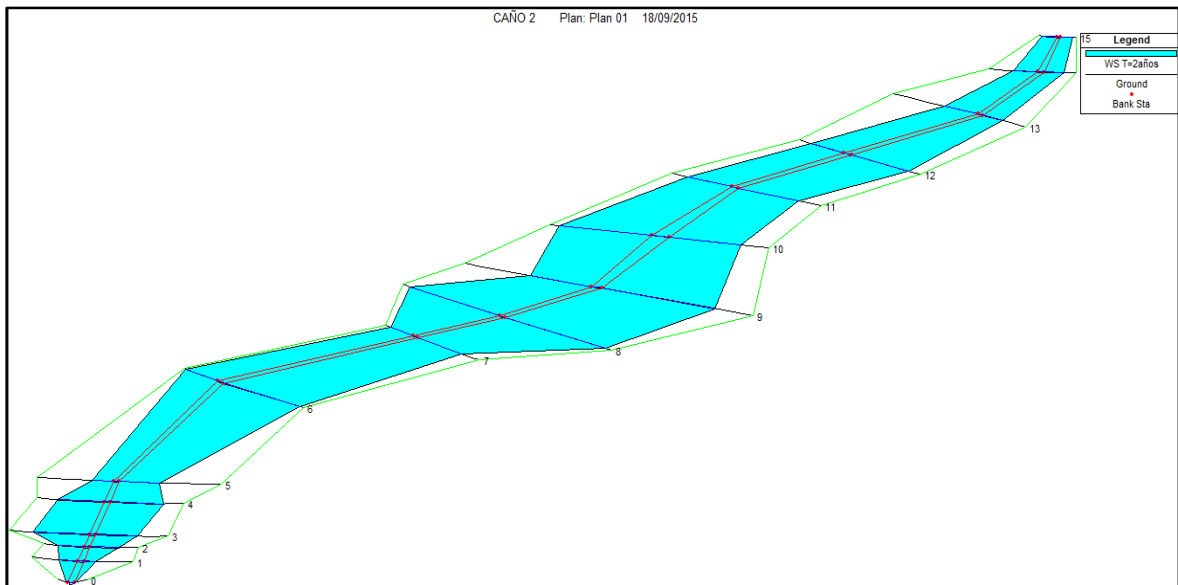
Se observa que en el tramo de interés, el caño natural no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a 50 años de periodo de retorno sin desbordarse, el desborde se iniciaría desde la progresiva inicial al final.

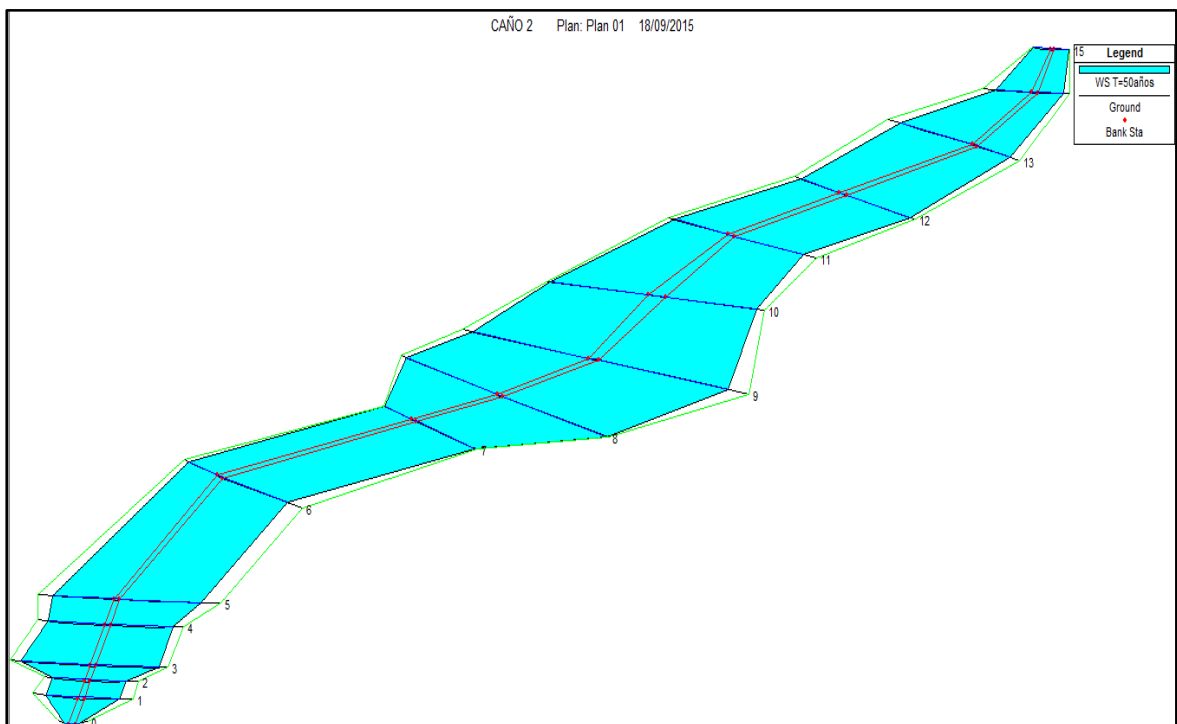
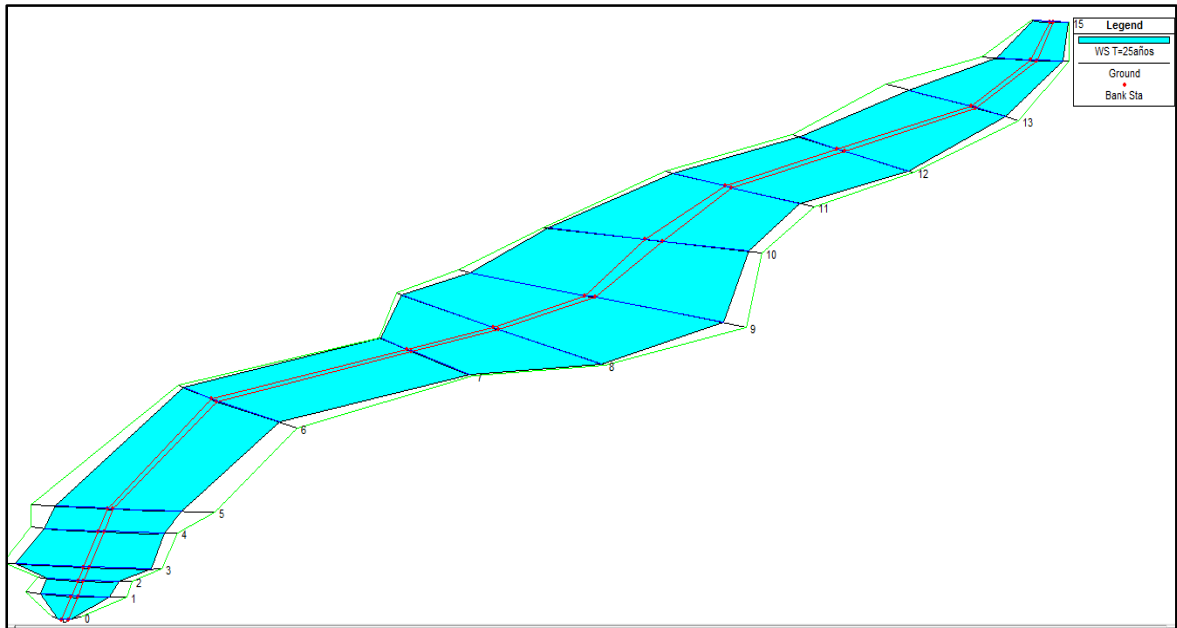
Cuadro N° 49: Desniveles con respecto al borde alto del terreno tr =50 años

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
3+135	152.86	153.21	35.00
2+965	152.85	152.99	14.00
2+735	152.45	152.61	16.00
2+470	152.10	152.22	12.00
2+245	151.75	151.87	12.00
1+985	151.45	151.58	13.00
1+725	151.20	151.27	7.00
1+525	150.95	151.05	10.00
1+370	150.80	150.95	15.00
1+020	150.35	150.42	7.00
0+495	149.70	149.99	29.00
0+395	149.59	149.98	39.00
0+235	149.50	149.98	48.00
0+175	149.40	149.98	58.00
0+105	149.50	149.97	47.00
0+000	149.57	149.90	33.00

Fuente: Elaboración propia

Figura N°38 Vista esquemática de las secciones transversales – caño 02, donde se observa las zonas inundadas para los periodos de retornos de 2, 5, 10, 25 y 50 años.





CAPÍTULO VI
EVALUACIÓN Y DISEÑO DEL AREA HIDRAULICA DE
LAS ESTRUCTURAS PLANTEADAS

6.1. EVALUACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS HIDRAULICAS A PLANTEAR

Del estudio hidrológico realizado, se tiene avenidas máximas de diseño, perteneciente a un periodo de retorno de 50 años para ambos caños naturales estudiados. Para ambos casos se estudiara la estructura más idónea que corresponde plantear para salvar la luz del caño que existe en cada punto de control.

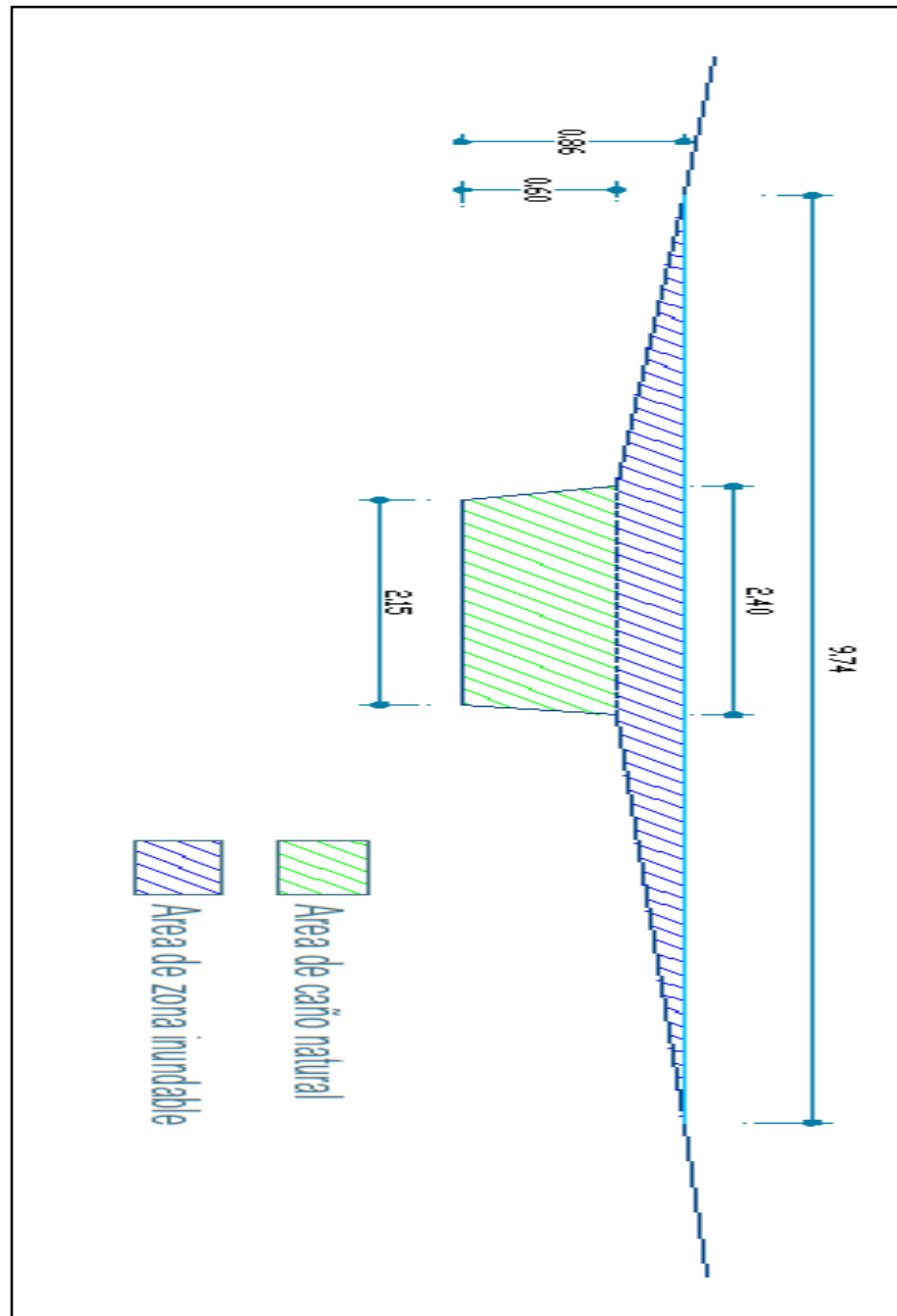
A continuación presentamos la evaluación hidráulica en cada punto de control:

6.1.1. EVALUACIÓN HIDRÁULICA EN EL PUNTO DE CONTROL, PERTENECIENTE AL CAÑO 01

En este punto de control, calculamos la sección de inundación para un periodo de retorno de 50 años (ver figura 40), que corresponde a un caudal de $1.85\text{m}^3/\text{s}$, según la figura observamos, que colocar una estructura de alcantarilla rectangular de concreto armado, sería lo más idónea, ya que dicha sección absorbería el caudal máximo que se genera en el punto de control, así mismo el otro motivo que nos inclina a colocar una alcantarilla de C°A°, es porque en la zona existen un alto tránsito de camiones pesados, y si colocáramos una alcantarilla tubular enterrada (ya se dé concreto armado o de tmc) , no resistiría las cargas que le generarían los camiones que transitarían por allí, esto debido a que la topografía no ayudaría a tener un espesor de relleno adecuado.

También optamos por elegir una alcantarilla, porque la luz a salvar del caño natural es de 2.40m, y consideramos que luces hasta de 5.00m se puede utilizar alcantarillas de un solo ojo de entrada de agua y con dos ojos de entrada hasta 8.00m, esto siempre y cuando la topografía lo propicie.

Figura N°38: Sección de control, para la evaluación hidráulica



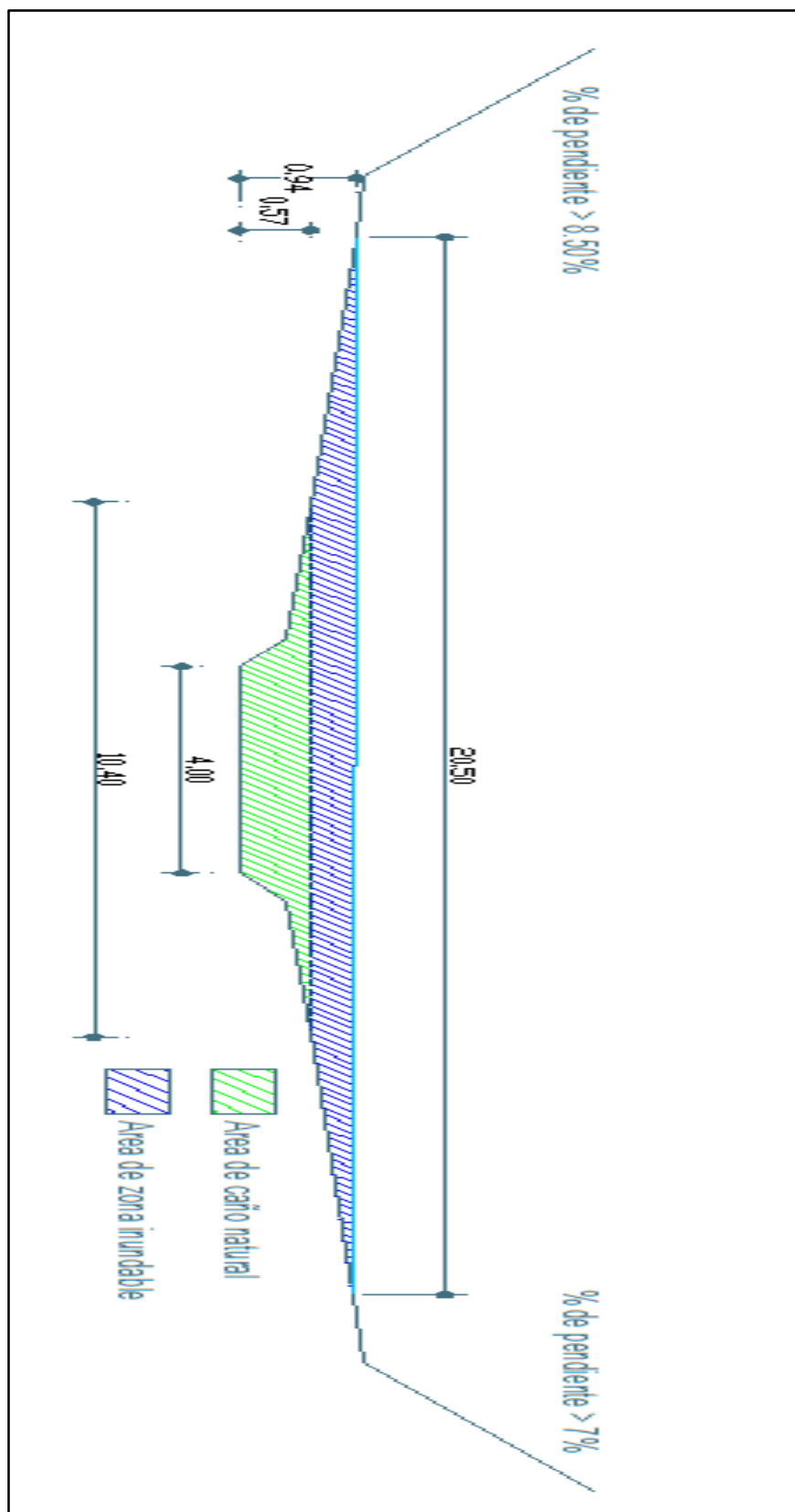
6.1.2. EN EL PUNTO DE CONTROL, PERTENECIENTE AL CAÑO 02

En este punto de control, calculamos la sección de inundación para un periodo de retorno de 50 años (ver figura 41), que corresponde a un caudal de $5.96\text{m}^3/\text{s}$, según la figura observamos, que colocar una estructura de alcantarilla no sería lo más idónea, ya que la luz a salvar es de 10.20m ; entonces optamos por la colocación de un puente. Este puente puede ser de madera, de C°A° u otro material. Debido a la zona donde se encuentra el punto de control, colocar un puente de madera sería lo más económico, y estaría justificado desde el punto de vista del índice de tránsito, ya que por la zona en estudio no es muy transitable, y no pasan camiones de gran tonelaje; por lo general solo pasan, motokares, autos, camiones de distribuidor de gaseosas y cervezas.

A continuación mostramos la sección de estudio, que es el punto de control, la cual nos ayudó a elegir la estructura más idónea para salvar dicha luz, que genera este caño natural.

Cabe recalcar que optamos por un puente, debido a que no queremos estrangular la sección de la franja de derecho del caño natural; pero cabe mencionar que a la fecha existen muchos pobladores en zona de áreas inundables, entonces si nos centráramos en atender este problema la propuesta de la luz del puente pudiera variar teniendo en cuenta otras condiciones.

Figura N°39: Sección de control, para la evaluación hidráulica



6.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS PLANTEADAS

A continuación calcularemos el área hidráulica, que debe tener ambas estructuras en sus puntos de control respectivo.

Dicha sección hidráulica, tendrá que ser capaz de absorber el caudal máximo, así mismo no tendrá que atentar con la sección natural del caño, ya que el “ALA”, prohíbe dicha práctica de estrangulamiento u obstrucción de caños naturales.

Ahora desarrollaremos el cálculo hidráulico correspondiente a cada punto de control, para ello utilizaremos el programa “h-canales”.

6.2.1. DISEÑO HIDRÁULICO DEL ÁREA DE LA SECCIÓN DE LA ALCANTARILLA

Propondremos una sección rectangular de 2.40m x 0.86m, con un coeficiente de rugosidad de 0.011 y una pendiente de 0.0012 (la misma que posee el caño natural). Con estos datos ingresaremos al h-canales, para verificar si el caudal que atraviesa por esta sección es mayor al caudal máximo de diseño.

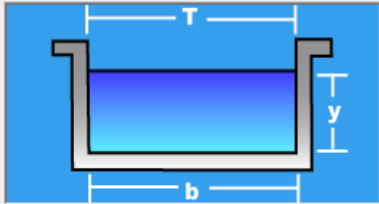
A continuación observaremos los resultados en la figura 42, y vemos que si se cumple la condición necesaria, es decir la sección propuesta absorbe un caudal de 4.10m³/s, y este es mayor al caudal máximo que atraviesa por el punto de control que es de 1.85m³/s.

Figura N°40: Ingreso de datos y salida de resultados

Lugar:	<input type="text" value="caño natural 01"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Tesis"/>
Tramo:	<input type="text" value="0+000"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="C*A"/>






Datos:

Tirante (y):	<input type="text" value="0.86"/>	m
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="2.4"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.011"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0012"/>	m/m



Resultados:

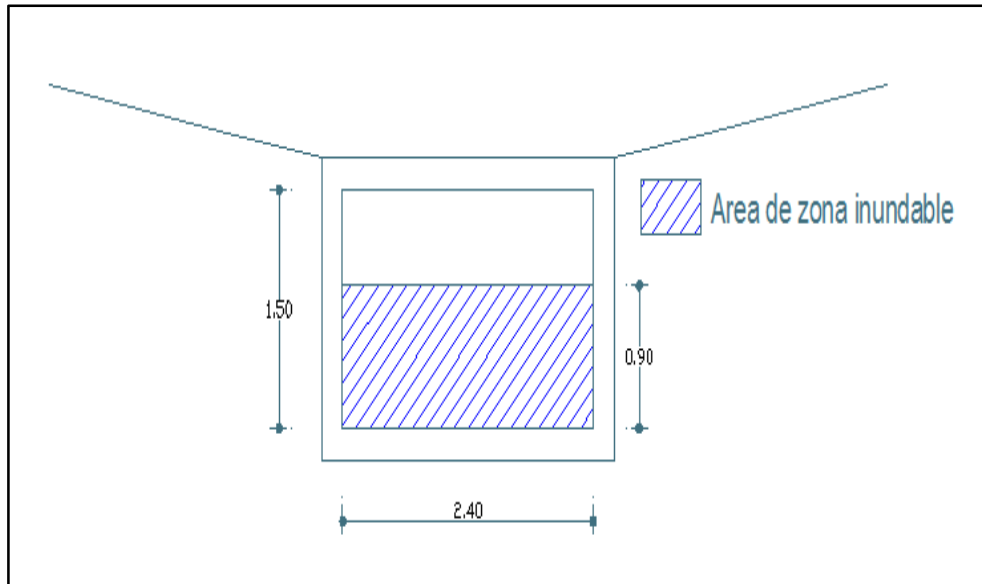
Caudal (Q):	<input type="text" value="4.1000"/>	m ³ /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.9864"/>	m/s
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="2.0640"/>	m ²	Perímetro (p):	<input type="text" value="4.1200"/>	m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.5010"/>	m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="2.4000"/>	m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.6839"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="1.0611"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

 Calcular	 Limpiar Pantalla	 Imprimir	 Menú Principal	 Calculadora
--	--	--	---	---

Finalmente la sección hidráulica de la alcantarilla será de, 2.40m x 1.50m; cabe recalcar que a la altura de 0.86m le sumamos 0.60m de borde libre, y a este resultado lo redondeamos.

Así mismo tenemos que se generara una velocidad de 1.98m/s, y un flujo subcrítico, entonces podemos decir que la velocidad es la adecuada ya que no causara erosión en el concreto, además el tipo de flujo es el que se busca en estos tipos de diseños.

Figura N°41: Sección hidráulica de diseño de la alcantarilla rectangular



6.2.2. DISEÑO HIDRÁULICO DEL ÁREA DE LA SECCIÓN DEL PUENTE

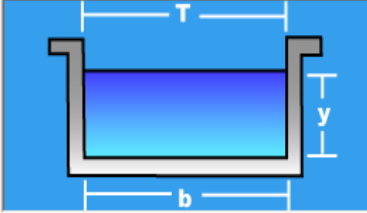
Propondremos una sección rectangular de 20.50m x 0.95m, con un coeficiente de rugosidad de 0.024 y una pendiente de 0.0012 (la misma que posee el caño natural). Con estos datos ingresaremos al h-canales, para verificar si el caudal que atraviesa por esta sección es mayor al caudal máximo de diseño.

A continuación observaremos los resultados en la figura 44, y vemos que si se cumple la condición necesaria, es decir la sección propuesta absorbe un caudal de 25.61m³/s, y este es





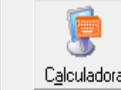
mayor al caudal máximo que atraviesa por el punto de control que es de 5.96m³/s.

Figura N°42: Ingreso de datos y salida de resultados

Lugar:	<input type="text" value="caño natural 02"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Tesis"/>
Tramo:	<input type="text" value="0+000"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="C*A"/>

Datos:		
Tirante (y):	<input type="text" value="0.95"/> m	
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="20.5"/> m	
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.024"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0012"/> m/m	

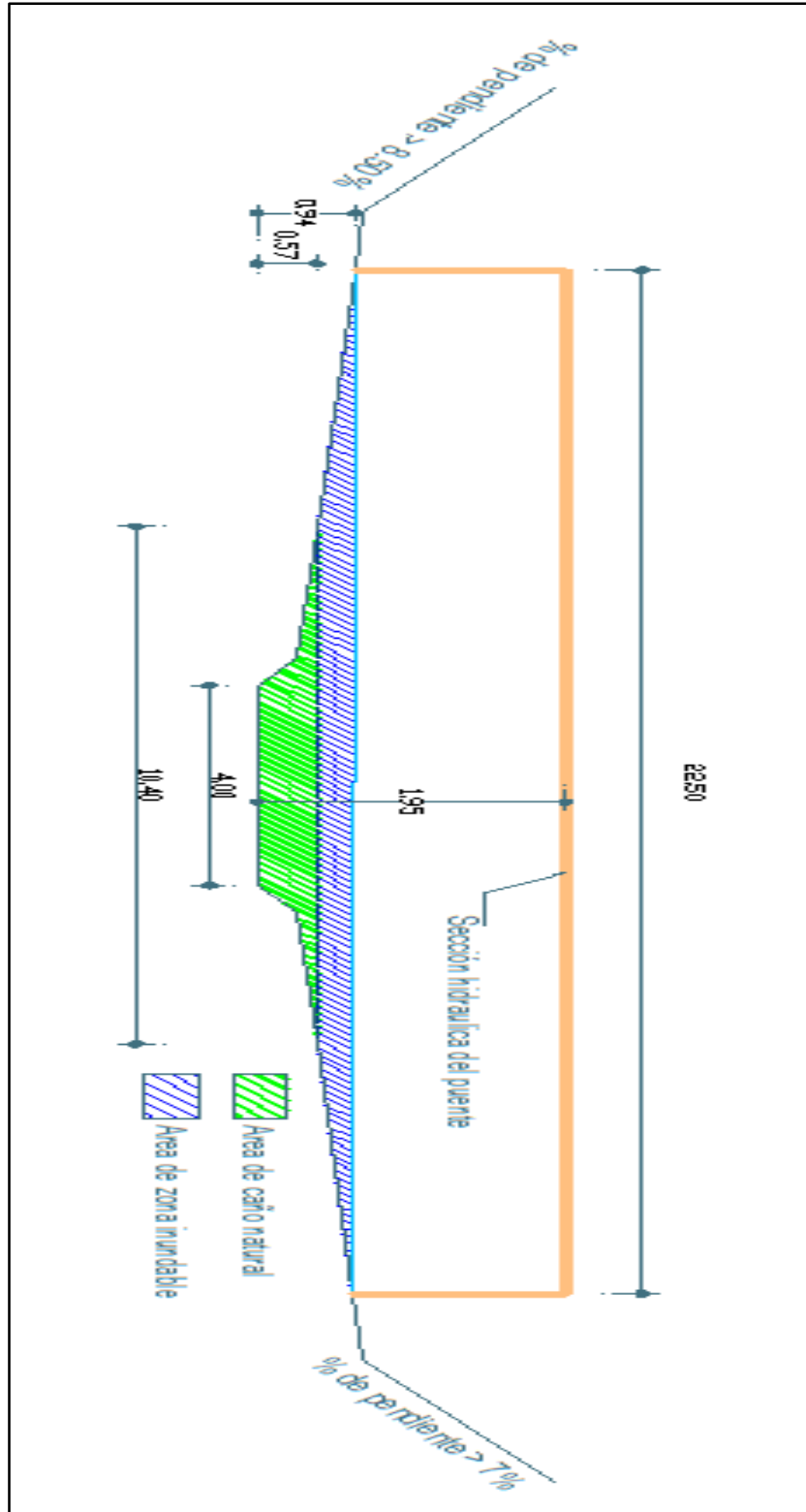
Resultados:			
Caudal (Q):	<input type="text" value="25.6061"/> m ³ /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.3148"/> m/s
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="19.4750"/> m ²	Perímetro (p):	<input type="text" value="22.4000"/> m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.8694"/> m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="20.5000"/> m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.4307"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="1.0381"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

 <u>C</u> alculat	 <u>L</u> impiar Pantalla	 <u>I</u> mprimir	 <u>M</u> enú Principal	 <u>C</u> alculadora
--	--	--	--	---

Finalmente la sección hidráulica del puente será de, 20.50m x 1.95m; cabe recalcar que a la altura de 0.95m le sumamos 1.00m de borde libre.

Así mismo tenemos que se generara una velocidad de 1.31m/s, y se presenta un flujo subcrítico.

Figura N°43: Sección hidráulica de diseño del puente



CAPITULO VII

RESULTADO Y DISCUSIÓN DE LAS ZONAS INUNDABLES IDENTIFICADAS

7.1 PRUEBA DE HIPOTESIS

Con respecto a la hipótesis:

¿Cómo influyen los caudales máximos en diferentes periodos de retorno de las cuencas en la determinación del comportamiento hidráulico de inundación de los caños naturales, ante la simulación y análisis hidráulico, que permitirá determinar la ubicación y el diseño adecuado del área hidráulica?

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.

$H_1: \mu_{convencional} \neq \mu_{modelo}$

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.

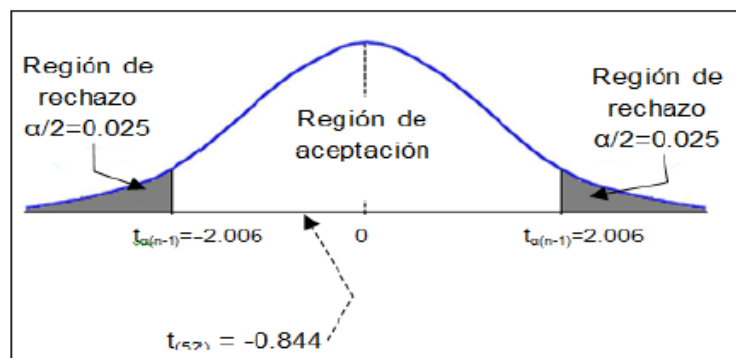
PASO N°03: Nivel de significación de la prueba.

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 de inundación, de las zonas críticas se describen desde la progresiva 0+000 hasta la 0+721 (para el caño 01) y desde la progresiva 0+000 hasta 3+135 (para el caño 02); las zonas inundables se calcularon con el caudal que arroja el periodo de diseño de 50 años; elegimos este caudal para la simulación de inundación debido a que responde mejor al comportamiento histórico de zonas inundadas, esto lo corroboramos con investigación de entrevista a los pobladores de la zona del área del proyecto.

Plano N°06: Plano de zona perimétrica de inundación del caño 01



Plano N°07: Plano de área de inundación del caño 01



Plano N°08: Plano de zona perimétrica de inundación del caño 02



Plano N°09: Plano de área de inundación del caño 02



Caño 01, 0+000 - 0+721 El perímetro inundado es del 90.53%, que representa el 71.76% del área total de la cuenca; así mismo el número de casas que están dentro de la zona de inundación es de 108, que representa el 90% del total de casas, haciendo un aproximado de 756 personas damnificadas cada vez que se presentan máximas avenidas.

Caño 02, 0+000 - 3+135 El perímetro inundado es del 96.51%, que representa el 80.00% del área total de la cuenca; así mismo el número de casas que están dentro de la zona de inundación es de 490, que

representa el 95% del total de casas, haciendo un aproximado de 3430 personas damnificadas cada vez que se presentan máximas avenidas.

7.3 MEDIDAS CORRECTIVAS

Como se ha podido evaluar los dos caños naturales de la zona de estudio, este viene colmatándose por basura, palizada, desmonte, etc., por lo que es necesario implementar unas series de actividades con el fin de mitigar este accionar, que ocasionaría en los caños naturales desbordes fuera de lo previsto aquí en la tesis desarrollada, por lo que se recomienda lo siguiente.

- Realizar mantenimientos de limpieza a los caños naturales, en todo su tramo.
- Realizar programa de concientización a los pobladores de los asentamientos humanos en la cual atraviesa algún caño natural, de que no deben de arrojar basura sobre los caños naturales.
- Proponer una defensa ribereña longitudinal en las márgenes de los caños naturales donde la población está muy posicionada, ello también serviría para mantener el cauce natural de los caños.
- No desembocar los desagües de las casas a los caños naturales, ya que de esta manera se contamina al caño y a la población.

CAPITULO VIII
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES HIDROLÓGICAS

- El estudio hidrológico se ha llevado a cabo en el sector del distrito de Yarinacocha, tomando información tanto visual y de acuerdo a la inspección ocular registrada por la huellas de antiguas avenidas máximas ordinarias y eventos extremos, nos dio un Índice de compacidad de $K= 1.623$ (caño 01) y un $k=2.145$ (caño 02) estos valores corroborar que ambas cuencas son alargadas, además tienen un Factor de Forma de $F= 0.164$ (caño 01) y un $F=0.067$ (caño 02), lo que indica a concentrar no tan rápido 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 de los caños naturales con una pendiente de $S=0.0012$ para el presente estudio, para ambos caños naturales.
- 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 12 registros, información

obtenidas de la estación meteorológicas de la UNU, 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)

Sub-Cuenca	T = 2años	T = 5años	T = 10años	T = 25años	T = 50años
caño 01	0.93m ³ /s	1.13m ³ /s	1.31m ³ /s	1.60m ³ /s	1.85m ³ /s
caño 02	2.60m ³ /s	3.33m ³ /s	4.00m ³ /s	5.03m ³ /s	5.96m ³ /s

Fuente: Elaboración propia

Para la caracterización de zonas inundables usaremos el caudal que genera el periodo de retorno de 50 años, esto debido a que responde mejor a las áreas inundadas que se dieron históricamente; y para el diseño de las áreas hidráulicas se utilizara el caudal que genera el periodo de retorno también de 50 años, esto debido a que es un valor conservador que no sobredimensionara el diseño de las secciones hidráulicas.

- 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 $CN = 77$.

8.2 CONCLUSIONES HIDRÁULICAS:

- La caracterización del comportamiento hidráulico se ha hecho en base a los resultados de los cálculos de 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 2 años; Se observa que en ambas cuencas, los caños naturales no tiene suficiente capacidad hidráulica para conducir una crecida extraordinaria asociada a partir de un periodo de retorno de 2 años sin desbordarse, aproximadamente. Concluimos que las zonas inundadas con un periodo de retorno de 50 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.
- Las secciones de control para el diseño del área hidráulica se encuentran en la progresiva 0+000.00, para ambos caños naturales; En los Cuadros N° 48 y N° 58 se puede observar en el nivel de las alturas de agua de inundación, teniendo al lado izquierdo el cuadro correspondiente al caño natural 01, y al derecho el cuadro para el caño natural 2.

Tr= 50 años Q= 1.85 m3/seg

Cuadro N°39

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
0+721	150.11	150.23	12.00
0+710	149.99	150.19	20.00
0+675	149.99	150.19	20.00
0+600	149.89	150.18	29.00
0+560	150.07	150.17	10.00
0+525	150.04	150.08	4.00
0+450	149.85	149.97	12.00
0+410	149.69	149.96	27.00
0+375	149.89	149.94	5.00
0+300	149.74	149.91	17.00
0+275	149.66	149.9	24.00
0+225	149.67	149.9	23.00
0+185	149.64	149.89	25.00
0+150	149.58	149.89	31.00
0+075	149.45	149.89	44.00
0+000	149.6	149.86	26.00

Tr= 50 años Q= 5.95 m3/seg

Cuadro N°49

Sección	Cota superior del terreno (m)	Cota superior del nivel del agua(m)	Nivel de inundación(cm)
3+135	152.86	153.21	35.00
2+965	152.85	152.99	14.00
2+735	152.45	152.61	16.00
2+470	152.10	152.22	12.00
2+245	151.75	151.87	12.00
1+985	151.45	151.58	13.00
1+725	151.20	151.27	7.00
1+525	150.95	151.05	10.00
1+370	150.80	150.95	15.00
1+020	150.35	150.42	7.00
0+495	149.70	149.99	29.00
0+395	149.59	149.98	39.00
0+235	149.50	149.98	48.00
0+175	149.40	149.98	58.00
0+105	149.50	149.97	47.00
0+000	149.57	149.90	33.00

Fuente: Elaborado por el autor

- De la evaluación hidráulica concluimos que en el punto de control del caño 01 se proyectara una alcantarilla rectangular de concreto armado (ver figura 44), y en el punto de control del caño 02 se proyectara un puente de madera (ver figura 45). A continuación mostramos las gráficas con las medidas respectivas de las áreas hidráulicas calculadas.

Figura N°44: Sección hidráulica de diseño de la alcantarilla rectangular

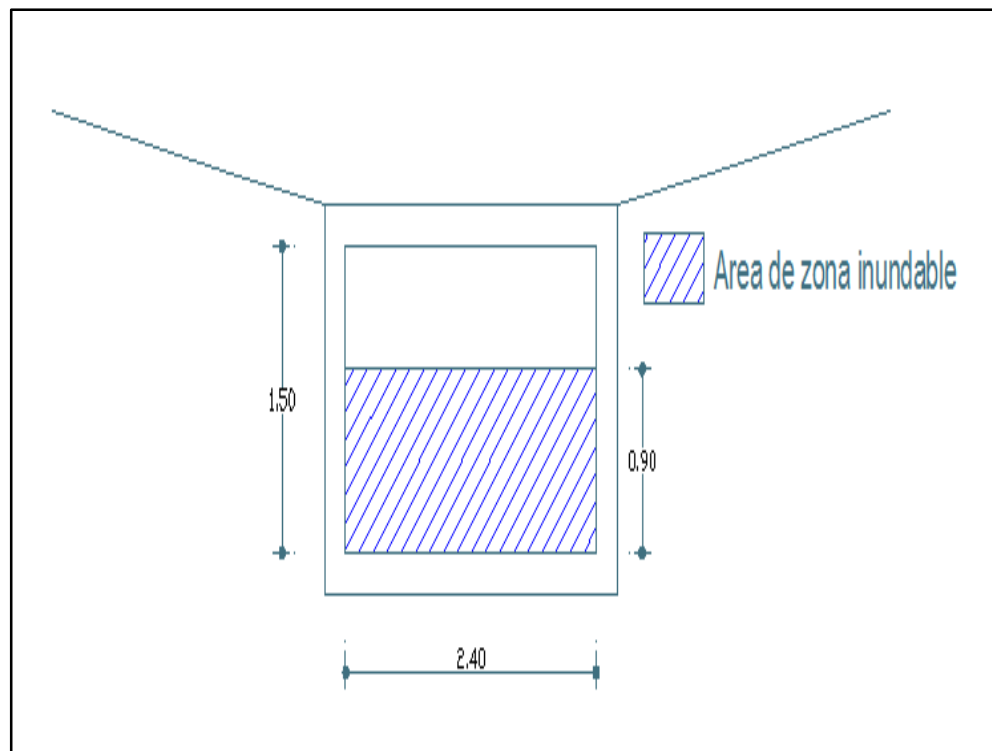
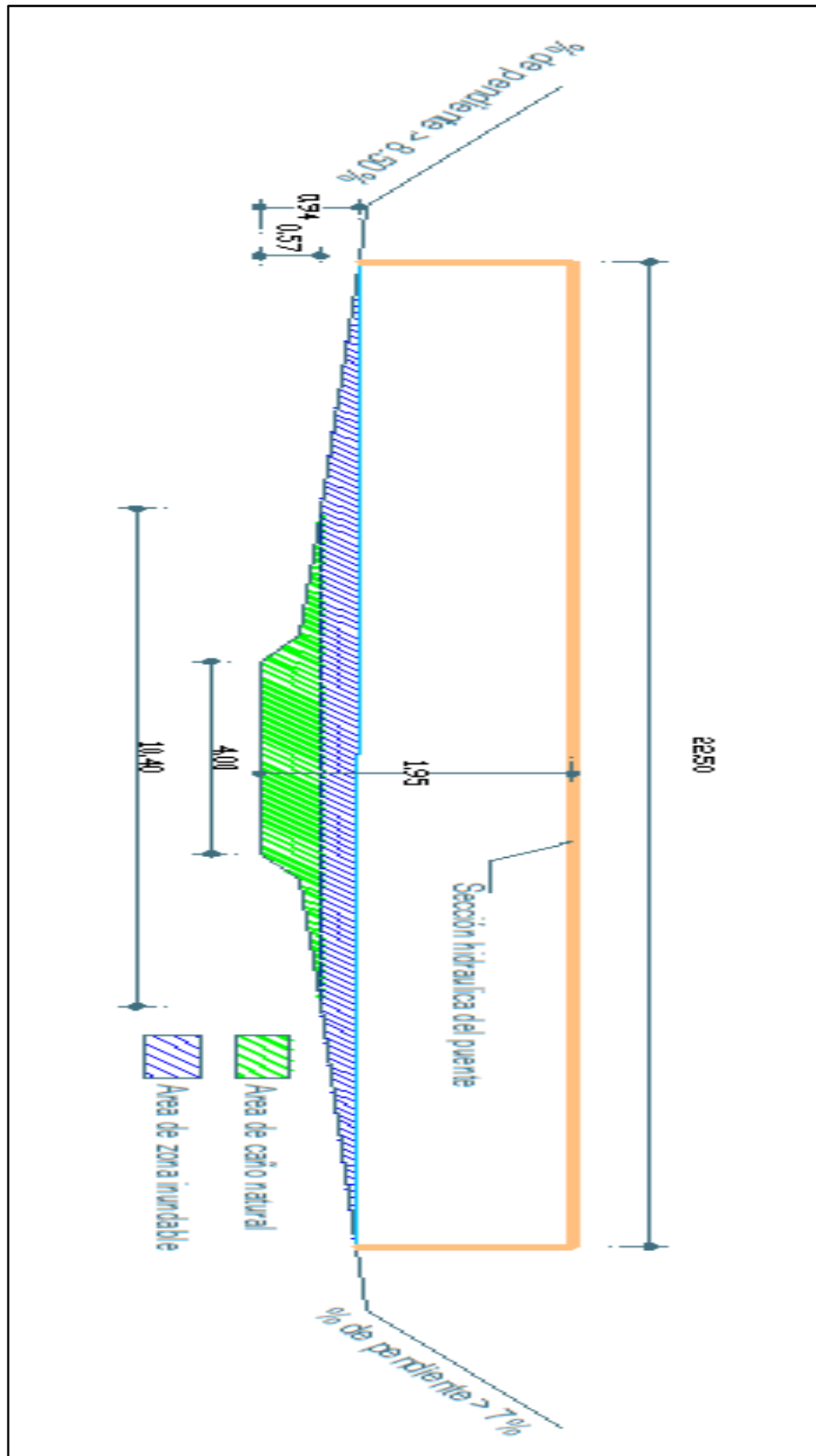


Figura N°45: Sección hidráulica de diseño del puente



8.3 RECOMENDACION HIDROLÓGICA

- Debido a que muchas familias son las damnificadas en cada avenida máxima, se recomienda la reubicación de estas familias en otros lugares seguros, así mismo la prohibición de asentar viviendas en áreas de zonas inundables.
- Una solución respondiendo al comportamiento social de la población de que no encuentran otro lugar donde construir sus casas, sería diseñar y construir muros de contención a las veras de los caños naturales.

8.4 RECOMENDACIONES HIDRÁULICAS:

- Realizar programas 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 de los caños naturales, caudales máximos de diseño, entre otros parámetros o variables.

- Iniciar rápidamente la ejecución de obras hidráulicas, a fin de evitar la incomunicación entre asentamientos humanos.
- Es necesario que se construya una defensa longitudinal con las alturas correspondientes de acuerdo a los resultados obtenidos, considerando que esta zona es bastante vulnerables a las inundaciones, porque esto respondería a la solución de un problema social.

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°03: Visita a la estación meteorológica de la Universidad Nacional de Ucayali.



Foto N°04: Reconocimiento del pluviómetro de la estación meteorológica de la Universidad Nacional de Ucayali.



Foto N°05: Trabajo de topografía, en el caño 01.



Foto N°06: Trabajo de topografía, en el caño 02.



Foto N°07: Tesista conversando con la autoridad de la zona afectada, así mismo se observa las viviendas en las zonas de inundación.

Cuadro 50: Cuadro de curva CN.

Uso de la tierra	Cobertura	Condicion Hidrologica	Numero de Curva			
	Tratamiento o practica		A	B	C	D
Descuidado en descanso sin cultivos	Surcos rectos		77	86	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	82
	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
Sembrios cerrados, legumbres o sembrios en rotacion	Surcos rectos	pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	buena	58	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	69	79	84
		buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	regular	25	59	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
		buena	59	74	82	86
Caminos	Cieno		72	82	87	89
incluyendo derecho via	Superficie firme		74	84	90	92
Fuente Tabla (hidrologia, Maximo Villon, pagina 269)						