

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“DETERMINACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES DE LA PARTE
MEDIA DE LA MICROCUENCA DEL RÍO ZAPATILLA – CENTRO
POBLADO DE ANCOAMAYA - ILAVE”**
TESIS

PRESENTADO POR:

Bach. FREIKER YASMANI ESCARCENA QUIZA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO AGRÍCOLA

PROMOCIÓN 2012 - II

PUNO - PERU

2014

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**FACULTAD DE INGENIERIA AGRÍCOLA****ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRÍCOLA**

“DETERMINACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES DE LA PARTE
MEDIA DE LA MICROCUENCA DEL RIO ZAPATILLA –
CENTRO POBLADO DE ANCOAMAYA - ILAVE”

TESIS

PRESENTADO A LA COORDINACIÓN DE INVESTIGACIÓN DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA AGRÍCOLA, COMO REQUISITO PARA OPTAR
EL TÍTULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

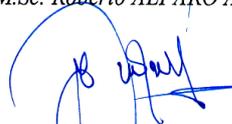
MIEMBROS DEL JURADO

PRESIDENTE DEL JURADO : 

Dr. Jose J. VERA SANTA MARIA

PRIMER JURADO : 

M.Sc. Roberto ALFARO ALEJO

SEGUNDO JURADO : 

Ing. Edilberto HUAQUISTO RAMOS

DIRECTOR DE TESIS : 

M.Sc. Ing. Lorenzo G. CHEZA CORONEL

ASESOR DE TESIS : 

Ing. Jose Alberto LIMACHE RIVAS

ÁREA : Ingeniería y Tecnología
TEMA: Ordenamiento territorial
LÍNEA: Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente

DEDICATORIA

*Con mucho cariño dedico este trabajo que es el logro obtenido con el apoyo constante de mi Madre **Ruth Marleni Quiza Frisancho**, por su apoyo incondicional y bendición del señor.*

*Con mucho cariño al motor que impulso a poder sobresalir a mí el cual es una estrellita que me acompaña mi querida hija **Marly Arleth Escarcena Lipa** la cual fue una razón más por la cual realizar mi más grande anhelo de ser profesional*

*A mis Compañeros: **Leonardo, Moises**, por su incondicional e incomparable apoyo, quienes supieron darme la mano en cada momento hasta lograr el objetivo de ser profesional.*

*Con mucho cariño y eterna gratitud a mí querida esposa **Karol Lipa Cornejo** por su sacrificada e invalorable labor hizo posible alcanzar la concretización de mi deseo tan anhelado de ser un profesional*

Freiker Yasmani Escarcena Quiza

AGRADECIMIENTOS

*A la Universidad Nacional del Altiplano y de una manera muy especial a la **Facultad de Ingeniería Agrícola**, en donde durante cinco años aprendí para ser profesional.*

A los Docentes de la Facultad de Ingeniería Agrícola, quienes impartieron sus conocimientos y sabiduría durante toda mi formación profesional.

A mis compañeros de promoción, que me brindaron su apoyo y aliento incondicional.

Al M.Sc. Lorenzo Cieza Coronel, director de Tesis y al Ing. Jose Alberto Limache Rivas, asesor de mi tesis por sus valiosos aportes en la ejecución del presente proyecto.

Un agradecimiento a todas aquellas personas que directa o indirectamente me apoyaron para poder culminar el presente trabajo.

A todos ellos, mi gratitud eterna; porque me permiten aprender cada día; haciendo que forje en mí alma la meta sublime de ser profesional.

El Autor

ii

CONTENIDO

RESUMEN	1
INTRODUCCIÓN	2
I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1 ANTECEDENTES	4
1.2 JUSTIFICACIÓN	5
1.3 OBJETIVOS	5
1.3.1 Objetivos General	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
1.4 HIPÓTESIS	6
1.4.1. Hipótesis general	6
1.4.2. Hipótesis específicos.....	6
II REVISIÓN BIBLIOGRAFICA	
2.1 REVISIÓN DE CONCEPTOS BÁSICOS	7
2.1.1. Definición de un Río.....	7
2.1.2. Escorrentía Superficial	10
2.1.3 Clasificación de los Ríos	13
2.1.4 Avenidas Máximas.....	14
2.1.5 Transporte de Sedimentos.....	16
2.1.6 Erosión y Socavación.....	17
2.2 SOFTWARE DE ANÁLISIS HIDRÁULICO HEC-RAS	18
2.2.1 Hec – Ras	18
2.2.2 Aplicaciones del HEC - RAS	19
2.2.3 Fundamento Teórico	19
2.2.3.1 Ecuaciones para Calcular el Perfil de Flujo	19
2.2.3.2 Calculo de Sub División de Canales Compuestos.....	21
2.2.3.3 Evaluación de Altura de Energía Cinética Media	22
2.2.3.4 Evaluación de la Pérdida por Fricción	23
2.2.3.5 Evaluación de Perdidas por Contracción y Expansión	24
2.2.3.6 Procedimiento Computacional.....	25
2.2.3.7 Determinación de la Profundidad Critica	27
2.2.3.8 Aplicación de la Ecuación de Momentum	28 iii

III MATERIALES Y METODOS

3.1 MATERIALES..... 30

 3.1.1 Descripción de la Zona en Estudio..... 30

 3.1.2 Ubicación 30

 3.1.3 Vías de Acceso a la Zona de Estudio 30

 3.1.4 Aspectos Agrícolas 31

 3.1.5 Cartografía 31

 3.1.6 Topografía..... 31

 3.1.7 Geología y Geotecnia 31

 3.1.7.1 Geomorfología 32

 3.1.8 Hidrografía 33

3.2 MÉTODOS 33

 3.2.1 Recopilación de Información..... 33

 3.2.2 Trabajo de Campo 33

 3.2.2.1 Trabajos Topográficos 33

 3.2.3 Análisis de la Información 34

 3.2.3.1 Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca de la microcuenca
zapatilla (Río camillaqui)..... 34

 3.2.3.2 Análisis hidrológico 38

 3.2.3.3 Análisis de máximas avenidas..... 38

 3.2.3.3.1 Distribución Pearson tipo III.....40

 3.2.3.3.2 Distribución Gumbel 41

 3.2.3.4 Análisis hidráulico 42

 3.2.3.4.1 Análisis de flujo con el software HEC-RAS..... 42

 3.2.3.4.2 Secciones transversales 43

 3.2.3.4.3 Coeficiente de Manning 43

 3.2.3.4.4 Pendiente 44

 3.2.3.4.5 Perfil de flujo 45

IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS E HIDRÁULICAS..... 46

 4.1.1 Características topográficas..... 46

 4.1.2 Características hidráulicas y geomorfológicas 46

 4.1.2.1 Parámetros geomorfológicos de la Cuenca Río Camillaqui 46

 4.1.2.2 Análisis hidrológico 50 iv

4.2.1 Modelamiento hidráulico	63
4.2.1 Determinación de coeficiente de Manning.....	63
4.2.2 Análisis de flujo con el modelo HEC – RAS.....	63
4.2.2.1 Secciones obtenidas en la simulación hidráulica.....	64
4.2.2.2 Perfil Hidráulico del Río camillaqui microcuenca Zapatilla.....	70
V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	71
VI RECOMENDACIONES.....	72
VII BIBLIOGRAFIA.....	73

ANEXOS INDICE DE CUADROS

Distribución continental de la escorrentía Mundial Según Lindh	8
Disponibilidad de aguas superficiales en algunos Países	9
Vías de acceso a la zona del proyecto.....	31
Resumen de parámetros geomorfológicos de la cuenca del Río Camillaqui	49
Obtención de “n” de Manning.....	63
Resultados de la simulación hidráulica del Río Zapatilla modelo HEC-RAS.....	64

INDICE DE GRAFICOS

Secciones hidráulicas del Río Camillaqui Microcuenca Zapatilla	64
Perfil hidráulico de la simulación del Río Zapatilla	65

INDICE DE TABLAS

Valores de coeficiente de contracción y expansión.....	24
Criteríos de diseño generalizados estructuras de control de agua.....	39
Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad según Cowan.....	44
Registro histórico de precipitación máxima en 24 Hrs.....	50
Prueba bondad de ajuste chi cuadrado –Est. Juli.....	54
Resultados de cálculos de frecuencias de datos agrupados.....	57
Calculo de la media y desviación estándar.....	58
Calculo de frecuencia esperada.....	58
Calculo de chi cuadrado.....	59
Ajuste método del error cuadrático mínimo – estación Juli.....	60
Precipitaciones máximas para diferentes períodos de retorno – E. Juli.....	61
Precipitación máxima de diseño Estación Juli.....	62

INDICE DE FIGURAS

Representación de componentes de la ecuación de la energía	20
Parámetros que considera Hec-Ras cuando la sección es compuesta.....	21
Ejemplo de cómo es obtenida la energía promedio	22
Energía específica mínima para cada sección transversal	28
Registro histórico anual de precipitación máxima en 24 Hrs E.Juli.....	50
Precipitación max.24 Hrs. vs. períodos de retorno E. Juli.....	61
Ajuste a distribución Pearson tipo III precipitación max. 24 Hrs E. Juli.....	62

RESUMEN

El presente estudio está referido, a la determinación de áreas vulnerables mediante la simulación de inundaciones con el software HEC – RAS en el río Camillaqui del centro Poblado de Ancoamaya de la Microcuenca Zapatilla para la prevención de inundaciones en el Centro Poblado de Ancoamaya, provincia de el Collao llave de la región Puno.

Se planteó como objetivos determinar las características topográficas e hidráulicas del río camillaqui así mismo realizar el modelamiento hidráulico de las zonas vulnerables a inundaciones para plantear para plantear el encauzamiento del río camillaqui.

La metodología inicia con los trabajos de topografía, en la zona de estudio para un tramo de 3.5 Km de longitud, para obtener los puntos de seccionamiento del río, luego aplicando el software HEC-RAS con el cual se realiza la introducción de las sección para diferentes tramos y la toma de decisiones, que a continuación detalla:

- Se obtuvieron datos de estaciones meteorológicas del SENAMHI para la cuenca del río Zapatilla para analizar las precipitaciones y obtener el caudal máximo de diseño para un período de retorno de 50 años. Luego con el programa ArcView se identificó las siguientes características: el área de la cuenca es 58.4961 Km², perímetro de la cuenca 36.33Km y la longitud mayor del río es 10.9 Km.
- Posteriormente se determinó las máximas avenidas con los métodos estadísticos el cual es el de Gumbel, se ha llegado a un caudal máximo de diseño el cual es de 71.76 m³/s, para un período de retorno de 50 años.
- Luego se realizó el análisis de flujo con el modelo HEC-RAS, con los datos obtenidos del campo para las diferentes progresivas haciendo seccionamiento del río de la zona de estudio que comprende un tramo de 3.5 Km, y así obteniendo las zonas en las cuales se da el desborde del río Camillaqui, con lo cual se podrá realizar muros de encausamiento y poder evitar pérdidas materiales.
- Se llega a definir tramos de inundaciones según a las progresivas que tomamos desde el punto de inicio que es en el centro poblado de Ancoamaya.

INTRODUCCIÓN

La investigación titulado “DETERMINACION DE AREAS INUNDABLES DE LA PARTE MEDIA DE LA MICROCUENCA DEL RÍO ZAPATILLA-CENTRO POBLADO DE ANCOAMAYA-ILAVE” surge de la necesidad de poder identificar las zonas que están propensas a inundaciones, regulación y el control de ríos que en épocas de avenidas llegan a colapsar en distintas zonas las cuales impiden el desarrollo agrícola y progreso de los pueblos. En el Perú como en el mayor parte del mundo, los ríos constituyen nuestra principal fuente de abastecimiento de agua, es precisamente el dominio del agua lo que hace posible la vida mediante el aprovechamiento y control de ríos mediante obras de irrigación.

El presente trabajo tiene como objetivo de identificar la topografía de la zona y con los datos de campo realizar los diferentes cálculos para determinar las características hidráulicas, zonas que puedan inundarse en épocas de avenidas, determinando el caudal máximo para un período de retorno de 50 años

La segunda etapa consta de los estudios a realizar en gabinete, como son los de análisis de datos obtenidos en campo para su procesamiento, como es la topografía, pendiente del terreno, longitud del río en investigación, ancho del río, secciones del río, para con estos datos poder realizar el modelamiento con el software HEC RAS.

La regularización y control de los ríos resultan ser indispensables para lograr su aprovechamiento, pero esto no es fácil porque los ríos son complejos y difíciles de conocer plenamente. Los ríos tienen una inestabilidad hacia el cambio.

Los resultados obtenidos muestran los tramos en los cuales desborda el río el cual fue modelado con un caudal máximo de $71.76\text{m}^3/\text{s}$ obtenido del método estadístico con precipitaciones máximas instantáneas en 24 horas para un período de retorno de 50 años.

Se recomienda realizar investigaciones en diferentes cuencas, microcuencas para poder identificar las zonas afectadas por una inundación lo cual permitirá prever acciones para evitar daños materiales.

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La comunidad de Ancoamaya está ubicado a 3818 msnm, la cual se encuentran en permanente emergencia, por lo que la población se encuentra en alerta, las altas variaciones de caudales que pasa en los meses de febrero y marzo son máximos que en cualquier momento puedan causar las inundaciones de áreas de cultivo, pastos naturales y viviendas de la población de la zona.

La Microcuenca del Río Zapatilla atraviesa el centro poblado de Ancoamaya, constituyéndose en uno de los principales cursos de agua. Por lo que está expuesto a inundaciones cuando las precipitaciones son en gran cantidad. También en sus cercanías se encuentran asentadas varias viviendas rurales, zonas de actividad agrícola y pecuaria. Es uno de los mayores cuerpos de agua que atraviesa en dicho sector; por tanto, se constituye en una referencia principal de la causa de inundaciones. Durante la época seca, entre los meses de abril y noviembre, este cuerpo de agua permanece con un caudal mínimo, compuesto casi en su totalidad por aguas de manantiales. Sin embargo, en la época de lluvias, entre los meses de diciembre y marzo, el caudal se incrementa considerablemente, impidiendo el paso por los badenes existentes y ocasionando inundaciones en las zonas cercanas, donde el cauce se hace ancho y tiene escaso desnivel con relación a las orillas.

El problema de las inundaciones se ve agravado por falta de defensas ribereñas a la vez no tienen estudios realizados para el análisis de las inundaciones en toda la zona de influencia causado por precipitaciones máximas.

1.1 ANTECEDENTES

La aplicación de tecnología de los sistemas de información geográfica (SIG) es una manera interactiva de desarrollar métodos automatizados cuantificado la variabilidad espacial de las inundaciones.

La utilización del SIG permite a los profesionales mejorar su visión en un contexto espacial, ya que el SIG asiste al profesional en la toma de decisiones tal como se evidencia en los siguientes trabajos.

Modelamientos de zonas con riesgo de inundación río Lurín en Lima –Perú el cual permitió hacer el análisis de la elevación del agua inundada dentro del terreno de cultivo o tipo de edificación. Los resultados mostraron que la profundidad de agua inundada es muy pequeña, va desde 0.0-1.69m para un perfil de 100 años y de 0.0-2.05m para un perfil de 500 años, mostrándonos que no existe mucha variación en profundidad de inundación para ambos períodos de retorno. Esto permitió identificar obras de encauzamiento y protección de riberas a lo largo del desbordamiento con maquinaria pesada y construcción de diques, u obras de forma artesanal como los troncos a manera de pirámide (Cárdenas).

En la cuenca del Río Rímac, elaboraron un estudio de los cuales estaba considerado el estudio de inundaciones, donde fueron dando propuestas de protección de diques para la protección de inundaciones y huaycos, en el año 2010. (INADE)

En el año 2010 realizaron un estudio de tratamiento del cauce del río para el control de inundaciones de la cuenca Chicama, la ejecución progresiva de las obras planteadas, permitirá recoger directamente 4.304 Ha en total y 3,598 Ha de predios agrícolas, e indirectamente entre 25 a 30% del área total de riesgo, con la

protección de bocatomas y canales. Además, de infraestructura vial y centros poblados. (ANA, 2010).

El análisis hidrológico de la crecida del río tumbes fue elaborado por la dirección general de hidrología y recursos hídricos, determinando caudales picos de salida para los diferentes años de retorno, en el año 2006 (SENAMHI).

1.2. JUSTIFICACIÓN

El propósito del presente trabajo de investigación, es definir áreas de inundación y establecimiento de zona de mayor vulnerabilidad a inundaciones para un período de retorno de 50 años, a lo largo de la trayectoria del río para mitigar los desastres producidos por inundaciones, tiene un alto contenido ambiental con criterios técnicos asociados de disminución del riesgo y recuperación de suelos los cuales serán de gran beneficio para los habitantes del sector.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Determinar las áreas inundables de la zona para la cuantificación de riesgos causados por la inundación en los diferentes períodos de retorno, en la parte media de la microcuenca Río Zapatilla para el centro poblado de Ancoamaya.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Determinar las características topográficas e hidráulicas del río Camillaqui de la microcuenca del río Zapatilla.
2. Realizar el modelamiento hidráulico de zonas vulnerables a inundación para plantear el encauzamiento del río Camillaqui, microcuenca del Río Zapatilla.

1.4. HIPOTESIS

1.3.1 Hipótesis General

El modelamiento hidráulico con la aplicación de software determina tramos de desborde del río, con los cuales evitaremos pérdidas materiales y humanas obteniendo los puntos críticos a inundaciones.

1.3.2 Hipótesis Específicos

1. Las características topográficas llegaran a ser analizados según las características hidráulicas del Río Camillaqui con los cuales realizaremos el modelamiento hidráulico con el software HEC RAS.
2. Las zonas vulnerables a inundación se plantea su encauzamiento será identificadas a través del modelamiento hidráulico identificaremos zonas propensas inundaciones.

II. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA

2.1. REVISIÓN DE CONCEPTOS BÁSICOS

2.1.1 DEFINICIÓN DE UN RÍO

Rocha, A (1,998) a los ríos debemos mirar como elementos naturales de los cuales debemos defendernos. Las avenidas son fenómenos naturales, producto de la aparición de determinadas condiciones hidrometeorológicas. Una inundación en cambio, es el desbordamiento de un río por la incapacidad del cauce para contener el caudal que se presenta. La inundación es, pues, un fenómeno de tipo hidráulico, prueba de ello es que pueden ocurrir inundaciones sin que haya crecidas o un evento hidrometeorológico extraordinario. Las obras de control y el tratamiento del problema de las avenidas e inundaciones son parte de la Hidráulica Fluvial.

La Escorrentía Mundial

Los ríos forman parte del ciclo hidrológico, que como sabemos constituye un proceso que no tiene principio ni fin.

Se ha estimado que la precipitación total sobre los continentes es, en promedio, de 100 000 Km³ por año, lo que equivale a 685 mm anuales. De esta enorme cantidad de agua un elevado porcentaje, el 65%, se evapora y regresa a la atmósfera. De la masa hídrica restante, una parte se infiltra y, eventualmente, da lugar a la escorrentía subterránea; otra, contribuye al mantenimiento de diversas formas de retención superficial, y la mayor parte constituye la escorrentía superficial, la que en cifras redondas Y como promedio plurianual es de 35,000 km³ por año.

En consecuencia, los ríos de la Tierra conducen hacia los mares y océanos una cantidad anual de agua equivalente a 35.000.000.000.000 m³. Estimaciones hechas por el U.S. Geological Survey fijan la escorrentía superficial en 1.170.400 m³/s, en tanto que según el Balance Mundial efectuado por la antigua Unión Soviética, este valor sería de 1.154.200 m³/s.

La escorrentía Mundial ha sido cuantificada por varios autores, entre ellos están LINDH y SHIKLOMANOV, cuyos resultados se muestran en los cuadros. Se presenta la disponibilidad de aguas superficiales de algunos países, incluyendo al

Perú. Obsérvese que el Perú tiene casi el 5% de los recursos hidráulicos superficiales Mundiales.

Asimismo, la disponibilidad de agua por habitante del Perú es una de las más altas del mundo; es casi diez veces el promedio mundial. En cambio China tiene sólo 2,500 m³/hab/año, valor bastante pequeño y que obliga a un uso y cuidado intensivo de sus escasos recursos hidráulicos.

CUADRO N° 01

DISTRIBUCIÓN CONTINENTAL DE LA ESCORRENTÍA MUNDIAL SEGÚN LINDH

<i>ESCORRENTIA KM/AÑO</i>				
<i>REGION</i>	<i>TOTAL</i>	<i>PERSISTENTE</i>	<i>NO PERSISTENTE</i>	$\frac{\text{ESC. PERSISTENTE}}{\text{ESC. TOTAL}} \times 100$
<i>África</i>	<i>4225</i>	<i>1905</i>	<i>2320</i>	<i>45%</i>
<i>Asia (sin la ex URSS)</i>	<i>9544</i>	<i>2900</i>	<i>6644</i>	<i>30%</i>
<i>Australia</i>	<i>1965</i>	<i>495</i>	<i>1470</i>	<i>25%</i>
<i>Europa (sin la ex URSS)</i>	<i>2362</i>	<i>1020</i>	<i>1342</i>	<i>43%</i>
<i>Norte América</i>	<i>5960</i>	<i>2380</i>	<i>3580</i>	<i>40%</i>
<i>Sud América</i>	<i>10380</i>	<i>3900</i>	<i>6480</i>	<i>38%</i>
<i>La ex-URSS</i>	<i>4384</i>	<i>1410</i>	<i>2974</i>	<i>32%</i>
<i>Total continental</i>				
<i>Sin regiones polares</i>	<i>38820</i>	<i>14010</i>	<i>24810</i>	<i>36%</i>
<i>Caudal</i>	<i>1'230,974 m³/s</i>	<i>444,254 m³/s</i>	<i>786,720 m³/s</i>	

FUENTE: Rocha F. Arturo

En el Perú se ha llevado diversos sistemas y medios de protección frente a los fenómenos climáticos que caracteriza nuestra nación, desde la zona norte, Tumbes, Piura, Lambayeque, pasando por la zona centro oriente Huánuco, Ucayali, hasta la zona sur, Madre de Dios, Puno y Arequipa.

En particular en nuestra región sur, Puno se ha distinguido por su inestabilidad pluvial lo cual ha motivado la construcción de defensas ribereñas, como es en los ríos Ramis, Huancané, Ilave, etc. orientadas a mitigar los efectos de estas máximas avenidas.

CUADRO N° 02

DISPONIBILIDAD DE AGUAS SUPERFICIALES EN ALGUNOS PAISES

PAIS	SUPERFICIE Miles km ²	POBLACIÓN Millones (1)	CAUDAL ANUAL MEDIO A LARGO PLAZO			
			Km ³	Por unid. Área miles m ³ /km ²	Per cápita	% caudal mundial
BRASIL	8 512	130	9 230	1 084	71,0	20,7
Ex URSS	22 274	275	4 740	213	17,0	11,0
Rep. CHINA	9 561	1 024	2 550	267	2,5	5,7
CANADA	9 976	25	2 470	248	99,0	5,6
INDIA	3 288	718	1 680	511	2,3	3,8
EEUU	9 363	234	1 940	207	8,3	4,4
NORUEGA	324	4	405	1 250	99,0	0,9
Ex Yugoslavia	256	23	256	1 000	11,0	0,6
FRANCIA	544	55	183	336	3,4	0,4
FINLANDIA	337	5	110	326	22,0	0,2
TOTAL MUNDIAL ²	134 800	4 665	44 500	330	9,5	
PERU	1 285	23	2 044	1 591	89,0	4,6

1 en 1983 / 2 sin la Antártida

FUENTE: Introducción a la hidráulica fluvial, Rocha Felices, A. 1998

La escorrentía es muy variable en el tiempo y en el espacio. Hay regiones del planeta donde la escasez de agua es notable. Se denomina Zonas Áridas, etimológicamente secas, aquéllas en las que el agua es el factor limitante del desarrollo; el agua es, o debe ser, entonces, la variable que controla su planificación. La escorrentía es también variable en el tiempo. Hay períodos de abundancia y períodos de escasez. Así son pues, los caudales de los ríos: muy variables en el tiempo y en el espacio.

El valor del agua es Para poder aprovechar y conservar un recurso es necesario conocerlo. Una parte de esta tarea corresponde a la Hidráulica Fluvial. Nuestros ríos son recursos valiosos, son nuestra fuente de vida. Corresponde a la Ingeniería hacer que sea posible la utilización racional y económica de los ríos.

Incalculable, ¿cómo ponerle precio?. El agua es un recurso natural insustituible para el desarrollo de los pueblos. De acá que el Estado, que es la organización política de una Nación en un territorio determinado, proclame como suyos los recursos hidráulicos de su territorio, sin los cuales la tierra no tendría valor.

Sviatoslav, K (1996) los ríos representan el resultado de la concentración de los escurrimientos superficiales en cauces generalmente son formados por la misma acción del agua.

Los ríos ocupan la parte más baja del terreno y por lo tanto entre dos ríos siempre hay una línea divisoria de terreno más alto que se llama divortium acuarum.

Los ríos se forman se forman de aguas superficiales provenientes de las lluvias y de la fusión del hielo de las montañas y de la afluencia de las aguas subterráneas.

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

2.1.2 LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL

Rocha, A (1,998) la escorrentía superficial se origina en la precipitación. La lluvia puede producirse en una parte de la cuenca o en toda la cuenca. Esta circunstancia depende de varios factores, entre ellos está el tamaño de la cuenca. Pensemos, sin embargo, en el caso extremo: que se produzca una lluvia generalizada sobre toda la cuenca. Este evento no traerá un escurrimiento superficial generalizado. Por el contrario, el agua tiende a concentrarse en determinados cursos que se van juntando unos a otros y que constituyen finalmente los ríos, que es el tema de nuestro estudio.

En el Diccionario de la Lengua Española encontramos que el río se define como “corriente de agua continua y más o menos caudalosa que va a desembocar en otra, en un lago o en el mar”. La palabra río viene del latín rivus: arroyo.

El río es, pues, el elemento de drenaje de la cuenca. Sin embargo, un río no solo lleva agua sino también materiales sólidos que provienen de la erosión de la cuenca. En general los ríos tienen fondo móvil, aunque no todos, ni siempre.

Fondo móvil (o lecho móvil) significa que el lecho del río está constituido por partículas sólidas no cohesivas (arena, grava), que están en movimiento. Para determinadas características del flujo se ponen en movimiento partículas de un determinado tamaño.

Las márgenes, las riberas, los lechos de los ríos, están en general compuestos de materiales erosionables. Debe entenderse que dichos materiales son erosionables para determinado caudal o velocidad de la corriente.

Las características de erosionabilidad y movilidad del lecho y de las márgenes son en general diferentes. Eventualmente, las márgenes pueden ser rígidas y el lecho no.

En 1978 se empezó a preparar el Plan Nacional de Ordenamiento de Recursos Hidráulicos del Perú, se elaboró un Glosario en el que a la definición de río dada anteriormente se adicionaron otras, que mencionamos a continuación. Algunos de los conceptos involucrados en estas definiciones son materia de análisis posterior.

Río con Pendiente Estabilizada: río que ha alcanzado aparentemente un estado aproximado al de equilibrio entre transporte y aportación de sedimentos (sólidos).

Río Encajonado: río que ha excavado su cauce en el lecho de un valle muy cerrado.

Río estable: río que en su conjunto mantiene sus pendientes, profundidades y dimensiones de cauce sin elevar o descender su lecho.

Río Fangoso: flujo de agua en el que, por estar fuertemente cargada de agua y residuos, la masa fluyente es espesa y viscosa.

Río Kárstico: río que tiene su origen en una fuente kárstica, o que corre por una región kárstica.

Río Subterráneo: masa de agua en movimiento que pasa a través de un intersticio de gran tamaño, tal como una caverna, cueva o conjunto de grandes intersticios en comunicación.

Estas seis definiciones fueron recogidas, del referido Glosario, el Glosario Hidrológico Internacional de la Organización Meteorológica Mundial (OMM).

Monsalve, G (1995) la escorrentía superficial es el fenómeno más importante desde el punto de vista de Ingeniería, y consiste en la ocurrencia y el transporte de agua en la superficie terrestre.

La mayoría de los estudios hidrológicos están ligados al aprovechamiento del agua superficial y a la protección contra los fenómenos provocados por su movimiento.

La escorrentía superficial comprende el exceso de la precipitación que ocurre después de una lluvia intensa y se mueve libremente por la superficie del terreno, y la escorrentía de una corriente de agua, que puede ser alimentada tanto por el exceso de precipitación como por las aguas subterráneas.

Molina, M (1975) la escorrentía es la parte del ciclo hidrológico constituida por el agua que fluye sobre la superficie del suelo o dentro de él formando al final, los diferentes cursos de agua. Ella proviene fundamentalmente, del agua de las precipitaciones que no han vuelto a la atmósfera por evapotranspiración; a partir de la superficie terrestre puede seguir diferentes rumbos y adoptar diferentes posiciones. Es la porción de agua que por diferentes vías llega a formar el caudal de los ríos y otros cursos de agua donde principalmente se ejerce la función de control, manejo y aprovechamiento por parte del hombre y al que el Ingeniero debe prestar asistencia.

2.1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS RÍOS

Rocha, A (1,998) los ríos pueden ser clasificados de muchas formas y maneras. Cada clasificación tiene un origen y una finalidad específica. En todo caso las clasificaciones sirven para obtener un mejor conocimiento del comportamiento fluvial.

A continuación presentamos, una de las tantas clasificaciones de los ríos: la clasificación de los ríos por su edad. Se afirma generalmente que esta clasificación es de origen geomorfológico. Según ella se distinguen tres tipos de ríos: jóvenes, maduros y viejos. Esta clasificación resulta útil para el planificador, el proyectista y el ingeniero hidráulico en general. Esta clasificación de los ríos expresa no solo la evolución fluvial a lo largo del tiempo, sino también los esfuerzos hechos por el hombre para dominar la Naturaleza, para dominar el río y usarlo en su beneficio.

Ríos Jóvenes. corresponde al estado inicial de los ríos. Cuando el agua forma su curso inicial, éste tiene una sección en forma de V. Son muy irregulares. Consisten de materiales fracturados. Ejemplo típico: torrentes de montaña.

En la selva encontramos ríos jóvenes de otro tipo, en los que predomina una gran movilidad. El cambio frecuente de curso es una de sus características esenciales. En estos ríos aluviales de baja pendiente y en los que falta condiciones naturales de encauzamiento, o de obras que las reemplacen, la tendencia la divagación, a la creación y abandono de cauces es notable.

Los ríos jóvenes presentan también variaciones importantes en los niveles de lecho, y por lo tanto en los niveles del agua, como parte de los procesos de agradación y degradación que les son propios.

Ríos Maduros. cuando el río se convierte en maduro, se amplía su sección transversal. El valle es más ancho. Disminuye la pendiente. El río está en estado de equilibrio o próximo a él. La pendiente y la energía del río son suficientes para transportar el aporte sólido que llega a él (“graded condition”). En el río maduro hay pequeñas planicies de inundación y algunos meandros. Hay desarrollos agrícolas y urbanos en las planicies aledañas. Hay obras de encauzamiento que impiden o limitan los desplazamientos laterales del río.

Ríos Viejos. los ríos viejos corresponden a un estado más avanzado de desarrollo. La pendiente del río sigue disminuyendo, su ancho aumenta. El río está confinado, encauzado, controlado. Hay un uso intensivo de todo el valle. Hay desarrollos urbanos, agrícolas e industriales importantes.

2.1.4 AVENIDAS MÁXIMAS

Molina, M (1975) menciona que las máximas avenidas de un río, el caudal que haya superado a todas las demás observadas durante un período de tiempo dado. Cuando este período de tiempo es de un año, el conjunto de descargas máximas se dice que forman serie anual. Por otra parte, se llama serie parcial a la relación de descargas cuya magnitud es mayor que una tomada arbitrariamente de acuerdo a los fines que se persiga al hacer la separación.

PERÍODO DE RETORNO.- Se llama período de retorno el tiempo que se requiere para que un evento de magnitud dada se repita, en promedio.

Para calcular el período de retorno de las máximas descargas se emplea la relación.

$$T_r = \frac{n + 1}{m}$$

Donde:

Tr = tiempo de retorno del evento en años

n = número total de descargas anuales observadas o sea número de años.

m = número de orden de la magnitud dada cuando todas las descargas son colocadas en orden decreciente.

Campos, F (1979) la aplicación de la Hidrología Superficial en el diseño, construcción y operación de una obra hidráulica, se puede resumir en encontrar la solución a las siguientes tres cuestiones:

- 1.- De que cantidad de agua se dispone en la corriente y cuáles son sus propiedades físicas, y bacteriológicas.

2.- Cuanto volumen de material sólido transporta la corriente.

3.- Cual es la magnitud de las avenidas o crecidas en la corriente y cuando se presentan.

ORIGEN DE LAS AVENIDAS.- En términos generales, las avenidas máximas se pueden clasificar de acuerdo a las causas que las generan, en las tres clases siguientes:

- 1.- Avenidas máximas de precipitaciones Líquidas.
- 2.- Avenidas máximas de precipitaciones Sólidas.
- 3.- Avenidas máximas Mixtas u originadas por otras causas.

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA FORMACIÓN DE LAS AVENIDAS.- Los variadísimos factores que influyen en la formación de una avenida, se pueden agrupar de una manera general en los tres grupos siguientes:

- a.- Factores CLIMÁTICOS
- b.- Factores GEOMORFOLÓGICOS
- c.- Factores EXTRAHIDROLOGICOS y OBRAS ARTIFICIALES.

MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE LAS AVENIDAS MÁXIMAS.- Para la estimación de una avenida máxima se dispone de variadísimos métodos de cálculo, mismos que pueden ser agrupados en términos generales en orden de importancia creciente, como sigue:

- I.- Métodos Empíricos.
- II.- Métodos Históricos.
- III.- Métodos de Correlación Hidrológica de Cuencas.
- IV.- Métodos Directos o Hidráulicos.
- V.- Métodos Estadísticos o Probabilísticos.
- VI.- Métodos Hidrológicos o de Relación Lluvia-Escorrentamiento.

Huisa, D (2003) el término de estudio de máximas avenidas está referido a la determinación de caudales de diseño (o caudales máximos instantáneos de diseño), en la cuenca que engloba a las cuencas en estudio, nos adecuaremos a metodologías en función a la disponibilidad de datos existentes.

Los resultados de este análisis pueden ser utilizados para muchos propósitos en ingeniería como diseño de: presas, bocatomas, encauzamiento de ríos, puentes, pontones, alcantarillas, etc.

Por ejemplo en la zona baja de la cuenca del río Ilave, Ramis, Coata y Huancané y otros ríos afluentes al Lago Titicaca, la infraestructura de defensa contra inundaciones falla por las avenidas máximas extraordinarias, ocasionando apreciables pérdidas económicas y de vidas humanas. Por lo que es determinante el caudal de diseño con diferentes períodos de retorno, de tal manera poder seleccionar un caudal considerando el costo y la seguridad.

De Piérola, N (1993) análisis de tendencias define como las aproximadas por la ecuación de regresión lineal y en algunos casos por polinomios que representan tendencias curvilíneas o exponencial. En los dos primeros parámetros de una serie.

- En la media.
- En la desviación Standard.

2.1.5 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Rocha, A (1991) menciona que el río debe estudiarse históricamente. No basta con conocer las características topográficas, geométricas, hidráulicas y sedimentológicas en un momento dado. El “momento” de que hablamos puede ser tan breve como 5 ó 10 años. Lapsos son instantes en la vida del río.

Los ríos aluviales se caracterizan por la gran movilidad. El movimiento de los sólidos, el acarreo, en un momento dado puede ser total, parcial o eventualmente nulo, dependiendo de diversos factores.

Son los llamados ríos de cauce móvil, o simplemente ríos aluviales. El lecho esta sujeto a continuos procesos de erosión, sedimentación y por cierto transporte de

sólidos. En consecuencia un río, aun sin construir en el ninguna obra, está sujeto a cambios en la sección transversal y en su alineamiento.

El río transporta agua y los productos de la erosión de la cuenca. Cada río tiene sus propias características. A veces se dice que el río es “temperamental”.

En el estudio del transporte de sólidos existen diferentes criterios para tomar o elegir un diámetro representativo de la muestra. Así por ejemplo, es común tomar el diámetro que corresponde al 50% del porcentaje acumulado, denominándosele como d_{50} ; EINSTEIN, por ejemplo toma el d_{65} y MEYER-PETER utiliza el llamado diámetro efectivo, que lo define como

$$d_m = \sum \frac{d_i \Delta p}{100}$$

2.1.6 EROSIÓN Y SOCAVACIÓN

Wolfgang, S (1994) menciona que en la naturaleza normalmente se tiene en las partes altas de los ríos una gran pendiente y una relativa poca cantidad de sedimentos, menos de la que el río es capaz de transportar. Por lo que se tiene un exceso en la capacidad de transporte, potencialmente muy agresiva, que ataca el fondo de los cauces, resultando una tendencia a la profundización (erosión). En las partes bajas, se tiene el caso contrario de acumulación y elevación del lecho.

En la naturaleza son posibles muchas variaciones con algunos cambios entre erosión y acumulación.

Suárez, D (1988) Define como el movimiento de agua que circula por el cauce de una corriente de agua produce el desprendimiento y transporte de los materiales que conforman su perímetro mojado. En una cañada o río pueden ocurrir dos tipos de erosión general que afectan el cauce:

- a.- Erosión lateral que amplía su ancho aumentando la altura de los taludes.
- b.- Profundización del cauce.

La erosión en ambos casos depende de las características geotécnicas de los materiales del fondo y los taludes, su geometría, pendiente y características del

flujo de agua. La estabilidad del talud en si depende de los parámetros de resistencia (C' O'). El peso unitario, la altura, pendiente, la presencia y características de discontinuidades geológicas.

Terán, R (1998) describe erosión es un proceso destructivo de los materiales de la corteza terrestre por acción de los procesos geológicos, que implica fracturamiento, fisuramiento, alteración física y/o química hasta el momento de arranque de los materiales, sin considerar el transporte. Los agentes erosivos son: agua, viento y el hombre mismo.

La erosión es una fase del proceso de degradación, el cual tiene 3 fases: erosión, transporte y sedimentación. La erosión fluvial es un trabajo continuo que realizan las aguas corrientes sobre la superficie terrestre. La erosión fluvial considerando el drenaje socava el valle en forma de V (perfil transversal), causando la profundización del cauce, el ensanchamiento y el alargamiento; según el estado de desarrollo hará más o menos intenso el proceso.

Toebes, C y Ouryvaev, V (1970) define como la cantidad de sedimentos producidos por erosión en las laderas y cauce de una cuenca y que se han acumulado en la estación de aforo situada en el punto más bajo, se denomina cantidad de sedimentación, que no es nunca igual al total erosionado en la cuenca, ya que una parte del material erosionado se acumula en las laderas y cauces. Por tanto este concepto de cantidad de sedimentación no refleja el proceso total de erosión en laderas y arroyos.

2.2 SOFTWARE DE ANÁLISIS HIDRÁULICO HEC-RAS

2.2.1 HEC-RAS

Es un programa integrado de análisis hidráulico en el cual, el usuario interactúa con una interface gráfica fácil de usar, el sistema es capaz de representar el cálculo del perfil de la superficie de agua en flujo permanente unidimensional. Posteriores versiones realizarán cálculos en flujo no permanente y en Transporte de Sedimentos.

HEC-RAS es un programa desarrollado por el centro de ingeniería hidrológica del ejército de los Estados Unidos. Es una versión para Windows 7, XP.

Al crear una aplicación hidráulica para el río con el HEC-RAS se trabajara con un proyecto, que es una colección de datos asociado a un sistema particular del río que va a ser usados para generar un modelo. En todo proyecto se registrarán primero los datos básicos como: El geométrico y el tipo de flujo, corrigiendo la entrada de datos mediante las diferentes opciones del programa, luego se ejecuta el programa, (si el programa no corre, inmediatamente se visualiza los errores a corregir) una vez que los datos básicos son integrados y probados, se pueden formular fácilmente nuevos planes.

2.2.2 APLICACIONES DEL HEC -RAS

El programa tiene varias aplicaciones siendo las principales:

- Determinar mapas de inundación.
- Estudios de protección de avenidas.
- Modelar cambios en los perfiles de agua en canales debido a mejoramientos y diques.

2.2.3 FUNDAMENTO TEÓRICO

HEC-RAS es capaz de realizar cálculos para perfiles de superficie de agua unidimensional para flujo uniforme y gradualmente variado en canales naturales o artificiales. Los perfiles de superficie de agua pueden ser calculados para régimen de flujo subcrítico, supercrítico y régimen de flujo mixto.

2.2.3.1 Ecuaciones para calcular el Perfil de flujo

Perfiles de superficie de agua son calculados para una sección transversal, proveniente de la solución de la ecuación de energía con un proceso iterativo llamado el método de paso estándar, la ecuación de Energía se escribe como sigue:

$$Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + y_1 + h_c = Z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \quad (2 - 4)$$

Donde:

y_1, y_2 : Profundidad de agua de la sección transversal

Z_1, Z_2 : elevación fondo del canal principal

V_1, V_2 : coeficiente ponderado de velocidad

g : aceleración gravitacional

h_c : pérdida de altura de energía

Un diagrama mostrando los componentes de la ecuación de energía es presentado en la figura.

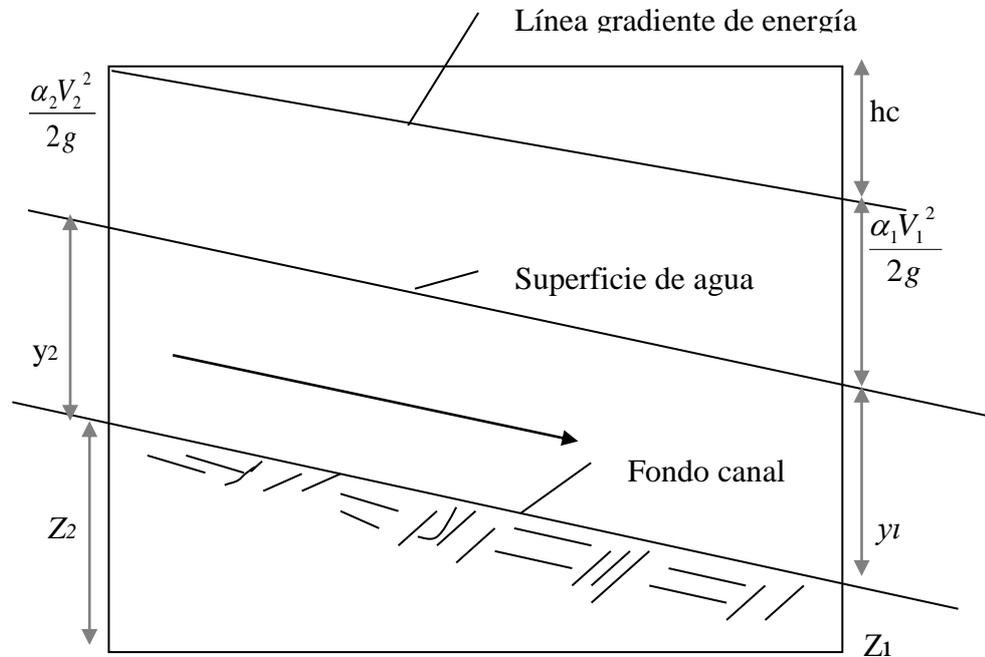


Figura N° 01: Representación de componentes de la Ecuación de Energía.

La pérdida de la altura de energía (h_c) entre dos secciones transversales está constituida por las pérdidas por fricción y las pérdidas por contracción o expansión.

La ecuación para la pérdida de altura de energía es el siguiente:

$$h_c = L S f + C \left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \quad (2-5)$$

Donde:

L : distancia ponderada a lo largo de la longitud

Sf : pendiente de fricción representativa entre dos secciones

C : coeficiente de pérdida por expansión o contracción

La distancia ponderada a lo largo de la longitud L , es calculada como:

$$L = \frac{L_{lob} Q_{lob}}{Q_{lob}} + \frac{L_{ch} Q_{ch}}{Q_{ch}} + \frac{L_{rob} Q_{rob}}{Q_{rob}} \quad (2-6)$$

Dónde:

Llob, Lch, Lrob: sección transversal entre la longitud específica para flujo sobre banco izquierdo canal principal y sobre el banco derecho, respectivamente.

Qlob, Qch, Qrob: promedio aritmético de los flujos entre las secciones por el banco izquierdo canal principal y banco derecho respectivamente.

2.2.3.2 Cálculo de Subdivisión de canales Compuestos

La determinación de la conducción total y el coeficiente de velocidad para una sección requieren que el flujo sea subdividido en unidades para que la velocidad esté uniformemente distribuida. La aproximación en HEC-RAS es a subdividir el flujo en áreas sobre los bancos usando a la entrada de la sección transversal n valores de puntos abiertos (ubicados donde los n-valores cambian) son las bases para la subdivisión (Figura2).

La conducción es calculada dentro de cada subdivisión mediante la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} \quad (2-7)$$

El programa totaliza las conducciones incrementadas sobre los bancos y obtiene una conducción sobre el banco izquierdo y sobre el banco derecho. La conducción del canal principal es normalmente calculada como una simple conducción elemental. La conducción total para la sección transversal es obtenida sumando las tres conducciones subdivididas (izquierda, canal, derecha).

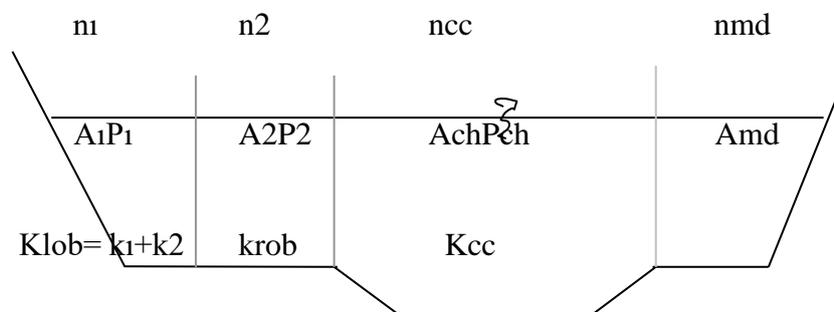


Figura N° 02: Parámetros que considera el HEC-RAS cuando la sección es compuesta

Para la determinación del coeficiente de Manning para la sección compuesta n_c , el canal es dividido en N partes, cada uno con un perímetro mojado conocido P_i y un coeficiente de rugosidad n_i .

$$n_c = \left(\frac{\sum P_i * n_i^{1.5}}{P} \right)^{2/3} \quad (2 - 8)$$

Donde:

n_c : coeficiente de rugosidad compuesto o equivalente

P : perímetro mojado del canal principal entero

P_i : perímetro mojado de subdivisión i

n_i : coeficiente de rugosidad de subdivisión

2.2.3.3 Evaluación de la altura de Energía Cinética Media

Debido a que el software HEC-RAS es un programa para perfiles de superficie de agua unidimensional, solamente una simple superficie de agua y por lo tanto una simple energía media será calculada en cada sección transversal. Para una elevación de superficie de agua dada, la energía media es obtenida por cálculo de flujo de energía ponderada desde las tres subestaciones de una sección transversal (banco izquierdo, canal principal, y banco derecho). La Figura 3 muestra la distribución de la energía media que sería obtenido para una sección transversal para el canal principal y el banco derecho (no el área de banco izquierdo).

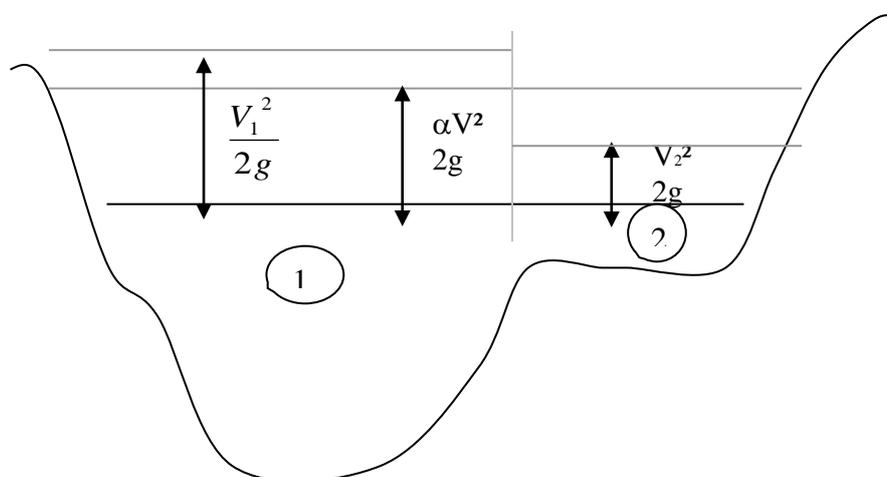


Figura N° 03: Ejemplo de cómo es obtenido la Energía Promedio

V_1 = velocidad media para subárea 1

V_2 = velocidad media para subárea 2

Para el cálculo de la energía cinética promedio es necesaria la obtención de la altura de velocidad y el coeficiente de coriolis ponderado. Este es calculado del siguiente modo:

$$\frac{\alpha V^2}{2g} = \frac{\frac{Q_1 V_1^2}{2g} + \frac{Q_2 V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2} \quad (2-9)$$

El coeficiente de velocidad, alfa, es calculado basado en los tres componentes del flujo: banco izquierdo, banco derecho y canal. Ello también puede ser escrito en términos de conducción y áreas con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{A_1^2 \left(\frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right)}{(K_1)^3} \quad (2-10)$$

Donde:

A_1 : área de flujo total de la sección transversal

A_{lob} , A_{ch} , A_{rob} : áreas de flujo del banco izquierdo, canal principal y banco derecho, respectivamente.

K_1 : conducción total de la sección transversal

K_{lob} , K_{ch} , K_{rob} : conducciones del banco izquierdo canal principal y banco derecho respectivamente.

Donde:

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \quad (2-11)$$

2.2.3.4 Evaluación de la pérdida por fricción

La pérdida por fricción en HEC-RAS es evaluada como el producto de Sf promedio y L (ecuación 2-2), donde el primero es la pendiente de fricción representativa para un tramo y L es definido por la ecuación 2-3. La pendiente de fricción (pendiente de la línea de gradiente de energía) en cada sección transversal es calculada mediante la siguiente ecuación de Manning:

$$Sf = \frac{Q^2}{K} \tag{2 - 12}$$

Expresiones alternativas de la pendiente de fricción representativas para el tramo en HEC-RAS son las siguientes:

Ecuación de la conducción promedia

$$Sf = \frac{(Q_1 + Q_2)^2}{K_1 + K_2} \tag{2 - 13}$$

La ecuación 2-13 es la ecuación “por defecto” usado por el programa; ello es usado automáticamente a menos que una ecuación diferente sea requerida de inicio.

2.2.3.5 Evaluación de pérdidas por contracción y expansión

Evalúan perdidas por cambios en la sección transversal para flujo subcritico. La pérdida por contracción y expansión en HEC-RAS son evaluada por la siguiente ecuación:

$$h_o = C \left(\frac{\alpha_1 V_1}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2}{2g} \right) \tag{2 - 14}$$

Donde:

C : Coeficiente de contracción o expansión

El programa asume que una contracción está ocurriendo cada vez que la altura de velocidad río abajo es mayor que la altura de velocidad río arriba. Igualmente cuando la altura de velocidad río arriba es mayor que la altura de velocidad río abajo, el programa asume que una expansión está ocurriendo. Valores típicos de “C” se muestran la siguiente tabla.

Tabla N° 01: Valores de coeficiente de contracción y expansión

	Contracción C	Expansión E
No hay transiciones	0	0
Transiciones graduales	0.1	0.3
Secciones típicas de canales	0.3	0.5
Puentes	0.5	0.6
Transiciones abruptas	0.6	0.8

2.2.3.6 Procedimiento Computacional

La elevación de la superficie de agua no conocida en una sección transversal es determinada por una solución iterativa de la ecuación 2-4 y 2-5. El procedimiento computacional es el siguiente:

1. Elevación de la superficie de agua en la sección transversal aguas arriba (o sección transversal aguas abajo si un perfil supercrítico está siendo calculado).
2. Basado en la elevación de la superficie de agua asumida, determina la correspondiente conducción total y la altura de velocidad.
3. Con los valores del paso 2, calcular Sf promedio y solucionar la ecuación 2-2 para h_e .
4. Con los valores del paso 2 y 3, solucionar la ecuación 2-1 para WS2
5. Comparar los valores calculados de WS2 con los valores asumidos en el paso 1; repetir el paso 1 al 5 hasta que los valores queden dentro de 0.01 pies (0.003 m) o el uso de tolerancia definido.

Los criterios usados para asumir la elevación de la superficie de agua para el procedimiento iterativo varían de proceso a proceso. Para el primer proceso la superficie de agua está basada en la proyección de profundidad de sección transversal de agua anterior a la sección actual. En el segundo proceso la elevación de la superficie de agua: es jugar a la elevación de la superficie asumido más el 70% del error de la primera prueba (WS computado – WS asumido). En otras palabras, WS nuevo = WS asumido + 0.70*(WS calculado – WS asumido). El tercero y subsiguiente proceso están basados generalmente en el método “secante” de proyección del % de variación de la diferencia entre las elevaciones calculado y asumido para los dos procesos anteriores. La ecuación para el método secante es la siguiente:

$$WS_1 = WS_{1-2} - Err_{1-2} \left(\frac{Err_Asum}{Err_Dif} \right) \quad (2 - 15)$$

Donde:

WS₁ : la nueva superficie de agua asumida

WS₁₋₁ : la iteración de la superficie de agua anterior asumido

WS₁₋₂ : la superficie de agua asumida de las dos pruebas anteriores

- Err1-2 : error en los dos procesos anteriores (superficie de agua calculada menos asumida de la 1-2 iteración.
- Err_Asum : diferencia de la superficie de agua asumido de los dos procesos anteriores.
- Err_Asum : $WS1-2 - WS1-1$
- Err_Dif : superficie de agua asumido menos la superficie de agua calculado de la iteración anterior (1-1), más el error de los dos primeros anteriores (Err1-2).

$$Err_Diff = WS1-1 - WS_Calc1-1 + Err1-2 \quad (2-16)$$

El cambio de un proceso al siguiente es restringido a un máximo de $\pm 50\%$ de la profundidad asumida del proceso anterior. En ocasiones el método de secante puede suspender si el valor de Err_Diff llega a ser demasiado pequeño. Si el Err_Diff es menor que $1.0E-10$, entonces el método de la secante no es usado. Cuando esto ocurre, el programa calcula una nueva suposición del promedio de ingreso de la superficie de agua asumido y calculado de la iteración anterior.

El programa está restringido a un número máximo de iteraciones (por defecto 20) para el balance de la superficie de agua. Aunque el programa es iterativo, ello guarda huella de la superficie de agua que produce la misma cantidad de error entre los valores asumidos y calculados. Esta superficie de agua es llamada el *mínimo error de la superficie de agua*. Si el máximo número de iteraciones está antes de la extensión entre dos recodos el balanceo de la superficie de aguas es archivado, el programa entonces calculará la profundidad crítica. El programa entonces controla a ver si el error asociado con el mínimo error de superficie de agua está dentro de la tolerancia predefinido (por defecto es 0.3 pies o 0.1 m). Si el error mínimo de superficie de agua tiene un error asociado menor que la tolerancia predefinida, y esta superficie de agua está en una posición correcta de la profundidad crítica, entonces el programa usará esta superficie de agua hasta la respuesta final y muestra un mensaje de advertencia si ello es así.

Si el error mínimo de superficie de agua tiene un error asociado y ese es mayor que la tolerancia predefinida, o ello está en una posición incorrecta de la profundidad

crítica, el programa usará la profundidad crítica a la salida final para la sección transversal y muestra un mensaje de advertencia si ello es de este modo.

La razón fundamental para usar el error mínimo de superficie de agua sea así, es probablemente para mejorar la salida de la profundidad crítica, a lo largo sobre el criterio ya conocido. Ambos errores mínimos de superficie de agua y la profundidad crítica son solamente usados en esta situación para permitir al programa a continuar la solución del perfil de la superficie de agua. Ninguna de estas dos salidas será considerada a ser soluciones válidas, y por lo tanto mensajes de advertencia serán mostrados cuando cualquiera de los dos es usado. En general, el programa no puede balancear la ecuación de energía cuando las secciones transversales son demasiado distantes entre sí o si hay algún dato incorrecto en la sección transversal. Ocasionalmente, esto puede ocurrir debido a que el programa está tentativamente calculando una superficie de agua subcrítica cuando el régimen del flujo es actualmente supercrítico.

2.2.3.7 Determinación de la Profundidad Crítica

La profundidad crítica para una sección transversal puede ser determinada si alguna de las siguientes condiciones es satisfecha.

- (1) El régimen de flujo supercrítico debería ser especificado.
- (2) El cálculo de la profundidad crítica debería ser solicitado por el usuario.
- (3) Este en un límite exterior de la sección transversal y la profundidad crítica debería ser determinado para asegurar al usuario la condición de límite interior esté en el régimen de flujo correcto.
- (4) El número de Froude controla para un perfil subcrítico indicado la falta de profundidad crítica a ser determinado al verificar el régimen de flujo asociado con la elevación balanceada.
- (5) El programa no puede balancear la ecuación de energía dentro de la tolerancia específica antes de alcanzar el máximo número de iteraciones.

La altura de energía total para una sección transversal está definida por:

$$H = \frac{WS + \alpha V^2}{2g} \quad (2 - 17)$$

Donde:

H : altura de energía total

WS : elevación de la superficie de agua

$\frac{\alpha V^2}{2g}$: Altura de velocidad

La elevación crítica de la superficie de agua de elevación para que la altura de energía total sea un mínimo (energía específica mínima para esa sección transversal para el flujo dado). La elevación crítica es determinada con un procedimiento iterativo por lo cual valores de WS serán asumidos y los valores correspondientes a H serán determinados de la ecuación 2-13 hasta que un valor mínimo de H sea alcanzado.

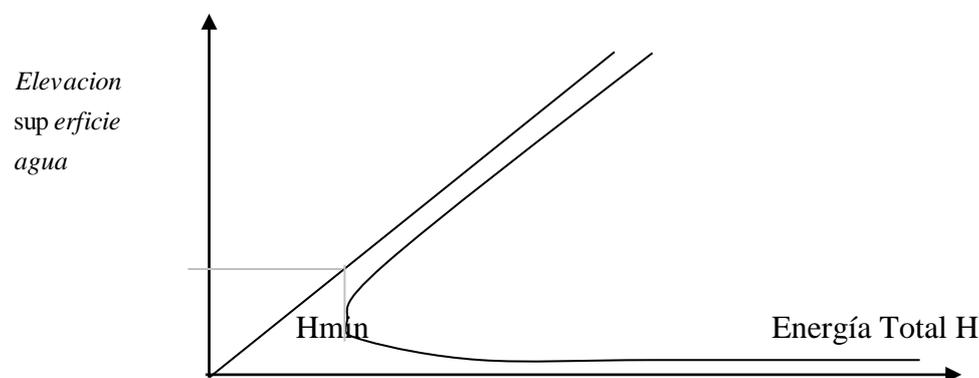


Figura N° 04: Energía específica mínima para cada sección transversal

2.2.3.8 Aplicación de la ecuación de Momentum

La ecuación del Momentum es utilizada en situaciones donde el flujo es rápidamente variado. Esto incluye régimen de flujo mixto: saltos hidráulicos, hidráulica de puentes y confluencia de ríos.

$$F_1 - F_2 = \rho Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) \quad (2 - 18)$$

Donde:

F_1 y F_2 : Fuerza debidas a la presión hidrostática

ρ : Densidad de agua

Q : caudal

β : Coeficiente de Boussinesq

V_1 y V_2 : velocidad de conducción

Siempre que la superficie del agua pase a través de un tirante crítico, la ecuación de energía no se puede aplicar. Los efectos de obstrucciones como: puentes, barraje, alcantarillas y estructuras en el plano de inundaciones pueden ser considerados en los caculos. Ejemplos:

- Caídas
- Cambios significativos en pendiente
- Barrajes
- Confluencias
- Salto hidráulico
- Flujo a través de puentes.

III. MATERIALES Y METODOS

3.1 MATERIALES

3.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

3.1.2 UBICACIÓN

El área en estudio, se ubica en el Centro Poblado de Ancoamaya, provincia de el Collao, departamento de Puno. Geográficamente se encuentra ubicado entre los paralelos 16°09'43" latitud sur y 69°34'49" longitud oeste. El área abarca una extensión aproximada de 3.8 km² y una longitud de 3.5 km de río que paralelamente se tiene la carretera Ilave – Desaguadero, que tiene su inicio en la ubicación del Centro Poblado de Ancoamaya y el final en el cruce del Río Principal de la Microcuenca del Río Zapatilla, la altitud media en la zona es de 3,851 m.s.n.m. La zona pertenece a la parte media del río Zapatilla, zona que será encauzado a la margen derecha perteneciente a la comunidad de Ancoamaya, donde el río Zapatilla en su recorrido cruza áreas agrícolas en ambas márgenes y áreas de viviendas familiares de la Comunidad de “Ancoamaya”. La zona se caracteriza por presentar un clima frígido y seco corresponde a la zona puna del Perú, los registros de precipitaciones anual indican 630 mm, por tanto esta puede considerarse reducida o nula, la humedad relativa media anual varia poco a poco a lo largo del año, sus valores están entre 51% y 56% y la temperatura promedian alrededor de 9.10 °C, con ligeras variaciones estacionarias. De manera que la agricultura se realiza bajo secano el riego es complementario.

3.1.3 VÍAS DE ACCESO A LA ZONA DE ESTUDIO

La principal vía de acceso a la zona del proyecto desde la ciudad de Puno, la constituye la carretera Puno – Desaguadero, desde ahí está sobre la vía Ilave - Juli se encuentra la comunidad de Ancoamaya.

CUADRO N° 03

Vías de Acceso a la Zona del Proyecto

Desde – Hasta	Distancia (Km)	Tiempo (Min)	Tipo de Vía
Puno – Ilave	50	40	Asfaltado
Ilave – C.P. Ancoamaya	10	15	Asfaltado - trocha

FUENTE: Propia

3.1.4 ASPECTOS AGRÍCOLAS

La principal actividad de la comunidad es la agropecuaria; predominando la crianza de animales como ganado vacuno, ovino, porcino, aves de corral, etc. de igual manera la actividad agrícola es muy importante, teniendo entre sus principales cultivos: la papa dulce, papa amarga, cebada grano, quinua, cañihua, habas y avena forrajera.

3.1.5 CARTOGRAFÍA

Los datos cartográficos con las que se contó en el siguiente estudio son:

- Carta Nacional a escala 1/200,000 de la cuenca del río Zapatilla

3.1.6 TOPOGRAFÍA

Las áreas adyacentes al cauce del río y la zonas de encauce presentan una topografía perfectamente diferenciada cubierta a ambos márgenes por unas cadenas de cerros, se puede mostrar también que a lo largo del río se diferencia la forma meándrica del río variando desde las zonas altas de vertiente abrupta hasta las bajas de planicie uniforme y suave, el cauce del río presenta marcadas zonas de deposición y erosión longitudinal en el fondo del cauce lo que hace que su pendiente sea irregular, por el que a lo largo también se muestra las vías de comunicación como carreteras, se muestra también algunas zonas que han sido encauzadas.

3.1.7 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

Geológicamente el área del proyecto está constituido por terrazas fluviales, depósitos de cauce cuyas granulométricas van desde gravas gruesas a arenas.

3.1.7.1 Geomorfología

La evolución geomorfológica de la región, ligada al levantamiento andino determinó el afloramiento de rocas Mesozoicas. La tectónica regional y acción climática han contribuido a configurar la expresión topográfica actual.

La región se caracteriza por la superposición del vulcanismo terciario-cuaternalio sobre la penillanura de puna, la cual representa un horizonte plegado y fallado por la orogénesis y que descansa sobre el horizonte Mesozoico, cuyos afloramientos muestran rocas de granulometría variada desde lutitas hasta conglomerados.

El área comprende las siguientes sub-unidades:

Puna Altiplánica Occidental

Abarca desde la transición del altiplano hasta la parte alta de la cordillera occidental, entre 4,000 a 4,800 m.s.n.m. Se caracteriza por un paisaje con mesetas altas separadas por suaves colinas y a veces por cerros agrestes. Esta morfología corresponde a restos de una superficie madura labrada mayormente en rocas volcánicas y sedimentarias.

Mediante el reconocimiento geológico de campo se identificó afloramientos rocosos de los siguientes tipos:

- **Dioritas.**- Son generalmente de color gris pálido de grano fino, comúnmente de textura porfirítica con fenocristales de plagioclasas y máficos, en una matriz de grano fino (microdioritas porfiríticas).
- **Pórfidos.**- Conformados por pórfidos de cuarzo y feldespato de color blanco a anaranjado pálido, poco fracturados.
- **Areniscas.**- Conformadas mayormente por areniscas de grano fino gris oliva y areniscas cuarcíferas de color marrón pálido, micáceas, localmente pasando a una fina estratificación lajosa e interestratificada con limolitas lajosas.
- **Calizas.**- Constan mayormente en caliza masiva gris de grano fino de estratificación regular y algo fracturado.

- **Andesitas.**- Son típicamente lavas grises de grano muy fino, localmente vesiculares, contienen pequeños ferrocristales de olivino y/o hornablendas y/o plagioclasas. Presentan juntas frescas y láminas sub-horizontales.

3.1.8 HIDROGRAFÍA

El ámbito de estudio del presente trabajo está ubicado en el C.P. de Ancoamaya, la Microcuenca del Río Zapatilla la cual se opta por tomar los datos de precipitación de la estación Juli la cual es la más cercana a la Área del proyecto de investigación.

3.2 METODOS

3.2.1 RECOPIACION DE INFORMACIÓN

El estudio de intensidades de precipitación y conocer su distribución temporal y espacial, es de interés para diversos fines, como el caso para alimentar modelos precipitación – escorrentía. Y por esta etapa se ha efectuado trabajos en la revisión de documentos de los estudios anteriores ejecutados para planteamiento del esquema hidráulico Zapatilla, estudios de encauzamiento y recopilación de información hidrometeorológicas requeridas de las estaciones que comprenden dentro de la cuenca y alrededores de la cuenca en estudio, así como la información existente en cuanto a geología y geotecnia, planos, carta nacional, etc.

3.2.2 TRABAJO DE CAMPO

En esta etapa se desarrollan las diferentes actividades referentes a:

3.2.2.1 Trabajos Topográficos

Para el desarrollo de los estudios y diseños, materia de la presente investigación, se utilizara la información campo en escala 1/2,000 obtenida en las diferentes salidas, para tomar criterios de trabajo de trazo de la sección del cauce, perfil longitudinal, control horizontal, vertical y trazo definitivo del eje del dique de encauzamiento, así como trabajos de poligonal de apoyo.

a) Trabajos de Gabinete

Todos los datos de campo se han procesado en forma manual con apoyo de un computador en la hoja de cálculo Excel, a partir de las libretas de campo.

Para el dibujo de las secciones transversales, los cálculos se han hecho manualmente para pasarlos a una base de datos. Para dibujarlos en computadora, utilizando programas existentes para cada uno de estos casos, así como para todos los planos necesarios.

3.2.3 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

Con los planos y la información obtenida se procedió al análisis del área en estudio formando una base de datos para los mapas temáticos y cálculos correspondientes de diseño. La información requerida para ejecutar el modelo HEC-RAS, como se dijo, se basa en la geometría del río que es extraído de un plano topográfico a curvas de nivel. El análisis de la información de los recursos suelos, uso actual de la tierra y geológico-geomorfológico se describe a continuación.

3.2.3.1 Parámetros Geomorfológicos de la Microcuenca Zapatilla (Río Camillaqui)

A. Área de la Cuenca (A)

La superficie de la cuenca delimitada por el divisor topográfico, correspondiente a la superficie de la misma proyectada en un plano horizontal; y su tamaño influye en forma directa sobre las características de los escurrimientos fluviales y sobre la amplitud de las fluctuaciones.

El área de la Microcuenca del río Zapatilla es determinada con el apoyo de una herramienta Software ArcView empleando el Sistema de Información geográfica SIG.

B. Perímetro de la Cuenca (P)

El perímetro de la cuenca está definido por la longitud de la línea de división de aguas (Divortium Aquarium). Se determina utilizando el programa ArcView.

C. Longitud Mayor del Río (L)

Recibe este nombre, el mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada, es decir, el mayor recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un punto fijo de interés. Este parámetro se determinó con el programa ArcView.

D. Forma de la Cuenca

Es la que determina la distribución de las descargas de agua a lo largo del curso principal o cursos principales, y es en gran parte responsable de las características de las crecientes que se presentan en la cuenca.

d.1. Ancho Promedio (A_p)

Es la relación entre el área de la cuenca y a la longitud mayor del curso del río. La expresión es la siguiente:

$$A_p = A/L \quad (3.1)$$

Donde:

- A_p : Ancho promedio de la cuenca
- A : Área de la cuenca
- L : Longitud mayor del río

d.2. Coeficiente de Compacidad (K_c)

Llamado también como índice de Gravelius. Constituye la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área – igual a la de un círculo – es equivalente al área de la cuenca en estudio.

Su fórmula es la siguiente:

$$K_c = P/(2(P*A)^{1/2}) \quad (3.2)$$

$$K_c = 0.28*(P/A^{1/2}) \quad (3.3)$$

Donde:

- K_c : Coeficiente de compacidad
- P : Perímetro de la cuenca
- A : Área de la cuenca

Una cuenca se aproximara a una forma circular cuando el valor de K_c se acerque a la unidad.

Si este coeficiente fuera igual a la unidad, significa que habrá mayores oportunidades de crecientes debido a que los **Tiempos de Concentración T_c** , (duración necesaria para que una gota de agua que cae en el punto más alejado de aquella, llegue a la salida o desembocadura), de los diferentes puntos de la cuenca serian iguales.

De igual modo, cuanto mayor sea el valor de K_c , también será mayor el tiempo de concentración de las aguas y, por tanto, estará menos propensa a una inundación.

d.3. Factor de Forma (F_f)

Es otro índice numérico con el que se puede expresar la forma y la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca.

Es la ecuación entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud del curso de agua más larga, cuya expresión es la siguiente:

$$F_f = A_p/L \quad (3.4)$$

Donde:

F_f : Factor de Forma

A_p : Ancho promedio de la cuenca

L : Longitud del curso más largo

Una cuenca con Factor de Forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del mismo tamaño pero con un factor de Forma mayor, su valor es adimensional.

E. Sistema de Drenaje

El sistema de drenaje de una cuenca está conformado por un curso de agua principal y sus tributarios; observándose por lo general, que cuanto más largo sea el curso de agua principal, mas llena de bifurcaciones será la red de drenaje.

Con la finalidad de determinar las características de dicha red, se definen los siguientes índices:

e.1. Grado de Ramificación

Para definir el grado de ramificación de un curso de agua principal (según Horton), se ha considerado el número de bifurcaciones que presentan sus tributarios, asignándole un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde el curso principal hasta el encuentro con la divisoria de la cuenca.

e.2. Densidad de Drenaje (Dd)

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

Valores altos de densidad refleja una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación, es decir que las precipitaciones influirán inmediatamente sobre las descargas de los ríos (Tiempos de Concentración cortos).

La expresión es la siguiente:

$$Dd = Li/A \quad (3.5)$$

Donde:

Dd	: Densidad de drenaje	Km/Km ²
Li	: Longitud total de los cursos de agua	Km.
A	: Área de la cuenca	Km ²

F. Pendiente Media del Río (Ic)

El agua superficial concentrada en los lechos fluviales escurre con una velocidad que depende directamente de la declividad de estos, así a mayor declividad habrá mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos.

Se determina mediante la siguiente relación:

$$Ic = (HM - Hm)/(1000*L) \quad (3.6)$$

Donde:

Ic : Pendiente media del río

L : Longitud del río

HM y Hm : Altitud max. y min. Del lecho del río referidas al nivel del mar.

3.2.3.2 Análisis Hidrológico

En base a la información disponible, esto es: precipitación 24 máxima en 24 horas y descargas medias mensuales de las estaciones ubicadas en las cuencas de los río, así como de estaciones ubicadas en cuencas vecinas; se identificó como período común de análisis el segmento: 1979 – 2007 (28 años).

Las estaciones hidrometeorológicas presentan períodos no uniformes e incompletos, por lo que se realizó el proceso de uniformización al período base. Para lo que se utilizó un procedimiento de correlación cruzada con grupos de comportamiento hidrológico homogéneo que permitió seleccionar las de mejor comportamiento y efectuar la clasificación de las estaciones.

3.2.3.3 Análisis de Máximas Avenidas

Período de retorno

Es el tiempo transcurrido entre sucesivos caudales picos, excediendo un caudal seguro es una variable aleatorio, cuyo valor medio es llamado período de retorno T (o intervalo de recurrencia) de un caudal Q. La relación entre la probabilidad y período de retorno es $P(Q)=1/T$, en donde P(Q) es la probabilidad de excedencia de Q.

El período de retorno está relacionado con la magnitud de la variable de diseño (tal como el caudal de diseño). Siendo los factores más importantes en la selección del valor de diseño el costo y la seguridad. Es demasiado costoso diseñar estructuras pequeñas como alcantarillas y pontones (culverts) para caudales picos grandes; sin embargo si una estructura hidráulica importante como el vertedero de una presa grande, se diseña para una creciente demasiado pequeña, el resultado puede ser una catástrofe tal como la falla de una presa, dique de encauzamiento. La magnitud óptima es aquella que equilibra los criterios enfrentados entre el costo y seguridad.

En tabla 02, se muestra los períodos de retornos recomendados según el tipo de estructura.

Tabla 02: Criteríos de diseño generalizados para estructuras de control de agua.

Tipo de Estructura	Período de Retorno en años	ELV*
Alcantarillas de carreteras <ul style="list-style-type: none"> • Volúmenes de tráfico bajos • Volúmenes de tráfico intermedios • Volúmenes de tráfico altos 	5-10 10-25 50-100	- - -
Puentes de carreteras <ul style="list-style-type: none"> • Sistema secundario • Sistema primario 	10-50 50-100	- -
Drenaje Agrícola <ul style="list-style-type: none"> • Culverts • Surcos 	5-50 5-50	- -
Drenaje Urbano <ul style="list-style-type: none"> • Alcantarillas en ciudades pequeñas • Alcantarillas en ciudades grandes 	2-25 25-50	- -
Aeropuertos <ul style="list-style-type: none"> • Volúmenes bajos • Volúmenes intermedios • Volúmenes altos 	5-10 10-25 50-100	- - -
Diques <ul style="list-style-type: none"> • En fincas • Alrededor de ciudades 	2-50 50-200	- -
Presas con poca probabilidad de pérdidas de vidas (baja amenaza) <ul style="list-style-type: none"> • Presas pequeñas • Presas intermedias • Presas grandes 	50-100 100+ -	- - 50-100%
Presas con probabilidad de pérdidas de vidas (amenaza significativa) <ul style="list-style-type: none"> • Presas pequeñas • Presas intermedias • Presas grandes 	100+ - -	50% 50-100% 100%
Presas con probabilidad de pérdidas de vidas (alta amenaza) <ul style="list-style-type: none"> • Presas pequeñas • Presas intermedias • Presas grandes 	- - -	50-100% 100% 100%

* Valor Límite Estimado (ELV por sus siglas en ingles), ver página 428 de Hidrología Aplicada, Ven Te Chow.

Se presentará en este capítulo las ecuaciones y factores para calcular el caudal de diseño para diferentes períodos de retorno que variara de 1 a 10000 años.

Por lo tanto, la metodología se limita al cálculo del caudal máximo instantáneo a partir de los caudales promedios diarios.

3.2.3.3.1 Distribución Pearson Tipo III

La distribución usada en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecidas y sequías (máximos y mínimos).

Función Densidad

Se dice que una variable aleatoria, tiene una distribución Gamma de 3 Parámetros o distribución Pearson Tipo III, si su función densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \left(\frac{X-\gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-\left(\frac{X-\gamma}{\alpha}\right)}$$

Función Acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución Pearson Tipo III o Gamma de III parámetros es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \int_0^x e^{-\left(\frac{X-\gamma}{\alpha}\right)} * \left(\frac{X-\gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} dx$$

En el cual:

- X = Variable aleatoria Pearson tipo III
- γ = Origen de la variable x, parámetro de posición.
- α = Parámetro de escala
- β = Parámetro de forma
- $\Gamma(\beta_1)$ = Función gamma completa

La variable reducida y Pearson Tipo III, es:

$$y = \frac{x - \gamma}{\alpha}$$

La función acumulada Pearson Tipo III reducida es:

$$y = \int_0^y \frac{y^{\beta_1-1} e^{-y}}{\Gamma(\beta_1)} dy$$

La cual tiene como parámetro β_1 , y cuya variable aleatoria tiene origen en:

$$Y = 0 \quad \text{ó} \quad X = \gamma$$

Estimación de parámetro, método de momentos

Aplicando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones

$$\text{Media: } \bar{X} = \gamma + \alpha * \beta_1$$

$$\text{Varianza: } S^2 = \alpha^2 * \beta_1$$

$$\text{Sesgo: } C_s = g = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Resolviendo las ecuaciones se obtiene:

$$\beta_1 = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2 \quad \alpha = C_s s / 2 \quad \gamma = \bar{X} - \frac{2S}{C_s}$$

Para el cálculo de C_s , para los datos muestrales, usar las ecuaciones:

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

Donde:

$f(X)$ = Función densidad

α = Parámetro de escala

β = Parámetro de forma

μ = Media de los datos observados

S = Desviación estándar de los datos observados

γ = Parámetro de posición

(β) = Función gamma

Nota limitante: Si $C_s < 0$, de la ecuación de parámetro de escala (α), β será negativo, por lo contrario que no cumple con la condición que $\beta > 0$.

3.2.3.3.2 Distribución Gumbel

La distribución Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamado también Valor Extremo Tipo I, Fisher-Tippett tipo I ó distribución doble exponencial.

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

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

Para: $-\infty < x < \infty$

Donde:

$F(x)$ = Función de distribución acumulada.

x = Variable hidrológica en estudio.

- e = Base de los logaritmos neperianos.
 $0 < \alpha < \infty$, = Es el parámetro de escala.
 $-\infty < \mu < \infty$, = Es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda.

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0.78S$$

$$\mu = \bar{X} - 0.57721\alpha = \bar{X} - 0.45S$$

Donde:

- \bar{X} = Media de los datos observados.
 S = Desviación estándar de los datos observados.
 α, μ = Parámetros de la distribución.

Prueba de Bondad de Ajuste

Para saber que distribución teórica se ajusta mejor a los datos de intensidades calculadas, se aplica la prueba de bondad de ajuste de Chi Cuadrado y Ajuste Método del Error Cuadrático Mínimo.

Prueba de Chi – Cuadrado (X²)

La prueba Chi – cuadrado se basa en el cálculo de frecuencias, tanto de valores observados, como valores esperados, para un número determinado de intervalos. Esta prueba es comúnmente usada, para verificar la prueba de bondad de ajuste de Chi Cuadrado de las estaciones Juli. Ver en Cuadro 5 y 6.

3.2.3.4 *Análisis Hidráulico*

El río Zapatilla desde la confluencia tiene un ancho que va entre los 20 y 25 metros, sus márgenes están protegidos con vegetación y algunos tramos con muros de encauzamiento, sin embargo se han observado algunos tramos con problemas de erosión.

3.2.3.4.1 Análisis de Flujo con el Software HEC-RAS

Para la utilización del modelo HEC-RAS se sigue el siguiente procedimiento de cálculo:

Calculo de la elevación incógnita de la superficie del agua.

- 1.- Se asume una elevación de la superficie del agua, aguas arriba (aguas abajo si el perfil es supercrítico), el tirante asumido es el tirante normal calculado por la ecuación de Manning, para las sección de interés aguas abajo.
- 2.- Se determinó la rugosidad del cauce en base a la observación de campo y se tomó el promedio teniendo en consideración la tabla presentada por Wen Te Chow (1986), con presencia material grueso, cantos rodados se considera una rugosidad de $n=0.45$.
- 3.- Se preparó los datos de entrada para un régimen de flujo sub crítico para diferentes períodos de retorno, introduciendo datos hidrológicos y topográficos.
- 4.- El modelo HEC-RAS determina por iteración, la máxima elevación de la superficie del agua en cada sección para diferentes períodos de retorno.

3.2.3.4.2 Secciones Transversales

El tramo en estudio presenta variaciones, tiene un cauce ramificado. Teniendo en cuenta esto, se digitalizaron 11 secciones transversales, a lo largo del tramo en estudio considerando pequeñas variaciones del cauce, así como puntos críticos de posibles desbordamientos donde el nivel del lecho del río está a la misma altura del nivel de terreno de cultivo.

3.2.3.4.3 Coeficiente de Manning

Para determinar el valor de Manning se tomó considerando que el tramo a evaluar es de material aluvial, con cambios abruptos, el efecto de la rugosidad por piedras y hormigón son en mayor grado respectivamente, con meandros, sin vegetación, sin obstrucciones, gradual variación de las secciones transversales.

Para el coeficiente de rugosidad se realizó una visita a campo, donde se observó material grueso desde piedras, cantos rodados, hormigón y arena, siendo en los bordes los de mayor tamaño. Empleando el cuadro de rugosidad se determinó mediante la fórmula de Cowan que el coeficiente de rugosidad para el banco izquierdo y derecho es de 0.045.

$$\text{FORMULA} \quad n = (n_0+n_1+n_2+n_3+n_4)m_5 \quad (3.16)$$

Donde:

n_0 : Valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales comprendidos

n_1 : Valor agregado a n_0 para corregir el efecto de irregularidades de superficie.

n_2 : Valor para las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal.

n_3 : Valor de obstrucciones

n_4 : Valor para la vegetación y condiciones de flujo.

m_5 : Factor de corrección para los meandros del canal

Tabla N° 03: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad según Cowan.

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Liderado	Tierra	N_0	0.020
	Roca cortada		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Liso	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversales del canal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010 - 0.015
Efectivo relativo de obstrucciones	Despreciable	n_3	0.000
	Menor		0.010 – 0.015
	Apreciable		0.020 – 0.030
	Severo		0.040 – 0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005 – 0.010
	Media		0.010 – 0.025
	Alta		0.025 – 0.050
	Muy alta		0.050 – 0.100
Cantidad de meandros	Menor	n_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severa		1.300

FUENTE: Manual de carreteras, volumen 3, sección 3.705

3.2.3.4.4 Pendiente

La pendiente del tramo en estudio es regular, va de 0.0016 – 0.0026 en todo su recorrido. Es un valle estrecho donde a 800 metros de la margen derecha del río

existen cerros y bancos de arena de gran elevación con una pendiente aproximada de 40%.

3.2.3.4.5 Perfil de flujo

En el HEC-RAS se ingresa los datos hidrológicos e hidráulicos, que son el número de perfiles de flujo a ser calculados y las condiciones límites por tramo. Para ejecutar los datos en flujo permanente se escoge el régimen de flujo.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS E HIDRAULICAS

4.1.1 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS

Se realizaron trabajos de levantamiento topográfico a lo largo del tramo en estudio en el Río Camillaqui, en el tramo del C.P. de Ancoamaya, además se tomaron los niveles de máximas avenidas históricas y el nivel actual del río (Noviembre 2013). Se han ejecutado el circuito de control horizontal de la poligonal de apoyo del trazo del encauzamiento, con su respectivo reajuste de control de cierre, la metodología seguida para el levantamiento de las poligonales.

En el proyecto se realizó el levantamiento del perfil longitudinal y las secciones transversales del eje del cauce por el método de la nivelación cerrada.

En las actividades de gabinete se realizaron los siguientes trabajos:

- El dibujo del levantamiento topográfico se hizo a escala 1:2000, las que se ven las del cauce, las zonas de divagación del río, entre las cotas 3,841 al 3,851 m.s.n.m.
- Cotas de las secciones transversales en cada progresivas mostrando área, un tramo de 3.5 Km.

4.1.2 CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS Y GEOMORFOLOGICAS

4.1.2.1 Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca del Río Camillaqui

A. Área de la Cuenca (A)

Los trabajos de determinación del área se efectuaron del plano N° 01, sobre el plano de la zona con el programa ArcMap delimitado desde el punto de interés, hasta la parte más alta de la cuenca, se tiene el siguiente valor.

Área del Área de Proyecto, Cuenca del río Camillaqui

$$A = 58.4961 \text{ Km}^2$$

B. Perímetro de la Cuenca (P)

También se determinó con el apoyo del programa ArcMap, se ha obtenido el siguiente valor:

Perímetro del Área de Proyecto

$$P = 36.33 \text{ Km.}$$

C. Longitud Mayor del Río (L)

También de la misma forma se obtuvo, del mismo plano y con el programa ArcMap, teniendo el siguiente valor.

Longitud mayor del río Camillaqui, Área del Proyecto

$$L = 10.9 \text{ Km.}$$

D. Forma de la Cuenca

Dentro de la cuenca se tiene los siguientes parámetros de forma.

d.1. Ancho Promedio (Ap)

Es a partir de la siguiente expresión, tiene el siguiente valor.

$$Ap = A/L$$

Dónde:

Ap = Ancho promedio de la cuenca

A = Área de la cuenca: 58.4961 km²

L = Longitud mayor del río: 10.9 km.

$$Ap = 58.4961/10.9$$

$$Ap = 5.36 \text{ km.}$$

d.2. Coeficiente de Compacidad (K_c)

Se obtuvo a partir de la siguiente relación.

$$K_c = 0.28*(P/A^{1/2})$$

Donde:

- K_c = Coeficiente de compacidad
 P = Perímetro de la cuenca; 36.33 km
 A = Área de la cuenca; 58.4961 km²

Reemplazando valores tenemos:

$$K_c = 1.33$$

Una cuenca se aproximara a una forma circular cuando el valor de K_c se acerque a la unidad, cuanto mayor sea el K_c , mayor es el tiempo de concentración.

d.3. Factor de Forma (F_f)

Este índice se obtuvo a partir de la expresión siguiente.

$$F_f = A_p/L$$

Donde:

- F_f = Factor de forma
 A_p = Ancho promedio de la cuenca; 5.36 Km
 L = Longitud del curso más largo; 10.9 km.

Remplazando valores el factor de forma en la cuenca del río Camillaqui es:

$$F_f = 0.49$$

E. Sistema de Drenaje

e.1. Grado de Ramificación

La cuenca del río Camillaqui, tiene un cuarto grado de ramificación.

e.2. Densidad de Drenaje (Dd)

La expresión es la siguiente:

$$Dd = L/A$$

Dónde: Para la cuenca río Camillaqui.

Dd = Densidad de Drenaje Km/Km²

L = 10.9 Km.

A = 58.4961 Km²

Reemplazando valores se tiene. **Dd = 0.19**

La cuenca del río Zapatilla, tendría drenaje regular (Dd < 0.5)

F. Pendiente Media del Río (Ic)

Se determina mediante la siguiente relación:

$$Ic = (HM - Hm)/(1000*L)$$

Donde:

Ic = Pendiente media del río

L = 10.9 km

Hmax = 3851

Hmin = 3841

Reemplazando valores es: **Ic = 0.001 = 0.1%**

CUADRO N° 04

RESUMEN DE PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS CUENCA DEL RÍO CAMILLAQUI

PUNTO DE INTERES	PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS									GRADO DE RESPUESTAS DE LA CUENCA A LAS pp. MODERADA RAPIDA
	AREA TOTAL DE CUENCA A (Km ²)	PERIMETRO TOTAL DE CUENCA P (Km)	LONGITUD CURSO PRINCIPAL L (Km)	FORMA DE LA CUENCA			SISTEMA DE DRENAJE		PENDIENTE PROMEDIO Ic	
				ANCHO PROMEDIO Ap (Km)	COEFICIENTE DE COMPACIDAD Kc (adimen)	FACTOR DE FORMA Ff (adimen)	GRADO DE RAMIFICACION (orden)	DENSIDAD DE DRENAJE Dd (adimen)		
ENCAUZ. (dique)	58.4961	36.33	10.9	5.36	1.33	0.49	Cuarto	0.19	0.001	Moderada

FUENTE: Elaboración propia

Por los parámetros analizados de la cuenca del río Zapatilla tendría una respuesta “moderada a rápida” a las precipitaciones.

4.1.2.2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Las precipitaciones máximas diarias de la Estacion de Juli fueron ajustadas a las distribuciones teóricas más utilizadas, como son; Log. Pearson III, GEV, LogNormal III Parámetros, Gumbel y Pearson tipo III.

El las figuras N° 05 se observan los registros históricos anuales de la precipitación máxima de 24h. de la estación de Juli, el registro histórico de precipitaciones alcanzado por SENAMHI.

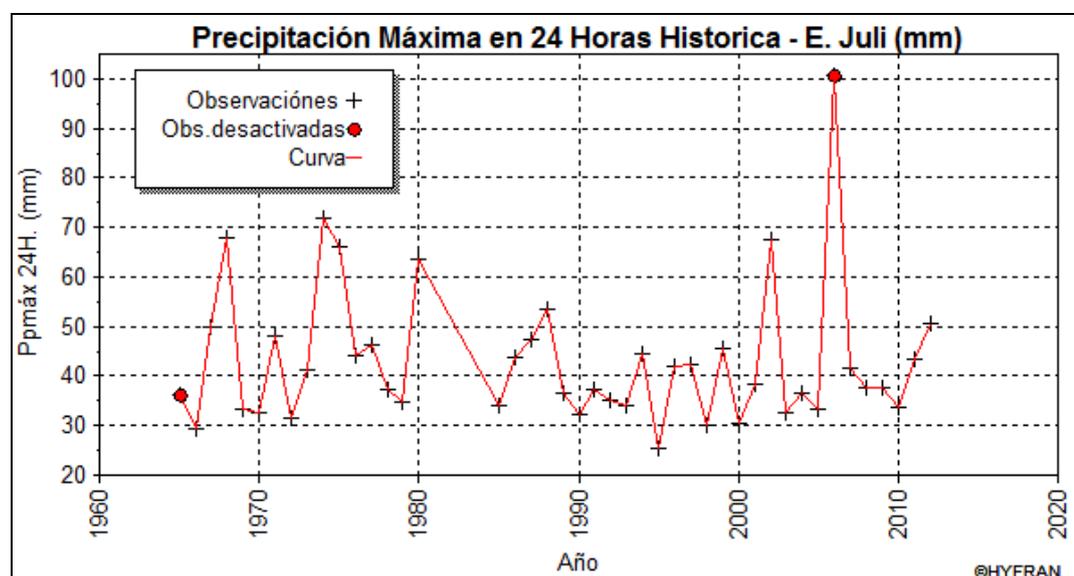


Figura 05: Registro histórico anual de precipitación máxima 24h. E. – Juli

Tabla N° 04 Registro histórico de precipitación Máxima en 24Hrs.

ESTACION JULI	
AÑO	Precipitacion maxima diaria (mm)
nov-66	29.2
feb-67	49.8
feb-68	68.0
feb-69	33.2
dic-70	32.6
feb-71	48.0
ene-72	31.5

ene-73	41.1
abr-74	71.9
dic-75	66.1
ene-76	44.2
feb-77	46.3
ene-78	37.4
nov-79	34.8
ene-80	63.7
abr-85	34.2
feb-86	43.7
nov-87	47.3
ene-88	53.6
abr-89	36.4
ene-90	32.4
mar-91	37.2
ene-92	35.2
ene-93	34.1
ene-94	44.6
mar-95	25.4
mar-96	42.0
ago-97	42.5
mar-98	30.1
mar-99	45.6
feb-00	30.6
feb-01	38.4
abr-02	67.4
mar-03	32.7
ene-04	36.7
dic-05	33.4
feb-06	37.1
abr-07	41.5
ene-08	37.5
feb-09	37.5
mar-10	33.6
ene-11	43.5
mar-12	50.6
N° DATOS	43
PROM.	41.9
DESVEST	11.3

MAXIMA	71.9
MINIMA	25.4

FUENTE: Elaboración Propia

a) Distribución Pearson Tipo III

La distribución usada en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecidas y sequías (máximos y mínimos).

Función Densidad

Se dice que una variable aleatoria, tiene una distribución Gamma de 3 Parámetros o distribución Pearson Tipo III, si su función densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \left(\frac{X-\gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-\left(\frac{X-\gamma}{\alpha}\right)}$$

Función Acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución Pearson Tipo III o Gamma de III parámetros es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \int_0^x e^{-\left(\frac{x-\gamma}{\alpha}\right)} * \left(\frac{X-\gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} dx$$

En el cual:

- X = Variable aleatoria Pearson tipo III
- γ = Origen de la variable x, parámetro de posición.
- α = Parámetro de escala
- β = Parámetro de forma
- $\Gamma(\beta_1)$ = Función gamma completa

La variable reducida y Pearson Tipo III, es:

$$y = \frac{x-\gamma}{\alpha}$$

La función acumulada Pearson Tipo III reducida es:

$$y = \int_0^y \frac{y^{\beta_1-1} e^{-y}}{\Gamma(\beta_1)} dy$$

La cual tiene como parámetro β_1 , y cuya variable aleatoria tiene origen en:

$$Y = 0 \text{ ó } X = \gamma$$

Estimación de parámetro, método de momentos

Aplicando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones

$$\text{Media: } \bar{X} = \gamma + \alpha * \beta_1$$

$$\text{Varianza: } S^2 = \alpha^2 * \beta_1$$

$$\text{Sesgo: } C_s = g = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Resolviendo las ecuaciones se obtiene:

$$\beta_1 = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2 \quad \alpha = C_s s / 2 \quad \gamma = \bar{X} - \frac{2S}{C_s}$$

Para el cálculo de C_s , para los datos muestrales, usar las ecuaciones:

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

Donde:

$f(X)$ = Función densidad

α = Parámetro de escala

β = Parámetro de forma

μ = Media de los datos observados

S = Desviación estándar de los datos observados

γ = Parámetro de posición

(β) = Función gamma

Nota limitante: Si $C_s < 0$, de la ecuación de parámetro de escala (α), β será negativo, por lo contrario que no cumple con la condición que $\beta > 0$.

b) Distribución Gumbel

La distribución Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamado también Valor Extremo Tipo I, Fisher-Tippett tipo I ó distribución doble exponencial.

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

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

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0.78S$$

$$\mu = \bar{X} - 0.57721\alpha = \bar{X} - 0.45S$$

Donde:

- \bar{X} = Media de los datos observados.
 S = Desviación estándar de los datos observados.
 α, μ = Parámetros de la distribución.

Nota limitante: Si $C_s < 0$, de la ecuación de parámetro de escala (α), β será negativo, por lo contrario que no cumple con la condición que $\beta > 0$.

c) Prueba de Bondad de Ajuste

Para saber que distribución teórica se ajusta mejor a los datos de intensidades calculadas, se aplica la prueba de bondad de ajuste de Chi Cuadrado y Ajuste Método del Error Cuadrático Mínimo.

Prueba de Chi – Cuadrado (X²)

La prueba Chi – cuadrado se basa en el cálculo de frecuencias, tanto de valores observados, como valores esperados, para un número determinado de intervalos. Esta prueba es comúnmente usada, para verificar la prueba de bondad de ajuste de Chi Cuadrado de la estación Juli.

Tabla N° 05 Prueba de bondad de ajuste Chi Cuadrado –Est. Juli

N°	AÑO	P	PP
1	1966	29.20	71.90
2	1967	49.80	68.00
3	1968	68.00	67.40
4	1969	33.20	66.10
5	1970	32.60	63.70
6	1971	48.00	53.60
7	1972	31.50	50.60
8	1973	41.10	49.80
9	1974	71.90	48.00

10	1975	66.10	47.30
11	1976	44.20	46.30
12	1977	46.30	45.60
13	1978	37.40	44.60
14	1979	34.80	44.20
15	1980	63.70	43.70
16	1985	34.20	43.50
17	1986	43.70	42.50
18	1987	47.30	42.00
19	1988	53.60	41.50
20	1989	36.40	41.10
21	1990	32.40	38.40
22	1991	37.20	37.50
23	1992	35.20	37.50
24	1993	34.10	37.40
25	1994	44.60	37.20
26	1995	25.40	37.10
27	1996	42.00	36.70
28	1997	42.50	36.40
29	1998	30.10	35.20
30	1999	45.60	34.80
31	2000	30.60	34.20
32	2001	38.40	34.10
33	2002	67.40	33.60
34	2003	32.70	33.40
35	2004	36.70	33.20
36	2005	33.40	32.70
37	2006	37.10	32.60
38	2007	41.50	32.40
39	2008	37.50	31.50
40	2009	37.50	30.60
41	2010	33.60	30.10
42	2011	43.50	29.20
43	2012	50.60	25.40
N° DATOS		=	43.00
MEDIA		=	41.92
MAXIMO		=	71.90
MINIMO		=	25.40

FUENTE: Elaboración Propia

ESTACION JULI – DISTRIBUCION NORMAL

1. Ordenar los datos
2. Calculo de la frecuencia para datos agrupados

- CALCULO DEL RANGO DE LA MUESTRA

$$R = x_{max} - x_{min}$$

$$R = 71.9 - 25.4$$

$$R = 46.50$$

- CÁLCULO DE NUMERO DE INTERVALOS DE CLASE “NC”

$$NC = 1.33LnN + 1$$

$$NC = 6$$

- CÁLCULO DE AMPLITUD DE CADA INTERVALO DE CLASE Δ_x

$$\Delta_x = \frac{x_{max} - x_{min}}{NC - 1}$$

$$\Delta_x = \frac{46.50}{5}$$

$$\Delta_x = 9.3 \approx \Delta_x = 10$$

- CÁLCULO DE LOS LÍMITES DE CLASE DE CADA INTERVALO

Los límites de clase inferior y superior del primer intervalo son:

$$LCI1 = X_{min} - \frac{\Delta_x}{2}$$

$$LCI1 = 25.40 - \frac{10}{2}$$

$$LCI1 = 20.40$$

$$LCS1 = LCI1 + \Delta_x$$

$$LCS1 = 20.40 + 10$$

$$LCS1 = 30.40$$

- CÁLCULO DE LAS MARCAS DE CLASE SE LOS INTERVALOS

$$MC1 = \frac{LCI1 + LCS1}{2}$$

$$MC1 = \frac{20.4 + 30.4}{2}$$

$$MC1 = 25.4$$

- CALCULO DE LA FRECUENCIA ABSOLUTA

$$fab_i = n_i$$

Donde:

fab_i = frecuencia absoluta del intervalo i

n_i = número de observaciones en el intervalo i

*los resultados se muestra en la tabla N° 06

- CÁLCULO DE LA FRECUENCIA RELATIVA fri , DE CADA INTERVALO

$$f r_i = \frac{fab_i}{N} = \frac{n_i}{N}$$

Donde:

N_i = número de observaciones en el intervalo i.

N = número total de observaciones.

*los resultados se muestran en la tabla N° 06

- CÁLCULO DE LA FRECUENCIA RELATIVA ACUMULADA $f r_i$:

$$f r_i = \sum_{j=1}^i f r_j = \sum_{j=1}^i \frac{n_j}{N} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^i n_j$$

Donde:

Fri = frecuencia relativa acumulada hasta en intervalo i.

$J = 1, 2, \dots, i$ acumulación de los intervalos hasta i.

N = número total de observaciones.

*los resultados se muestran en la tabla N° 06

Tabla N° 06. Resultados de calculos de frecuencias de datos agrupados

INTERVALOS DE CLASE (1)			MARCAS DE CLASE (2)	FRECUENCIA ABSOLUTA (3)	FRECUENCIA RELATIVA (4)	FRECUENCIA ACUMULADA (5)
20.40	→	30.40	25.40	3	0.0698	0.0698
30.40	→	40.40	35.40	21	0.4884	0.5581
40.40	→	50.40	45.40	12	0.2791	0.8372
50.40	→	60.40	55.40	2	0.0465	0.8837
60.40	→	70.40	65.40	4	0.0930	0.9767
70.40	→	80.40	75.40	1	0.0233	1.0000
				43.00		

FUENTE: Elaboración Propia

- CÁLCULO DE LA MEDIA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE DATOS AGRUPADOS

Donde:

x_i = marca de clase

n_i = frecuencia absoluta

Tabla N° 07. Calculo de la media y desviación estándar

$x_i * n_i$	x_i	$(x_i - \bar{X})^2$	n_i	$(x_i - \bar{X})^2 * n_i$
76.20	25.40	280.37	3.00	841.11
743.40	35.40	45.48	21.00	955.08
544.80	45.40	10.60	12.00	127.20
110.80	55.40	175.72	2.00	351.44
261.60	65.40	540.83	4.00	2163.32
75.40	75.40	1105.95	1.00	1105.95
$\bar{X} = 42.14$			$S = 11.49$	

FUENTE: Elaboración Propia

- CALCULO DE LA FRECUENCIA ESPERADA (UTILIZANDO LA DISTRIBUCION TEORICA NORMAL)

Tabla N° 08. Calculo de frecuencia esperada

INTERVALOS DE CLASE (1)	LIMITE DE CLASE (2)	$Z = \frac{x - \bar{X}}{S}$ (3)	ÁREA BAJO LA CURVA (4)	ÁREA DECADA INTERVALO (5)	FRECUENCIA ESPERADA (6)	fe (ASUMIDO)	FRECUENCIA OBSERVADA
	20.40	20.40	-1.89	0.4706			
20.40 →	30.40	30.40	-1.02	0.3461	0.1245	5.3535	4
30.40 →	40.40	40.40	-0.15	0.0596	0.2865	12.3195	15
40.40 →	50.40	50.40	0.72	0.2642	0.3238	13.9234	13
50.40 →	60.40	60.40	1.59	0.4441	0.1799	7.7357	7
60.40 →	70.40	70.40	2.46	0.4931	0.0490	2.1070	3
70.40 →	80.40	80.40	3.33	0.4996	0.0065	0.2795	1
						43	43
						!OK	

FUENTE: Elaboración Propia

- CALCULO DE LA VARIABLE ESTANDARIZADA DE LA DISTRIBUCIÓN NORMAL

$$z = \frac{x - \bar{x}}{s}$$

Para el primer intervalo tiene:

$$Y = -1.89$$

*los demás resultados se encuentra en la tabla N° 08 área de la distribución normal (Columna 3)

- CALCULO DE LA VARIABLE ESTANDARIZADA DE LA DISTRIBUCIÓN NORMAL

- **ÁREA DE CADA INTERVALO**

Se obtiene de la tabla N° 08 restando los valores de la columna (4), si los signos de z son iguales se resta, si es lo contrario se suman.

- **FRECUENCIA ESPERADA**

Se obtienen tabla N° 08 multiplicando la columna 5 con n (número de datos de la muestra)

- **CALCULO DEL ESTADÍSTICO CHI-CUADRADO (χ^2_c)**

$$\chi^2_c = \sum_{i=1}^k \frac{(f_o - f_e)^2}{f_e}$$

Donde:

f_o =frecuencia observada o empírica.

f_e =frecuencia esperada o teorica.

k =numero de intervalos de clase

Tabla N° 09. Calculo de chi cuadrado

$(f_o - f_e)^2$	f_e	$\frac{(f_o - f_e)^2}{f_e}$
1.00	4.00	0.25
36.00	15.00	2.40
1.00	13.00	0.08
25.00	7.00	3.57
1.00	3.00	0.33
0.00	1.00	0.00
$\chi^2_c =$		6.63

FUENTE: Elaboración Propia

- **CALCULO DE CHI CUADRADO TABULAR**

$GL = 3.00$

$\alpha = 0.05 \quad \chi^2_t = 7.81$

- **CRITERIO DE DECISION**

Como $\chi^2_c < \chi^2_t$;se acepta la hipótesis que el ajuste es bueno ;

:los datos se ajustan a la distribución normal, con un nivel de significación del 5% o 95% de probabilidad.

Tabla N° 10: Ajuste Método del Error Cuadrático Mínimo – Estación Juli

T	DATOS OBSERVADOS	Log. Pearson III		GEV		LogNormal III Parámetros.		Gumbel		Gumbel		Pearson III		Pearson III	
		Momentos		Momentos		Momentos		Momentos		Max. Verosimilitud		Momentos		Max. Verosimilitud	
		X _e (mm)	(X _e - X _o) ²	X _e (mm)	(X _e - X _o) ²	X _e (mm)	(X _e - X _o) ²	X _e (mm)	(X _e - X _o) ²	X _e (mm)	(X _e - X _o) ²	X _e (mm)	(X _e - X _o) ²	X _e (mm)	(X _e - X _o) ²
000	71.90	69.68	4.92	70.33	2.45	70.28	2.63	70.07	3.34	67.07	23.36	70.64	1.59	69.181	
000	68.00	63.52	20.09	63.92	16.65	63.96	16.35	63.86	17.11	61.45	42.93	64.43	12.72	63.348	
667	67.40	59.90	56.33	60.15	52.52	60.23	51.39	60.19	52.04	58.12	86.10	60.70	44.96	59.825	
000	66.10	57.30	77.48	57.46	74.60	57.56	72.97	57.54	73.19	55.73	107.52	57.98	65.98	57.261	
800	63.70	55.26	71.32	55.36	69.59	55.46	67.90	55.47	67.75	53.85	96.96	55.82	62.13	55.221	
333	53.60	53.56	0.00	53.62	0.00	53.72	0.02	53.75	0.02	52.30	1.69	54.02	0.17	53.515	
286	50.60	52.11	2.29	52.14	2.36	52.24	2.68	52.28	2.82	50.97	0.13	52.47	3.49	52.051	
500	49.80	50.85	1.09	50.84	1.08	50.93	1.27	50.99	1.41	49.80	0.00	51.12	1.73	50.768	
889	48.00	49.72	2.95	49.68	2.81	49.76	3.10	49.83	3.34	48.75	0.56	49.91	3.66	49.627	
400	47.30	48.70	1.97	48.62	1.75	48.70	1.96	48.78	2.18	47.80	0.25	48.84	2.37	48.605	
000	46.30	47.77	2.17	47.66	1.85	47.72	2.03	47.81	2.29	46.93	0.39	47.86	2.42	47.671	
667	45.60	46.91	1.72	46.77	1.36	46.82	1.49	46.92	1.73	46.12	0.27	46.95	1.81	46.803	
385	44.60	46.10	2.25	45.93	1.77	45.98	1.89	46.08	2.19	45.36	0.57	46.09	2.22	45.988	
143	44.20	45.33	1.29	45.15	0.90	45.18	0.96	45.29	1.19	44.64	0.20	45.28	1.16	45.213	
933	43.70	44.60	0.81	44.41	0.50	44.43	0.53	44.54	0.71	43.97	0.07	44.50	0.64	44.469	
750	43.50	43.89	0.15	43.70	0.04	43.71	0.04	43.83	0.11	43.32	0.03	43.74	0.06	43.744	
588	42.50	43.21	0.50	43.02	0.27	43.02	0.27	43.15	0.42	42.71	0.04	43.00	0.25	43.04	
444	42.00	42.54	0.30	42.37	0.14	42.37	0.13	42.49	0.24	42.11	0.01	42.29	0.08	42.357	
316	41.50	41.90	0.16	41.75	0.06	41.73	0.05	41.86	0.13	41.54	0.00	41.60	0.01	41.695	
200	41.10	41.27	0.03	41.14	0.00	41.11	0.00	41.25	0.02	40.98	0.01	40.91	0.04	41.037	
095	38.40	40.66	5.12	40.55	4.63	40.52	4.48	40.65	5.06	40.44	4.17	40.27	3.49	40.422	
000	37.50	40.08	6.63	39.98	6.14	39.93	5.92	40.06	6.58	39.92	5.83	39.65	4.61	39.826	
913	37.50	39.50	4.01	39.41	3.66	39.36	3.47	39.49	3.97	39.40	3.60	39.05	2.40	39.249	
833	37.40	38.94	2.38	38.86	2.13	38.80	1.96	38.93	2.34	38.89	2.22	38.47	1.14	38.69	
760	37.20	38.39	1.42	38.32	1.25	38.25	1.10	38.37	1.38	38.39	1.41	37.90	0.49	38.144	
692	37.10	37.85	0.56	37.78	0.46	37.70	0.36	37.82	0.53	37.89	0.62	37.35	0.06	37.609	
630	36.70	37.31	0.37	37.24	0.29	37.16	0.21	37.28	0.33	37.40	0.48	36.80	0.01	37.083	
571	36.40	36.77	0.14	36.71	0.09	36.62	0.05	36.73	0.11	36.90	0.25	36.27	0.02	36.564	
517	35.20	36.23	1.07	36.17	0.95	36.08	0.78	36.19	0.98	36.41	1.46	35.74	0.29	36.048	
467	34.80	35.70	0.80	35.64	0.70	35.54	0.55	35.64	0.71	35.91	1.24	35.21	0.16	35.535	
419	34.20	35.15	0.90	35.10	0.81	35.00	0.64	35.09	0.79	35.41	1.47	34.68	0.23	35.022	
375	34.10	34.60	0.25	34.55	0.20	34.45	0.12	34.53	0.18	34.91	0.65	34.15	0.00	34.505	
333	33.60	34.03	0.19	34.00	0.16	33.89	0.09	33.96	0.13	34.39	0.62	33.61	0.00	33.983	
294	33.40	33.46	0.00	33.42	0.00	33.33	0.01	33.37	0.00	33.86	0.21	33.07	0.11	33.453	
257	33.20	32.86	0.12	32.84	0.13	32.74	0.21	32.77	0.19	33.31	0.01	32.52	0.46	32.915	
222	32.70	32.24	0.21	32.22	0.23	32.13	0.32	32.14	0.32	32.74	0.00	31.96	0.55	32.363	
189	32.60	31.59	1.03	31.58	1.04	31.50	1.22	31.47	1.27	32.14	0.21	31.38	1.48	31.796	
158	32.40	30.89	2.28	30.89	2.28	30.82	2.49	30.76	2.68	31.50	0.81	30.78	2.61	31.204	
128	31.50	30.14	1.86	30.14	1.84	30.10	1.97	29.99	2.28	30.80	0.49	30.16	1.81	30.581	
100	30.60	29.30	1.68	29.31	1.66	29.29	1.71	29.13	2.16	30.02	0.33	29.48	1.26	29.908	
073	30.10	28.34	3.10	28.35	3.07	28.38	2.97	28.13	3.87	29.12	0.96	28.73	1.87	29.163	
048	29.20	27.15	4.19	27.16	4.18	27.26	3.78	26.89	5.32	28.00	1.44	27.87	1.77	28.295	
023	25.40	25.476	0.01	25.44	0.00	25.69	0.08	25.11	0.08	26.39	0.97	26.76	1.84	27.162	
JMA			286.13		266.60		262.15		273.49		390.59		234.13		2
C			16.92		16.33		16.19		16.54		19.76		15.30		

Elaboración Propia

C.- Caudal de Diseño.

Para el análisis de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas se ha empleado el modelo HYFRAN Plus 2009, es un programa que permite calcular la precipitación máxima en 24 horas para diferentes períodos de retorno, utilizando los siguientes métodos estadísticos paramétricos: Log. Pearson Tipo III, Valores Extremos Generalizados, Log Normal III parametros, Gumbel y Pearson tipo III. Ver Tabla 11.

Tabla 11: Precipitaciones máximas para diferentes períodos de retorno – E. Juli.

Parametros de la Función de Distribución		ALFA	60.693	U	36.8056	Sigma	0.37809	U	36.8357	U	36.8357	ALFA	0.14	ALFA	0.15565
		LAMBDA	44.0508	ALFA	8.6269	mu	3.28971	ALFA	8.80993	ALFA	7.9713	LAMBDA	2.617	LAMBDA	2.82514
		M	0.88251	K	-0.0157	M	13.0974					M	23.6416	M	23.7708
Met. De Ajuste Paramétrico		Momentos		Momentos		Momentos		Momentos		Max. Verosimilitud		Momentos		Max. Verosimilitud	
Función de Distribución		Log. Pearson III		GEV		LogNormal de III Parámetros.		Gumbel		Gumbel		Pearson III		Pearson III	
Probabilidad	T (años)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)	Ppmax 24H. (mm)
0.5	2	40.075	39.977	39.933	40.065	39.915	39.65	39.826							
0.7	3	44.843	44.649	44.674	44.789	44.189	44.76	44.714							
0.8	5	49.933	49.899	49.984	50.05	48.95	50.14	49.845							
0.9	10	56.429	56.566	56.665	56.661	54.932	57.06	56.396							
0.95	20	62.669	63.035	63.084	63.003	60.67	63.56	62.528							
0.96	25	64.656	65.103	65.125	65.015	62.49	65.59	64.44							
0.98	50	70.82	71.518	71.443	71.211	68.097	71.76	70.235							
0.99	100	77.029	77.957	77.777	77.363	73.663	77.76	75.86							
0.995	200	83.336	84.443	84.174	83.491	79.208	83.63	81.356							
0.999	1000	98.554	99.741	99.43	97.688	92.053	96.90	93.755							
0.9995	2000	105.42	106.44	106.22	103.8	97.581	102.50	98.978							
0.9999	10000	122.21	122.29	122.59	117.98	110.41	115.30	110.91							
Valor - p		0.1641	0.0766	< 0.999	0.2485	0.2819	0.1898	0.1415							

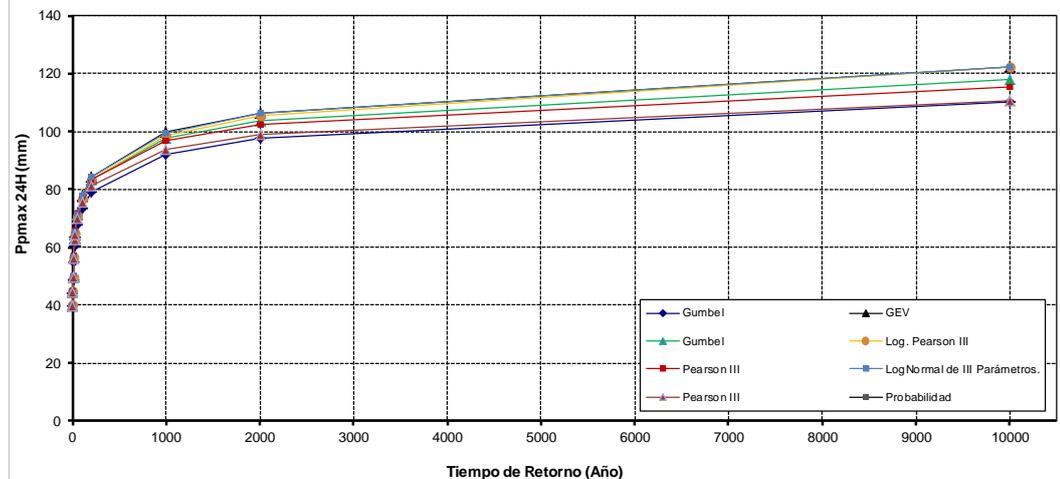


Figura 06: Precipitación máx. 24 h. Vs. Períodos de Retorno E. Juli

Según el Ajuste Método del Error Cuadrático Mínimo, la serie de precipitación máxima en 24 horas de las estación Juli y Chilligua, la que más se ajusta a la distribución de probabilidades de la muestra (Weibull), es la Distribución Pearson tipo III – Momentos y Gumbel – Máxima Verosimilitud, respectivamente. Ver Figura 07.

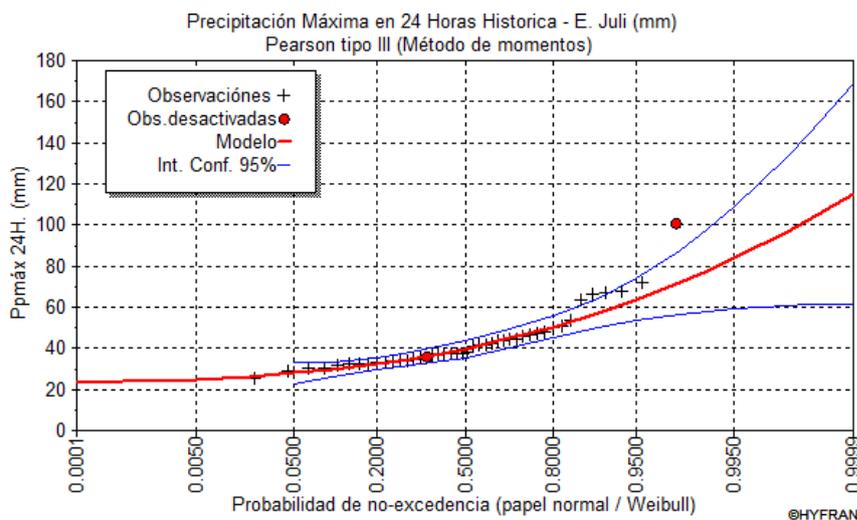


Figura 07: Ajuste a distribución Pearson Tipo III - Precipitación máx. 24 h.
Estación Juli

A continuación se muestra las precipitaciones máximas de diseño para diferentes períodos de retorno. Ver Tabla 12

Tabla 12: Precipitación máxima de diseño Estación Juli

T (años)	Precipitación Máxima (mm)
2	39.65
3	44.76
5	50.14
10	57.06
20	63.56
25	65.59
50	71.76
100	77.76
200	83.63
1000	96.90
2000	102.50
10000	115.30

El caudal máximo de diseño para la simulación de inundación del río Zapatilla en el tramo del Proyecto es considerado un caudal de $Q = 71.76 \text{ m}^3/\text{seg}$. Para un período de retorno 50 años, Tabla N° 12.

4.2. MODELAMIENTO HIDRÁULICO

4.2.1. Determinación del Coeficiente de Manning

En el cálculo del perfil hidráulico, la mayor dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad n ; que en buena cuenta significa estimar la resistencia al escurrimiento en un cauce.

Para la obtención del coeficiente “ n ” para el río Zapatilla se basó en la tabla N° 05, el cual considera todos los factores que afectan la rugosidad, y reemplazando en la ecuación (3.16), se tiene el siguiente valor $n=0.040$, ver cuadro N° 08.

CUADRO N° 08

Obtención de “ n ” de Manning

PARAMETRO		VALOR DEL PARAMETRO EN EL CAUCE PRINCIPAL
Valor básico	N°	0.028
Irregularidades	N1	0.001
Por sección	N2	0.0015
Obstrucciones	N3	0.001
Vegetación y flujo	N4	0.0025
Corrección meandros	m5	1.30
	“n” Río Zapatilla	0.0040

4.2.2 Análisis de Flujo con el Modelo HEC-RAS

Para la simulación, hidráulica con el modelo HEC-RAS, se ha considerado el tramo del proyecto, en la longitud de 3.5 km. Del total del levantamiento topográfico, comprendiendo de aguas abajo hacia aguas arriba. La simulación se efectuó con los caudales máximos instantáneos, para un período de retorno de 50 años y con los datos de campo de las secciones del río, los resultados se muestran en el cuadro N° 09.

CUADRO N° 09

RESULTADOS DE LA SIMULACION HIDRÁULICA EN EL RÍO ZAPATILLA, MODELO HEC-RAS
 HEC-RAS Plan: 01, River: Camillaqui,
 Reach: Microcuenca Zapatilla.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Ch
MICRO_CUEN_ZAP	3500	PF 1	71.76	3855.30	3857.84	3857.07	3858.05	0.003219	2.04	35.11	18.00	0.47
MICRO_CUEN_ZAP	3200	PF 1	71.76	3854.00	3857.17		3857.32	0.001832	1.70	42.15	18.00	0.36
MICRO_CUEN_ZAP	2900	PF 1	71.76	3853.00	3856.77		3856.88	0.001130	1.49	48.27	17.00	0.28
MICRO_CUEN_ZAP	2500	PF 1	71.76	3852.70	3856.11		3856.29	0.002229	1.90	37.82	15.00	0.38
MICRO_CUEN_ZAP	2250	PF 1	71.76	3852.30	3854.49	3854.49	3855.09	0.016083	3.43	20.90	17.00	0.99
MICRO_CUEN_ZAP	2000	PF 1	71.76	3850.30	3852.74	3851.99	3852.94	0.003159	2.00	35.87	19.00	0.46
MICRO_CUEN_ZAP	1750	PF 1	71.76	3848.40	3851.75		3851.88	0.001521	1.59	45.24	18.40	0.32
MICRO_CUEN_ZAP	1250	PF 1	71.76	3847.00	3850.64		3850.85	0.002908	1.99	35.99	16.30	0.43
MICRO_CUEN_ZAP	1000	PF 1	71.76	3846.30	3850.34		3850.43	0.000931	1.36	52.81	17.00	0.25
MICRO_CUEN_ZAP	500	PF 1	71.76	3845.30	3849.73		3849.86	0.001435	1.59	45.21	15.00	0.29
MICRO_CUEN_ZAP	0	PF 1	71.76	3845.40	3848.17	3847.39	3848.36	0.003002	1.94	37.01	20.00	0.45

FUENTE: Elaboración propia, HEC RAS

4.2.2.1 Secciones Obtenidas en la Simulación Hidráulica

Las secciones obtenidas en la simulación, se presentan en los gráficos, (Graf.N° 01 al Graf. N° 11), donde se aprecia desbordamiento, ya sea por la margen derecha o izquierda en ambas márgenes, según el caudal máximo de simulación.

SECCIONES HIDRÁULICAS DEL RÍO CAMILLAQUI MICROCUENCA ZAPATILLA

GRAFICO N° 1.- Se aprecia la sección transversal de la estación 3+500 el ancho del río y el flujo de aguas arriba es inestable en todo el tramo para un período de retorno de 50 años lo cual nos indica que se debe tomar en cuenta la construcción de muros de contención.

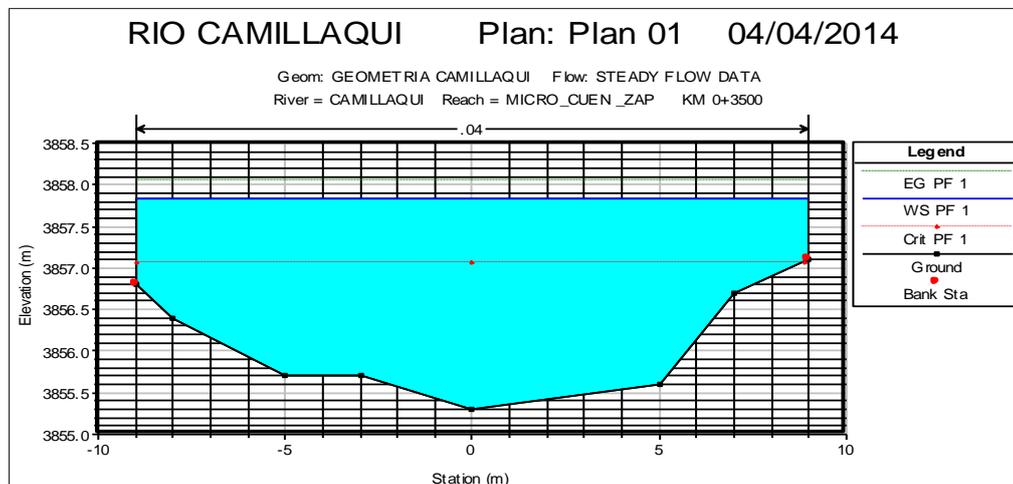


GRAFICO N° 2.- En el presente grafico la progresiva 3+200, se aprecia el ancho del río y el flujo sobrepasa el nivel del suelo en 1m.

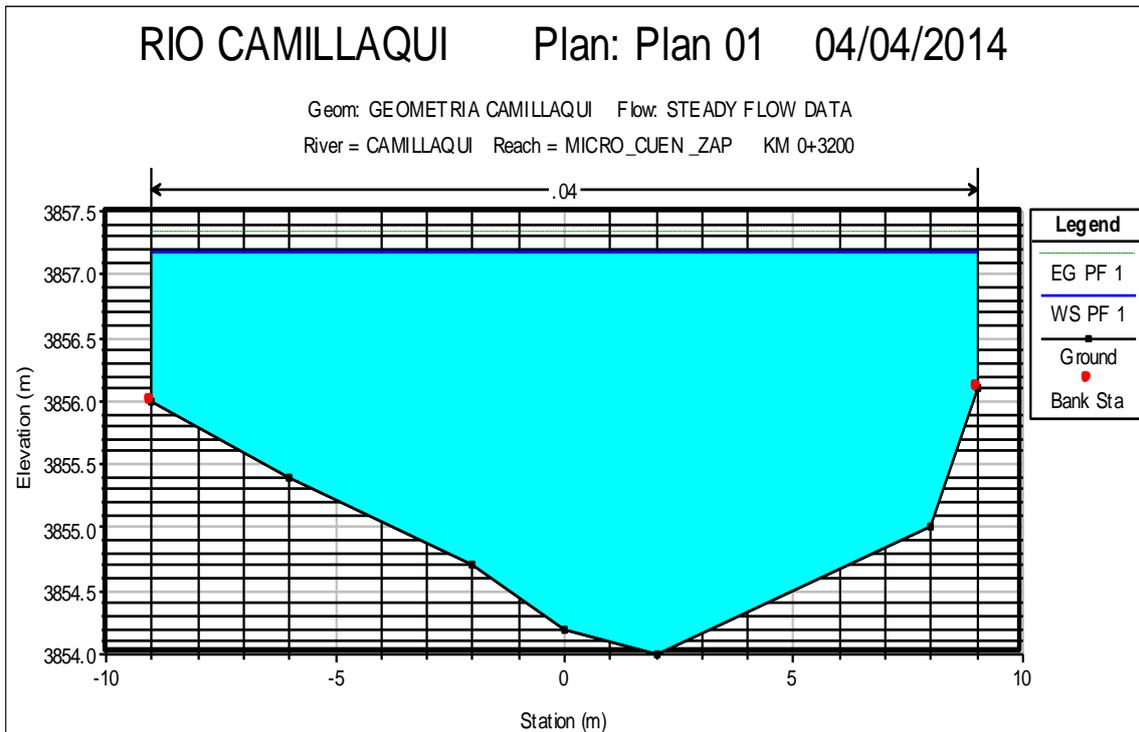


GRAFICO N° 3.- se aprecia la sección transversal del río en el tramo 2+900 el ancho del canal del río, y sobrepasa el nivel del suelo lo que se requiere un muro de contención

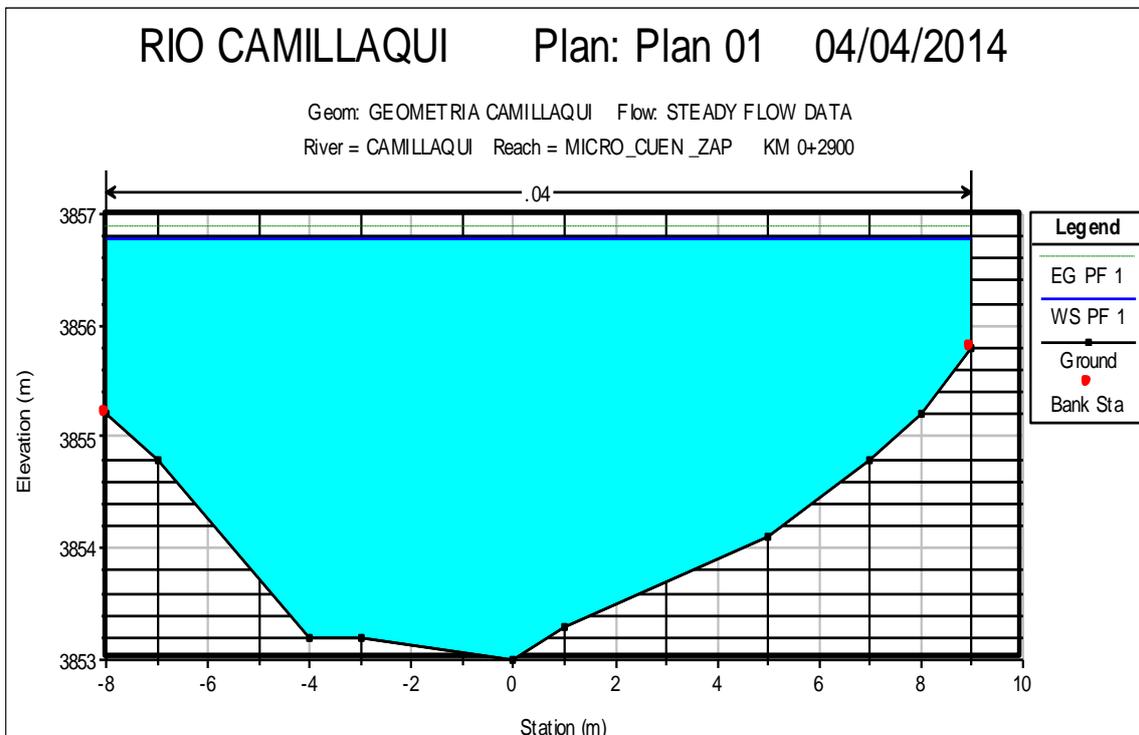


GRAFICO N° 4.- El presente gráfico en la progresiva 2+500 nos muestra el canal del río en ambas márgenes desborda el río lo cual se requiere trabajos de muros de contecion.

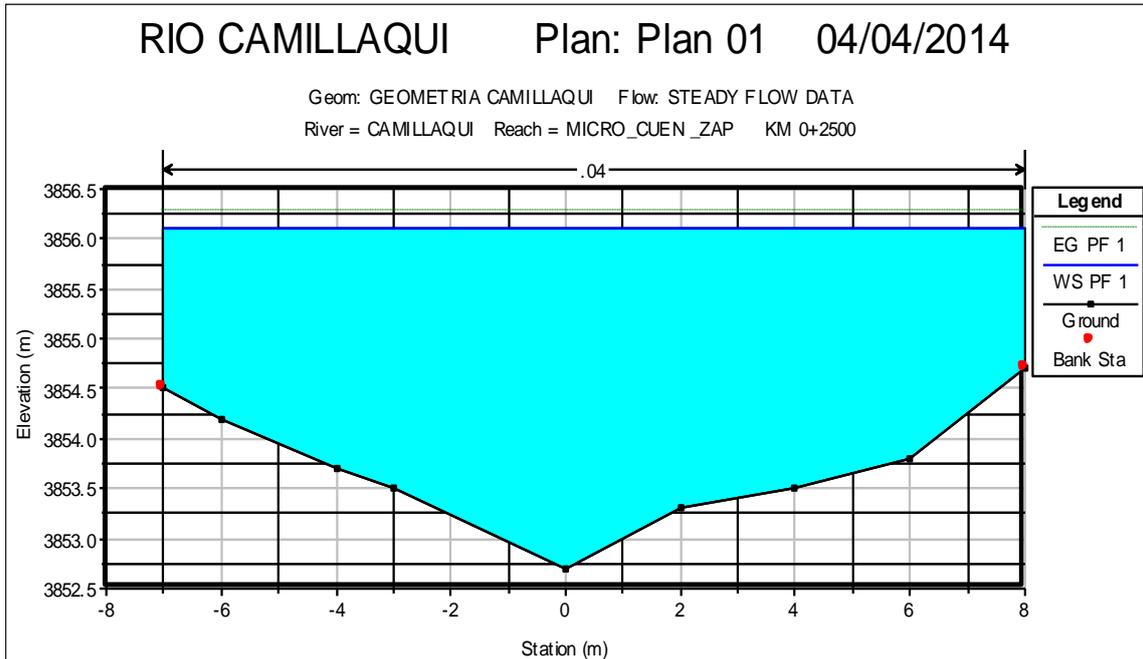


GRAFICO N° 5.- progresiva 2+250 la sección transversal nos muestra que el flujo de agua más está concentrado en ambas márgenes del río las cuales tienen que realizar diques en ambas márgenes del río.

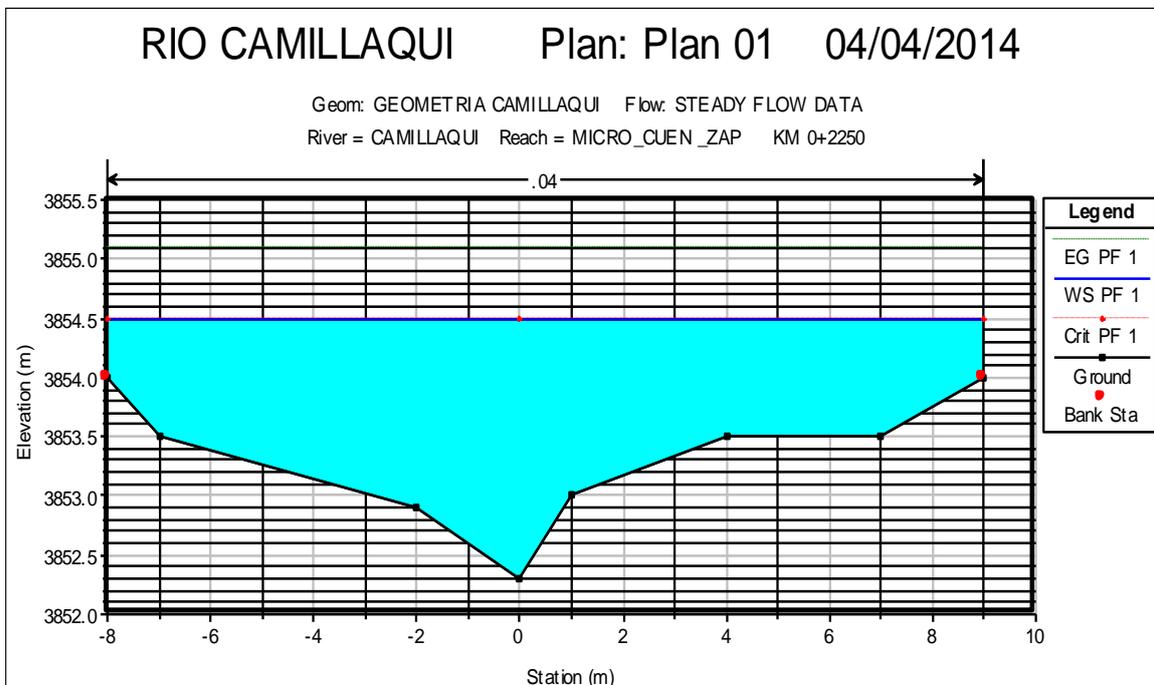


GRAFICO N° 6.- En el presente grafico de la progresiva 2+000 la sección del río se encuentra inestable en ambas márgenes.

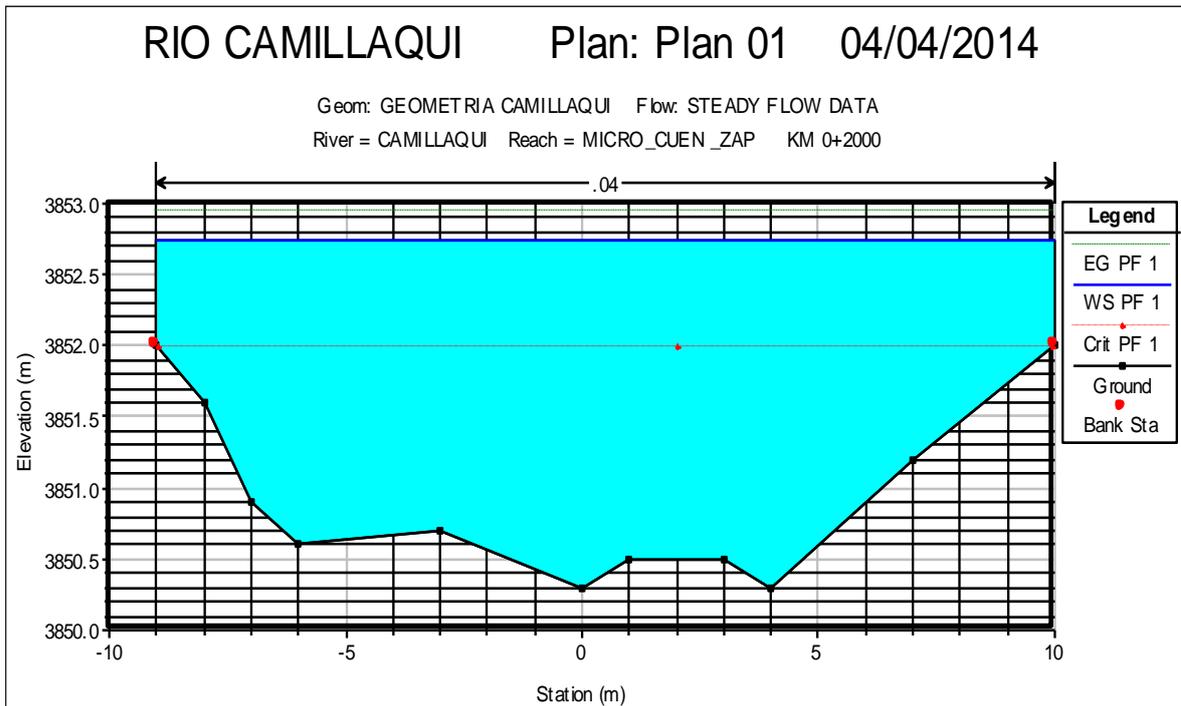


GRAFICO N° 7.- La progresiva 1+750 nos da conocer el comportamiento del flujo de agua del río se encuentra inestable en ambas márgenes.

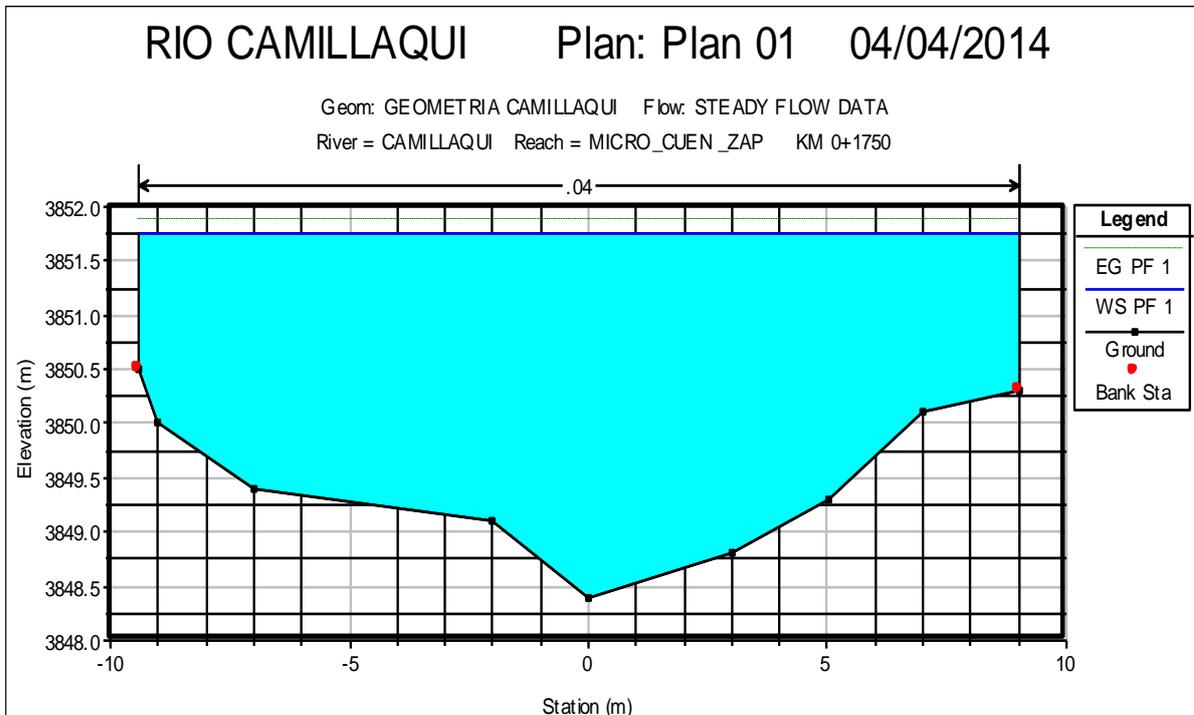


GRAFICO N° 8.- En la progresiva 1+250, podemos apreciar que la concentración del flujo de agua es en ambas márgenes es inestable.

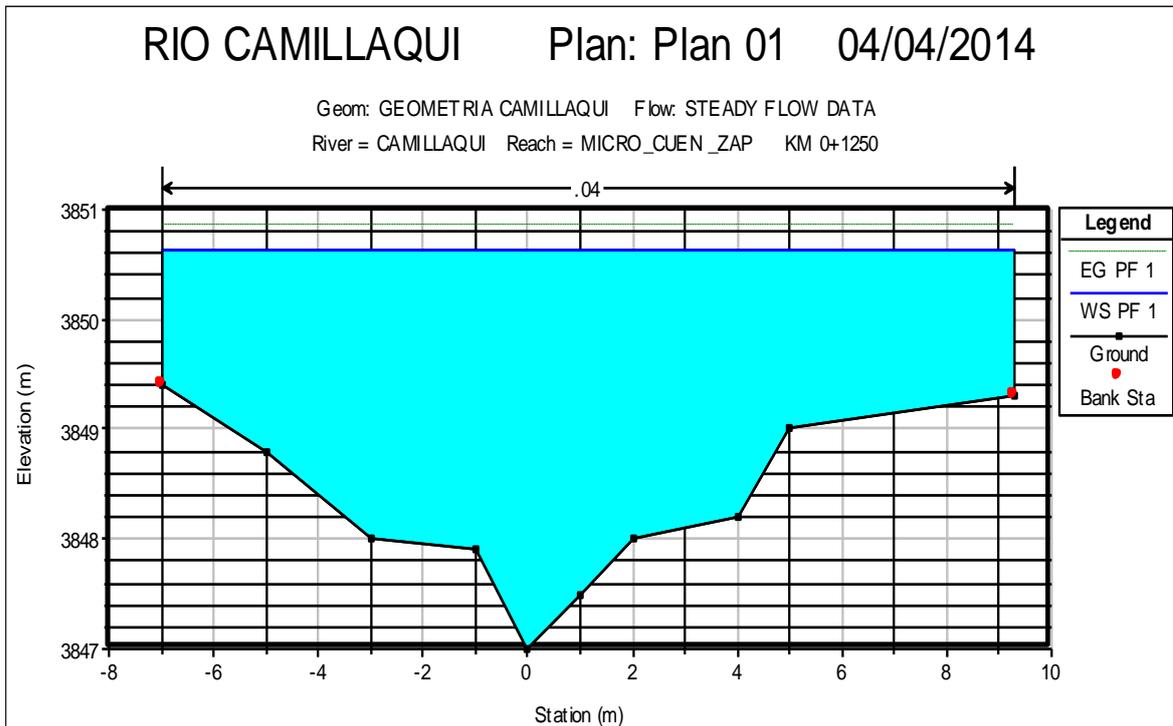


GRAFICO N° 9.- La progresiva 1+000, podemos apreciar en la sección transversal del río el comportamiento de flujo de agua desborda en ambas márgenes.

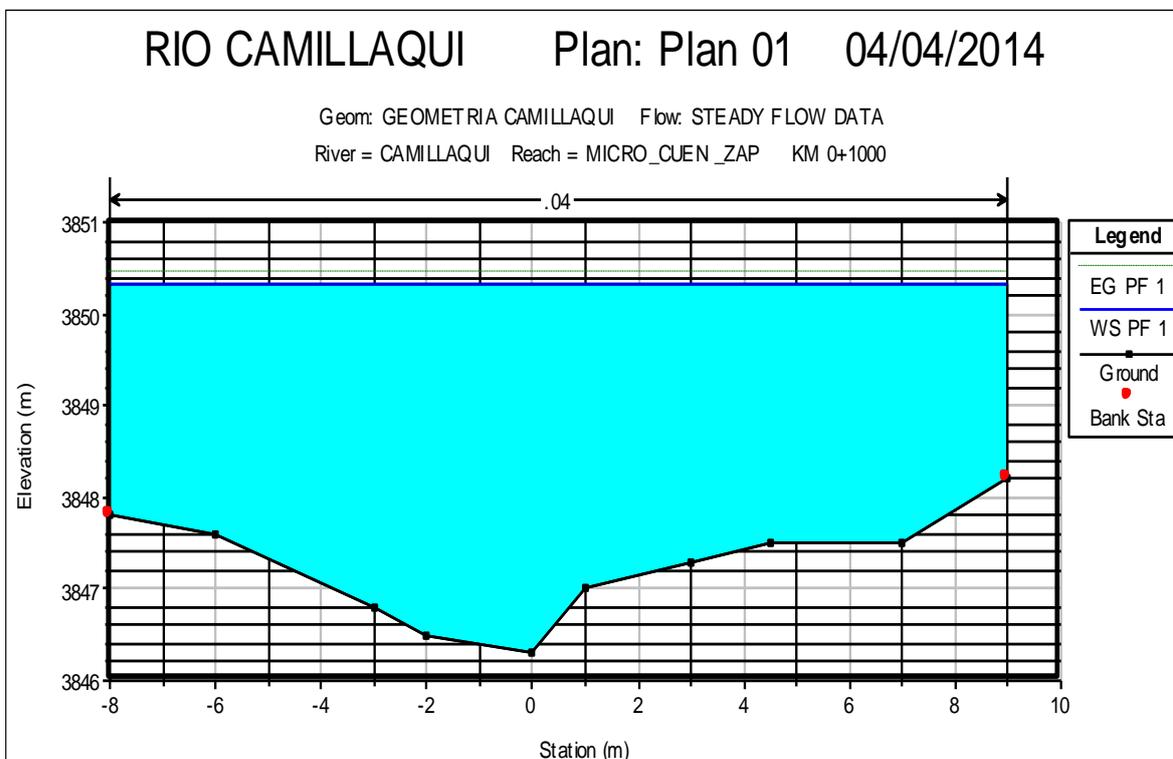


GRAFICO N° 10.- La progresiva 0+500, nos muestra que el tirante de agua del río causa desbordamiento en ambas márgenes.

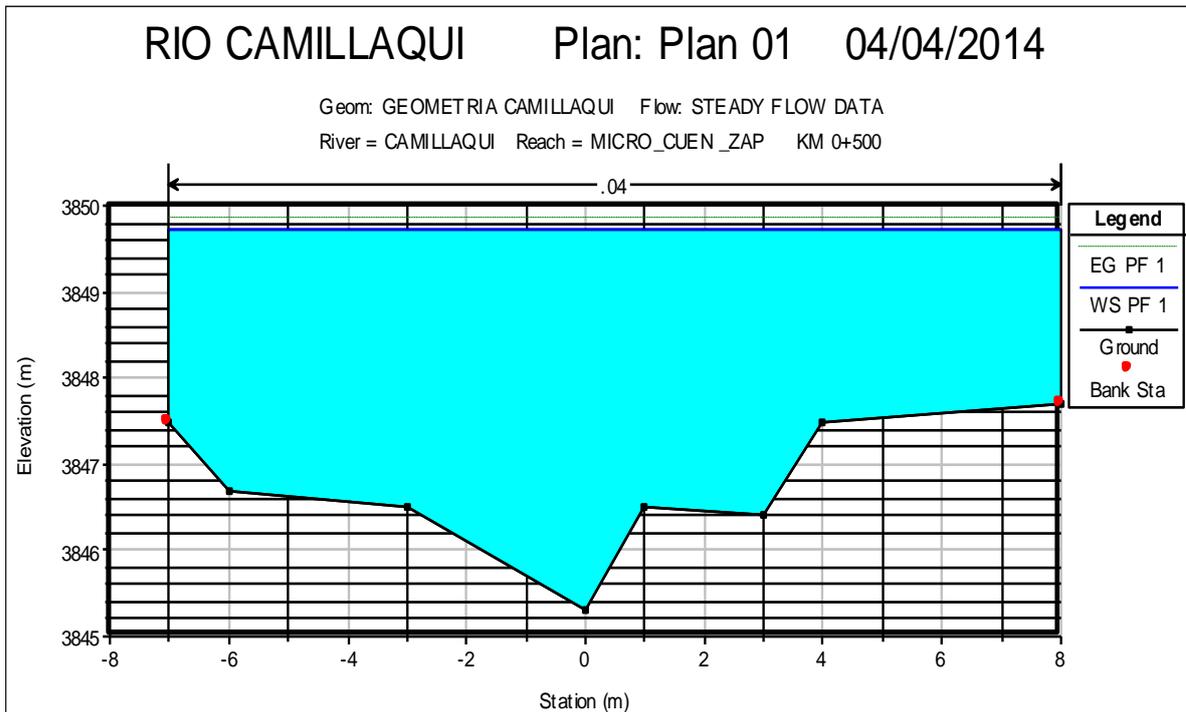
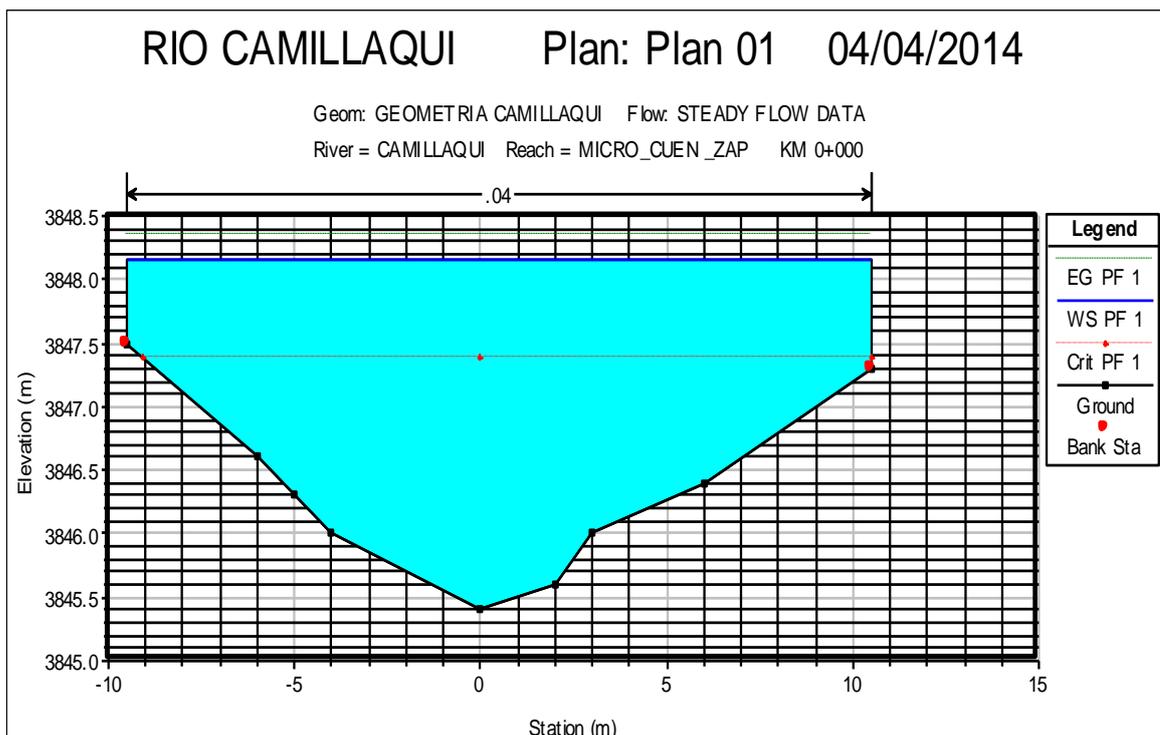


GRAFICO N° 11.- En la progresiva 0+000, podemos apreciar el desbordamiento del río, como se muestra en la presente sección transversal, que la elevación del río está inestable en ambas márgenes.

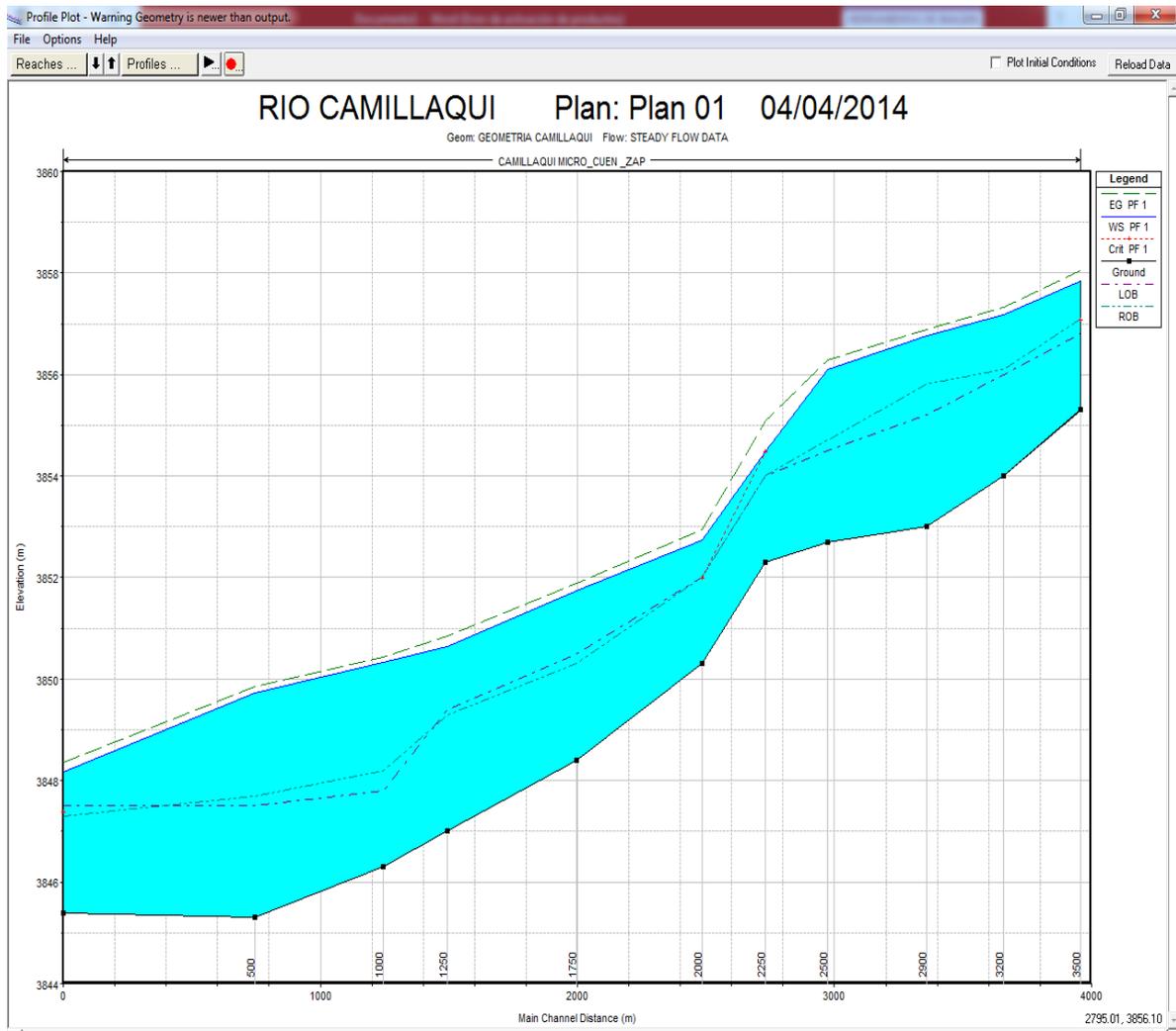


4.2.2.2 Perfil Hidráulico del Río Camillaqui Microcuenca Zapatilla

De la misma forma el perfil de flujo estudiado que se muestra en el gráfico N° 12 es para el caudal de diseño $71.76 \text{ m}^3/\text{seg}$, correspondiente a un período de retorno de 50 años.

Las condiciones limites para cada tramo fue de tirante normal y de tirante crítico para aguas arriba y aguas abajo respectivamente. Esto se hizo considerando que aguas abajo de cada tramo pueden existir obstrucciones o cambios en el recorrido del río, esta condición de límite son necesarios para establecer el inicio del perfil del agua.

GRAFICO N° 12.- En el presente grafico nos muestra el perfil del río del tramo de 3.5Km.en estudio.



V. CONCLUSIONES

1. En el presente trabajo de “Determinación de Áreas Inundables de la Parte Media de la Microcuenca del Río Zapatilla – Centro Poblado de Ancoamaya – Ilave” se realizó el levantamiento topográfico para el centro poblado de Ancoamaya obteniendo la topografía del río la cual tiene una topografía llana, tiene una pendiente 0.003%,obteniendo una elevación de 10m, calculando el caudal máximo obtenemos 71.76m³/s mediante la distribución Gumbel, considerado para el proyecto el caudal máximo de diseño de 71.76m³/seg. para un período de retorno de 50 años considerando un riesgo del 5%, una pendiente de 0.003m/m, tirante de 2.3m y considerando el coeficiente de manning de 0.0040.
2. Se logra la identificación de zonas propensas a inundaciones las cuales llegan hasta una altura de 02 metros sobre el nivel del piso lo cual es indispensable que se realice la construcción de muros de contención para la prevención de pérdidas materiales, agropecuaria, pecuaria los cuales se realizaron con la modelación de inundaciones HEC- RAS, los datos de campo insertando las secciones transversales, para diferentes tramos el comportamiento del flujo de agua en ambas márgenes del río alcanza una altura máxima de 2.30m que es la elevación de agua, y un ancho promedio de 18.00m, que se presenta en las épocas de avenidas que corresponden a los meses de enero, febrero y marzo, que causa el desborde del río y con lo cual logramos como resultado la altura de encauzamiento de 3.20m.
3. Se observó que desborda en todo el tramo para un período de retorno de 50 años, el cual se tiene un caudal máximo de 71.76m³/s es debido a que la topografía de la zona es una llanura.

VI. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda la ejecución de obras de muros de contención, para evitar inundaciones en la zona y así ampliar la frontera agrícola.
2. Es necesario realizar trabajos de investigación en cuanto a factores que intervienen en los cálculos como lo del fondo de río y factor de orilla para diseños de defensa para los ríos del Altiplano.
3. realizar investigaciones en diferentes cuencas, microcuencas para poder identificar las zonas afectadas por una inundación lo cual permitirá prever acciones para evitar daños materiales.
4. Considerar un caudal máximo instantáneo de diseño, no menor de 50 años para período de retorno para así poder tener datos más certeros.
5. Asu vez es necesario tomar la debida importancia por las diferentes entidades las cuales deben prevenir estos destrozos de la naturaleza.

VII BIBLIOGRAFÍA

- ALVARADO, L (1,988). “Protección de Taludes con Enrocado”. Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica. Coloquio Nacional – Chile.
- CALDERON, R (1,984). “Regulación y Control de Ríos”. Universidad de Piura Instituto de Hidráulica e Ingeniería Sanitaria. Piura – Perú.
- CAMPOS, F (1,979). “Manual para la Estimación de Avenidas Máximas en Cuencas y Presas pequeñas”. Oficina de Estudios Especiales en Hidrología. Dirección Regional Norte S.A.R.H. San Luis México.
- HUISA, D (2,003). “Análisis de Máximas Avenidas. Puno - Perú.
- MONSALVE, G (1,995). “Hidrología en la Ingeniería”. Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá – Colombia.
- PONCE, C (1,978). “Modelos Matemáticos en Hidráulica”. Lima Perú.
- ROCHA, A (1,998). “Introducción a la Hidráulica Fluvial”. Universidad Nacional de Ingeniería UNI. Lima – Perú.
- ROCHA, A (1,991). “Transporte de Sedimentos Aplicado al Diseño de Estructuras Hidráulicas”. Publicación CONCYTEC Lima - Perú.
- SUAREZ, J (1,988). “Manual de Ingeniería para el Control de Erosión”. UIS – Universidad de Industrial de Santander. Bucaramanga.
- SVIATOSLAV, K (1,996). “Diseño Hidráulico”. Editorial de la Escuela Politécnica Nacional Quito – Ecuador.
- TERAN, R (1,998). “Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas”. Escuela Superior de Administración de Aguas “Charles Sutton”. Arequipa – Perú.
- WOLFGONG, S (1994). “Applied Modeling in Hydrology Series”. Colorado University, For Collins, Colorado U.S.A.
- YEVJEVICH, V (1980). “And Applied. Modeling of Hydrologic Time Series. Littleton, CO: Water. Resources Publications Ltd. USA.

VIII ANEXOS

ANEXO – A

DATOS DE PRECIPITACION CALULOS CON HEC RAS

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA SENAMHI - PUNO

"SENAMHI ORGANO OFICIAL Y RECTOR DEL SISTEMA HIDROMETEREOLÓGICO NACIONAL
AL SERVICIO DEL DESARROLLO SOCIOECONÓMICO DEL PAÍS"

ESTACION: CO.116061 LATITUD 16°12'13.6" DEPARTAMENTO PUNO
 LONGITUD 69°27'35.7" PROVINCIA CHUCUITO
 JULI ALTITUD 3812 DISTRITO JULI

PARAMETRO: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS EN mm.

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1982	23.9	39.8	28.2	20.6	5.9	5.4	1.1	3.2	8.8	7.4	12.1	26.1
1983	23.9	34.6	28.4	19.0	6.5	6.0	2.1	5.4	10.7	8.8	15.8	26.5
1984	28.2	35.0	22.8	19.8	3.9	2.6	2.7	7.0	8.5	11.8	13.0	27.3
1985	22.8	34.2	29.8	34.2	15.4	12.5	0.0	11.8	25.2	4.3	22.0	19.6
1986	22.6	43.7	27.0	17.6	2.7	0.0	3.0	34.0	8.6	15.3	7.5	17.2
1987	30.9	17.0	15.2	17.0	3.6	5.2	6.7	0.9	12.3	22.9	47.3	11.4
1988	53.6	14.3	21.9	20.6	6.7	0.2	0.8	0.0	10.4	27.2	10.0	16.4
1989	23.9	26.0	29.5	36.4	16.4	3.0	5.1	13.0	10.1	2.0	12.4	13.3
1990	32.4	14.2	20.8	6.3	10.5	14.9	0.0	7.6	10.8	24.4	14.8	20.2
1991	25.0	23.6	37.2	18.5	8.1	18.5	3.0	0.6	6.0	23.8	16.6	26.8
1992	35.2	24.9	13.9	26.6	0.0	0.7	3.7	40.9	0.0	10.9	14.6	14.7
1993	34.1	22.7	28.3	9.3	4.3	2.4	0.0	23.3	9.6	12.7	25.8	9.3
1994	44.6	21.7	23.2	9.3	11.7	0.0	1.6	0.8	3.0	5.4	19.4	32.3
1995	20.3	16.2	25.4	13.6	5.7	0.0	0.6	7.2	7.1	14.1	15.2	24.9
1996	21.8	16.4	42.0	6.2	14.2	0.0	6.4	16.5	2.7	16.2	14.0	21.3
1997	32.3	30.3	32.1	21.5	6.3	0.0	0.0	42.5	34.4	8.3	35.3	26.3
1998	15.2	13.2	30.1	26.5	0.0	4.0	0.0	0.0	3.4	19.5	18.6	21.0
1999	20.6	29.5	45.6	18.0	26.3	2.2	1.4	1.9	29.9	38.1	9.2	23.6
2000	23.0	30.6	22.8	6.0	7.0	4.3	0.6	6.0	1.0	16.0	1.3	24.8
2001	22.9	38.4	35.6	12.2	3.3	1.4	9.5	12.6	4.4	23.1	4.6	36.8
2002	19.4	23.6	29.6	67.4	3.8	7.4	14.5	3.2	2.0	10.1	11.0	30.0
2003	25.3	31.4	32.7	25.3	7.6	0.0	5.9	6.5	11.6	9.8	11.3	23.6
2004	36.7	27.7	15.7	16.9	8.0	1.6	10.9	24.4	17.3	6.5	6.9	35.5
2005	21.5	22.5	17.3	14.3	1.5	0.0	0.0	1.0	9.1	22.3	20.6	33.4
2006	37.1	100.8	29.4	11.4	3.7	3.1	0.0	1.1	5.3	12.1	17.1	14.1
2007	20.0	28.4	35.9	41.5	2.0	1.2	7.3	5.1	9.7	14.1	11.6	34.5
2008	37.5	15.6	16.7	29.7	0.5	1.9	1.2	0.5	0.7	23.2	7.8	25.6
2009	22.2	37.5	32.6	23.1	0.0	0.0	4.6	0.0	22.1	14.1	19.1	27.5
2010	24.5	28.3	33.6	21.4	14.9	0.0	T	9.1	4.2	17.6	12.1	22.9
2011	43.5	26.0	25.2	14.4	4.4	0.0	6.4	3.4	18.5	9.4	21.5	40.6
2012	28.7	43.2	50.6	13.8	0.0	0.6	1.0	1.1	2.8	7.7	13.1	28.2

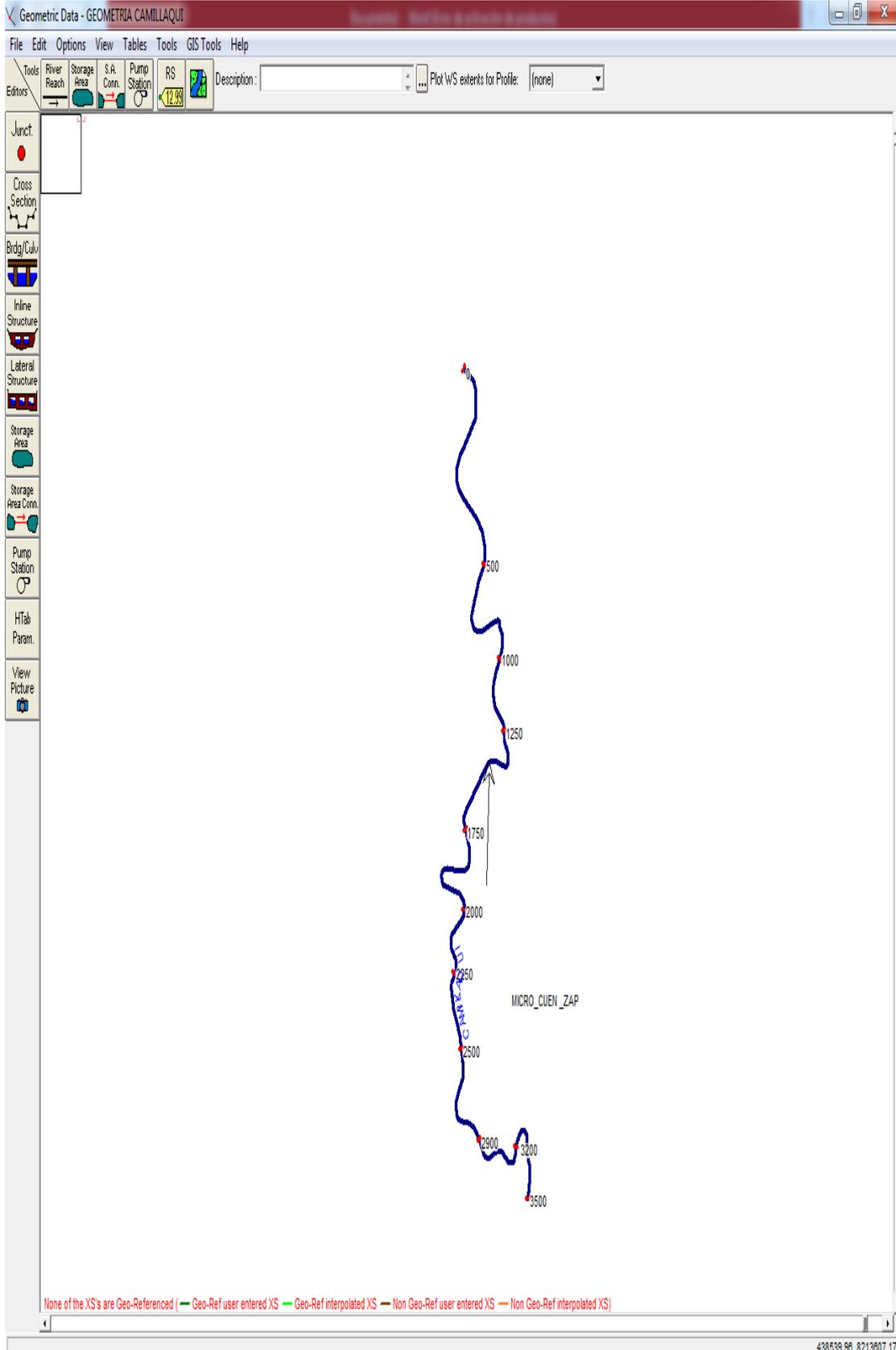
FUENTE: SENAMHI - PUNO.

**REGISTRÓ HISTORICO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS
ESTACION JULI**

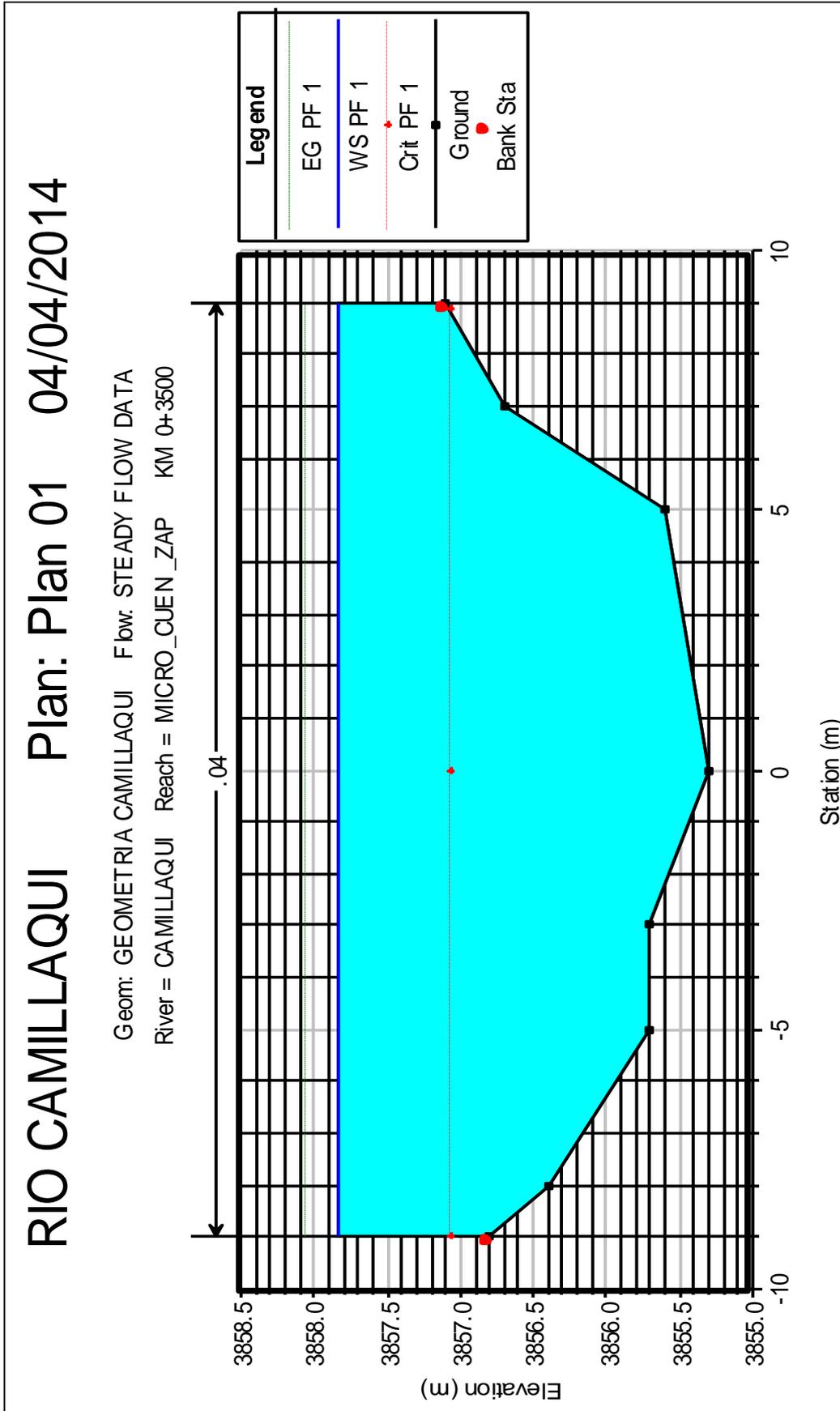
AÑO	Precipitacion maxima diaria (mm)
nov-66	29.2
feb-67	49.8
feb-68	68.0
feb-69	33.2
dic-70	32.6
feb-71	48.0
ene-72	31.5
ene-73	41.1
abr-74	71.9
dic-75	66.1
ene-76	44.2
feb-77	46.3
ene-78	37.4
nov-79	34.8
ene-80	63.7
abr-85	34.2
feb-86	43.7
nov-87	47.3
ene-88	53.6
abr-89	36.4
ene-90	32.4
mar-91	37.2
ene-92	35.2
ene-93	34.1
ene-94	44.6
mar-95	25.4
mar-96	42.0
ago-97	42.5
mar-98	30.1
mar-99	45.6
feb-00	30.6
feb-01	38.4
abr-02	67.4
mar-03	32.7
ene-04	36.7

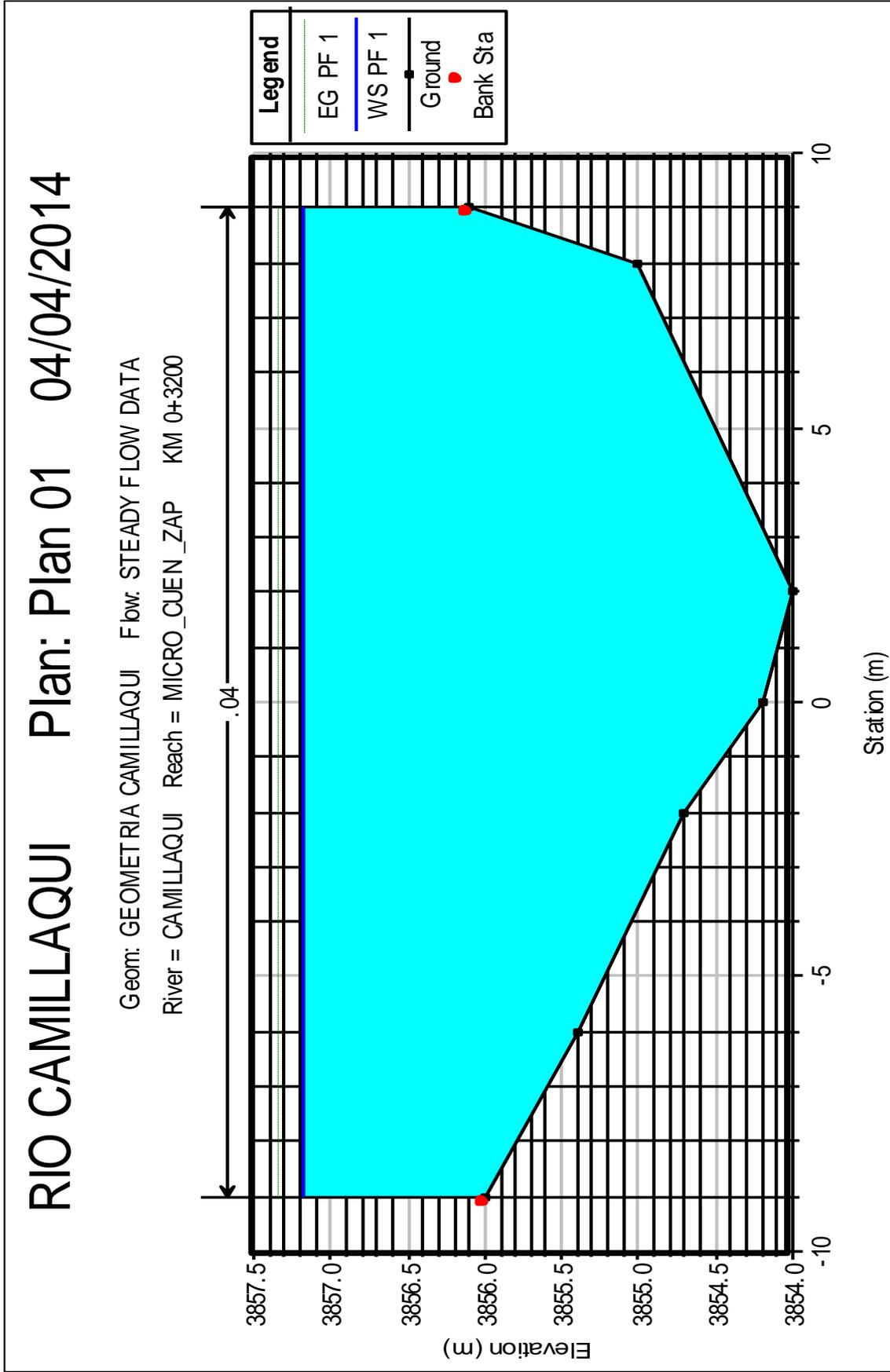
dic-05	33.4
feb-06	37.1
abr-07	41.5
ene-08	37.5
feb-09	37.5
mar-10	33.6
ene-11	43.5
mar-12	50.6
N° DATOS	43
PROM.	41.9
DESVEST	11.3
MAXIMA	71.9
MINIMA	25.4

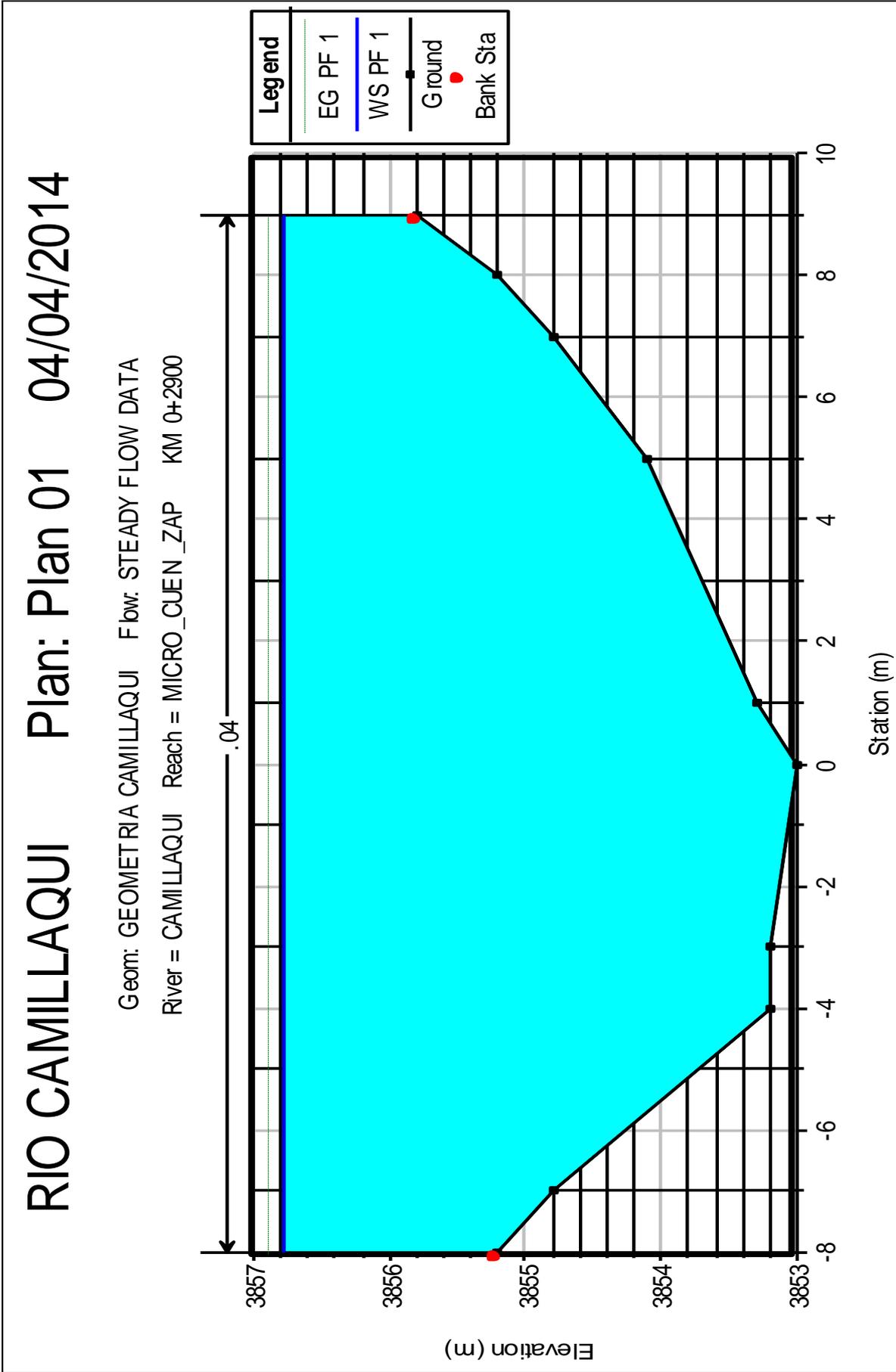
VISTA DEL PLANTA DEL TRAMO DE INVESTIGACION EN HEC-RAS

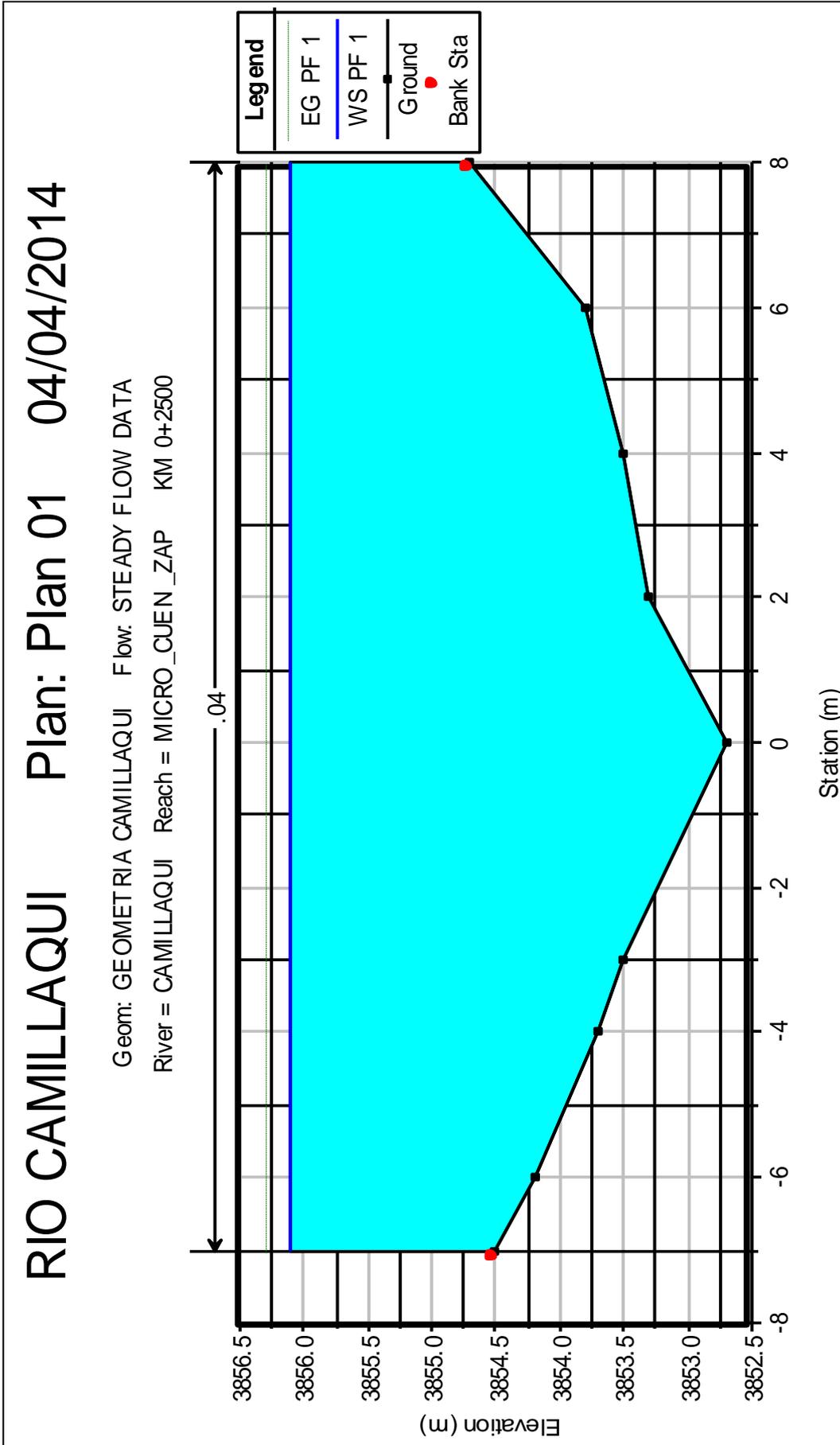


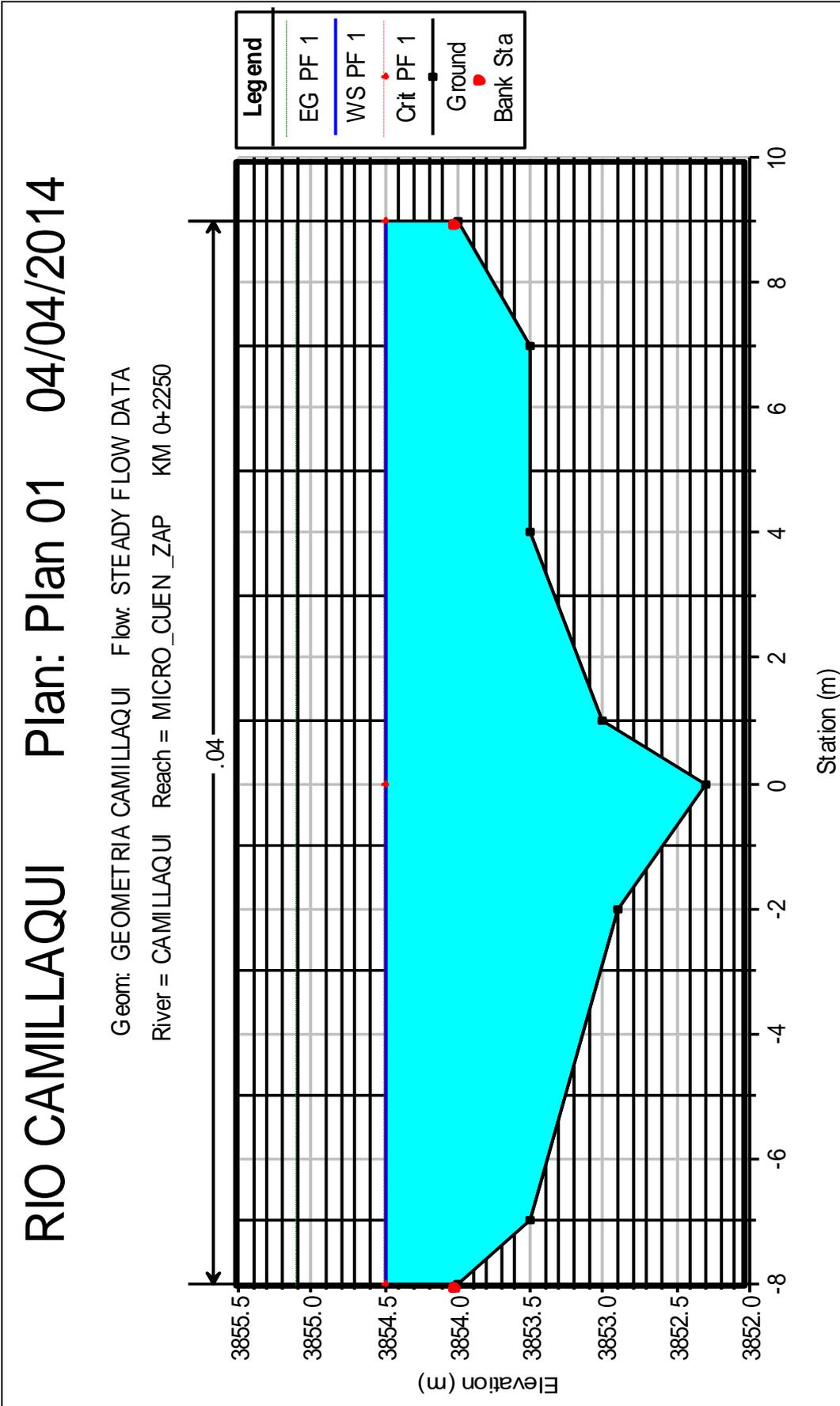
SECCIONES HIDRAULICAS DEL HEC – RAS

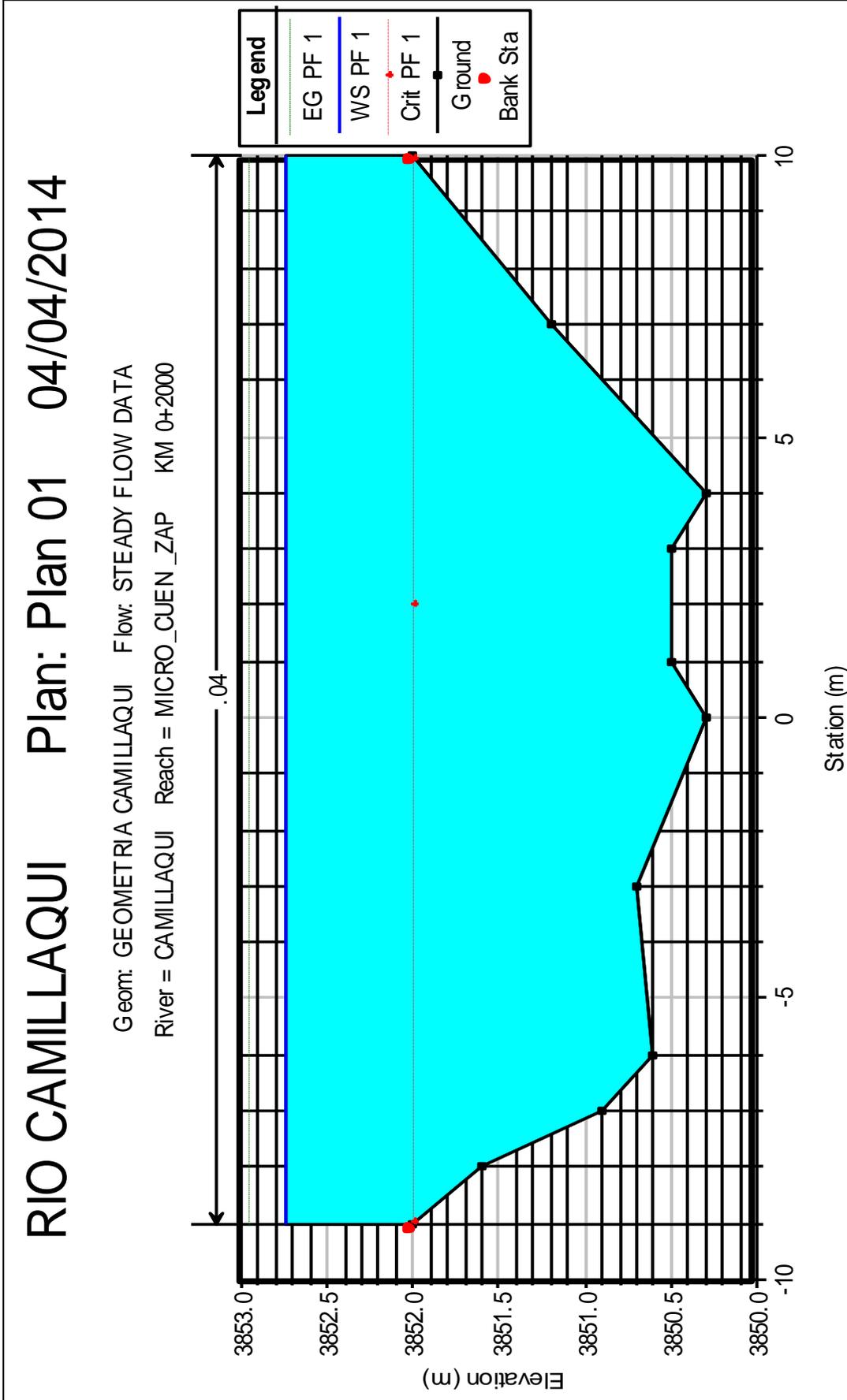






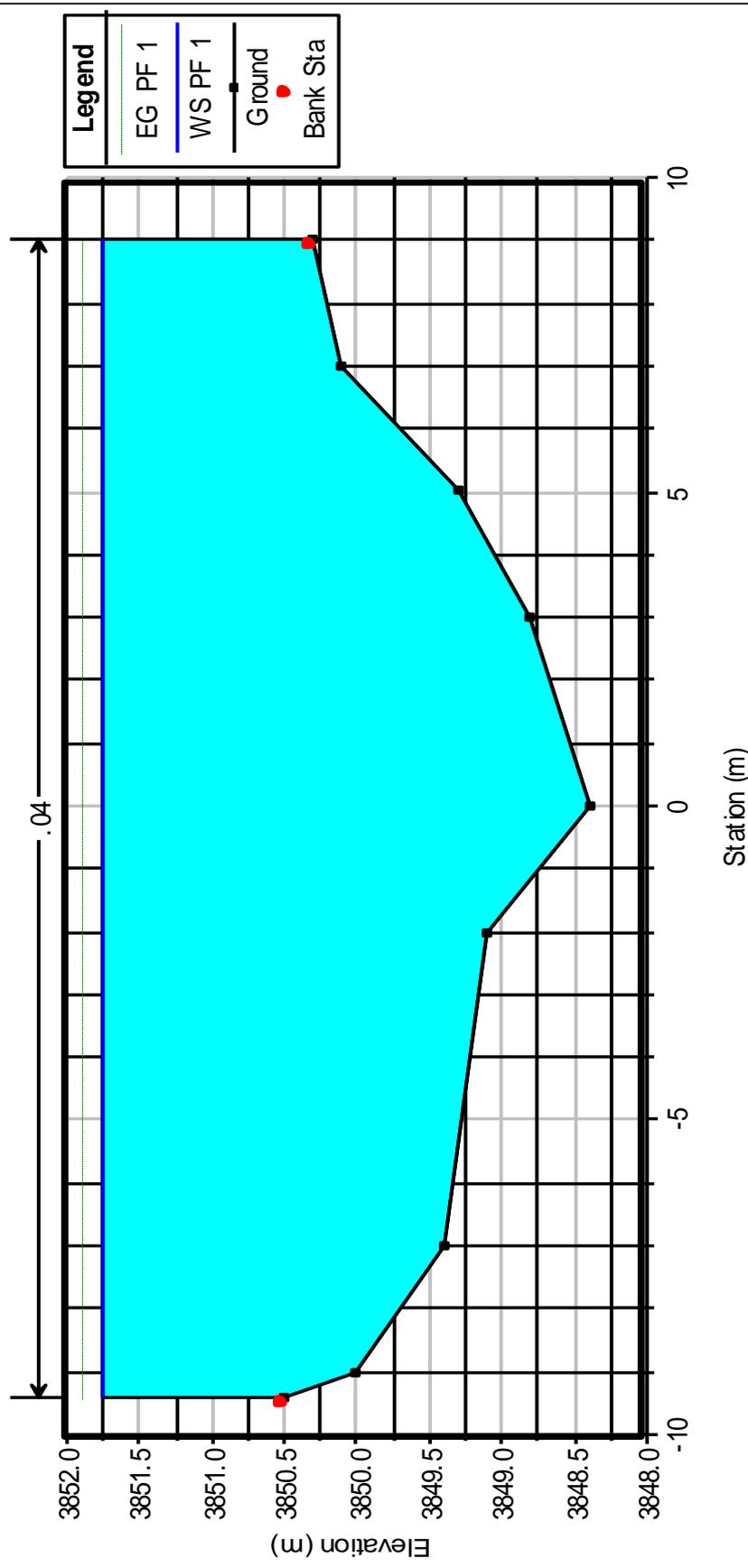






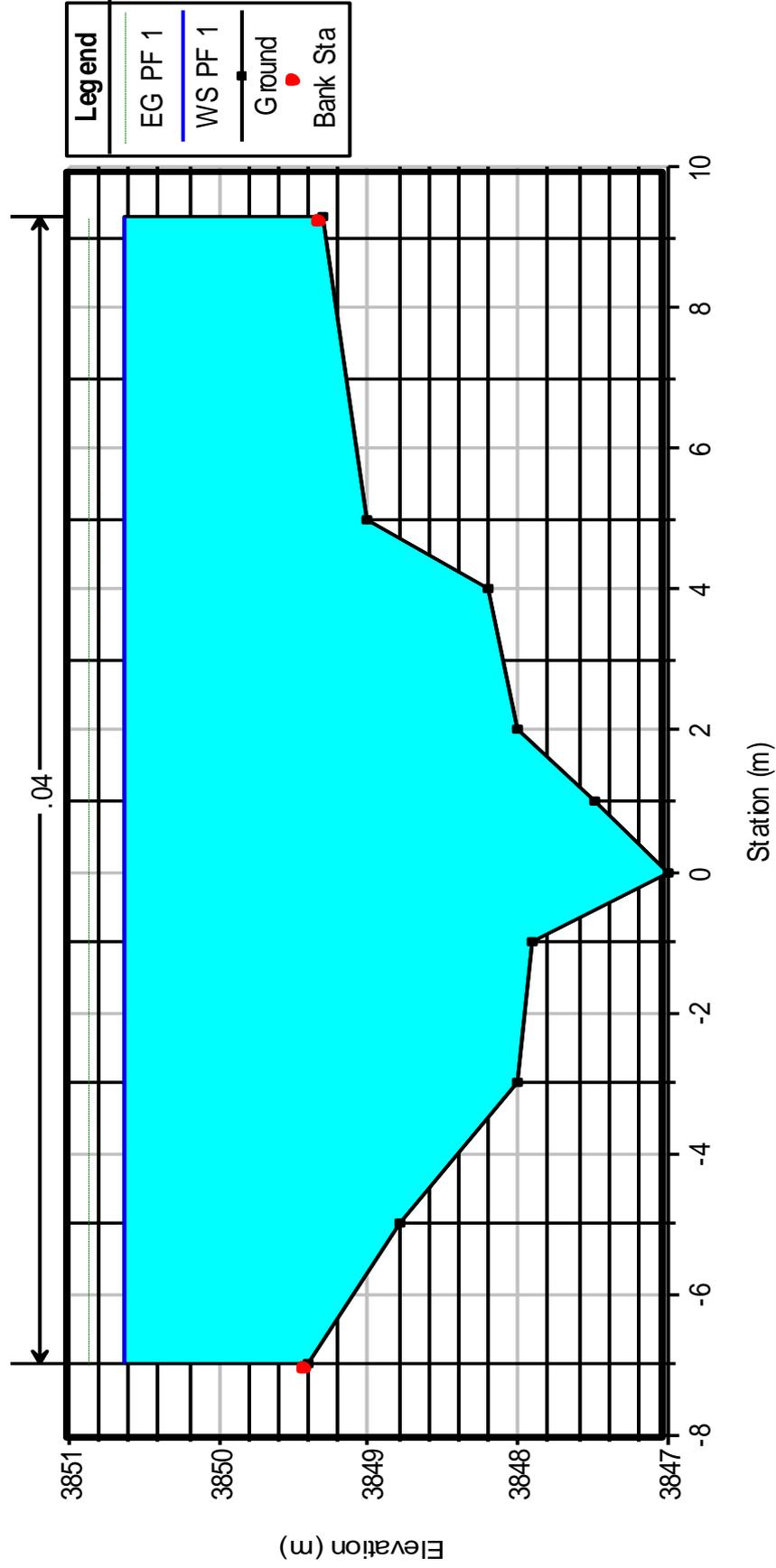
RIO CAMILLAQUI Plan: Plan 01 04/04/2014

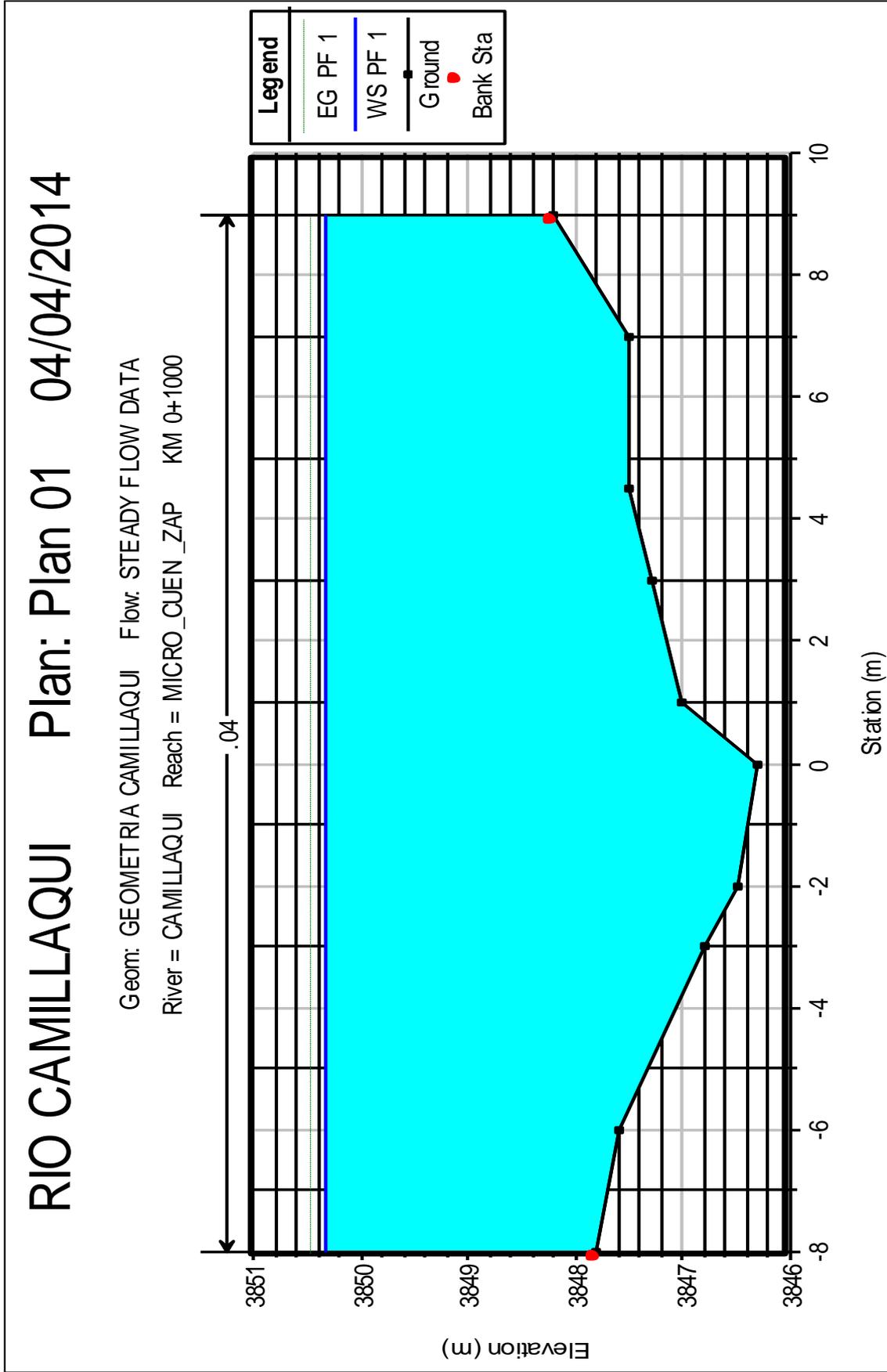
Geom: GEOMETRIA CAMILLAQUI Flow: STEADY FLOW DATA
 River = CAMILLAQUI Reach = MICRO_CUEN_ZAP KM 0+1750



RIO CAMILLAQUI Plan: Plan 01 04/04/2014

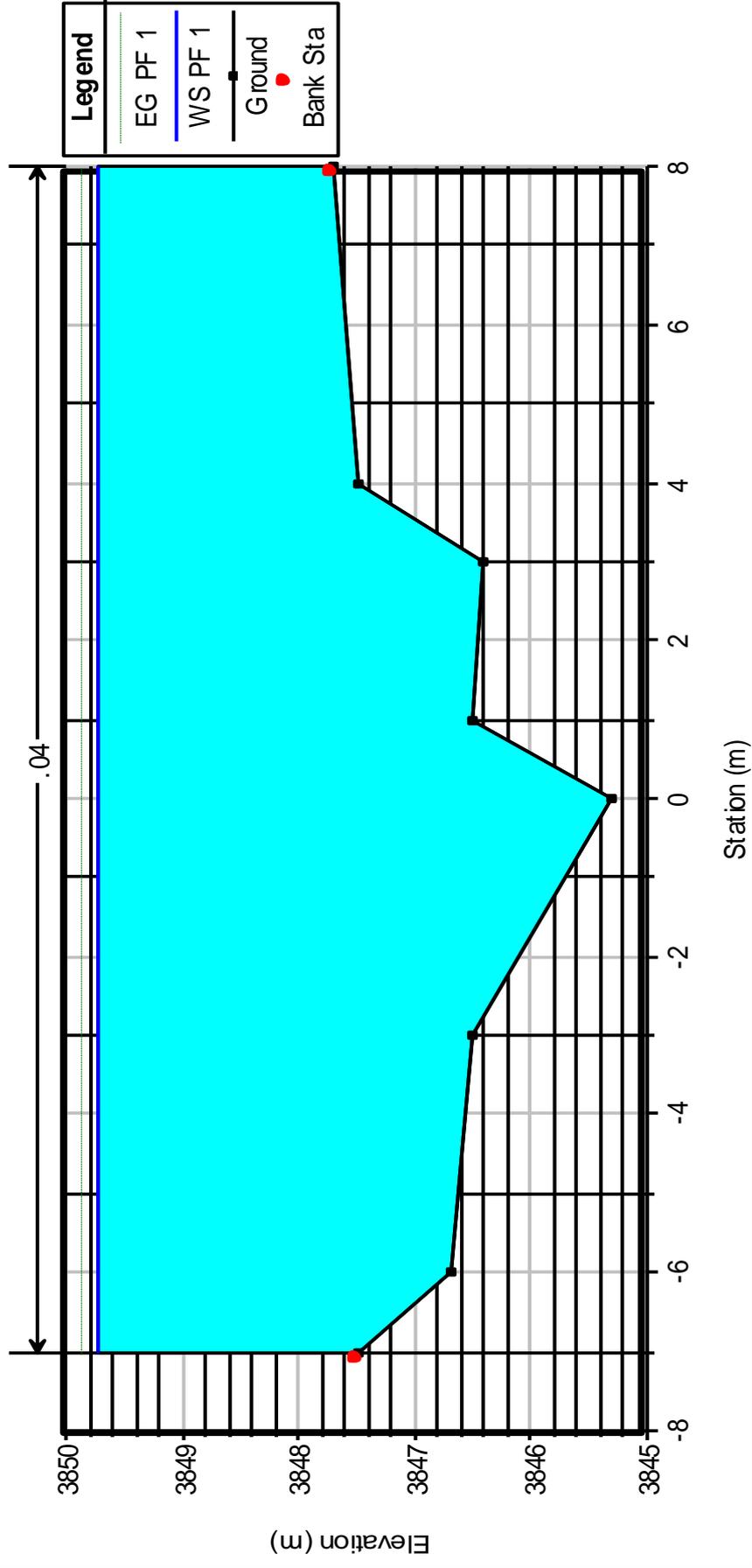
Geom: GEOMETRIA CAMILLAQUI Flow: STEADY FLOW DATA
 River = CAMILLAQUI Reach = MICRO_CUEN_ZAP KM 0+1250





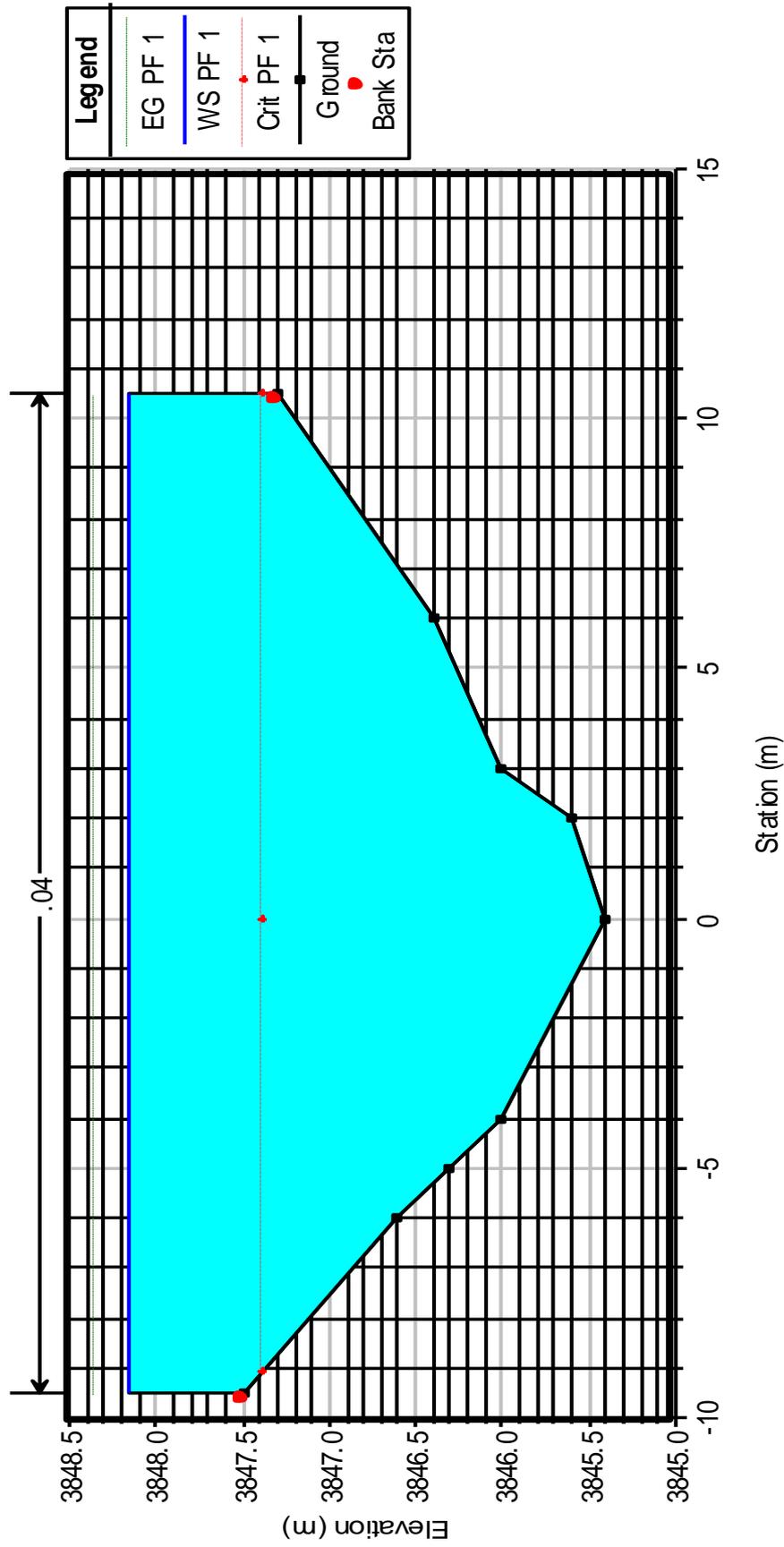
RIO CAMILLAQUI Plan: Plan 01 04/04/2014

Geom: GEOMETRIA CAMILLAQUI Flow: STEADY FLOW DATA
 River = CAMILLAQUI Reach = MICRO_CUEN_ZAP KM 0+500



RIO CAMILLAQUI Plan: Plan 01 04/04/2014

Geom: GEOMETRIA CAMILLAQUI Flow: STEADY FLOW DATA
 River = CAMILLAQUI Reach = MICRO_CUEN_ZAP KM 0+000



CUADROS DE RESULTADOS EN HEC-RAS

Profile Output Table - Standard Table 1

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: CAMILLAQUI Reach: MICRO_CUEN_ZAP Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude #	Chl
MICRO_CUEN_ZAP	3500	PF 1	71.76	3855.30	3857.84	3857.07	3858.05	0.003219	2.04	35.11	18.00	0.47	
MICRO_CUEN_ZAP	3200	PF 1	71.76	3854.00	3857.17		3857.32	0.001832	1.70	42.15	18.00	0.36	
MICRO_CUEN_ZAP	2900	PF 1	71.76	3853.00	3856.77		3856.88	0.001130	1.49	48.27	17.00	0.28	
MICRO_CUEN_ZAP	2500	PF 1	71.76	3852.70	3856.11		3856.29	0.002229	1.90	37.82	15.00	0.38	
MICRO_CUEN_ZAP	2250	PF 1	71.76	3852.30	3854.49	3854.49	3855.09	0.016083	3.43	20.90	17.00	0.99	
MICRO_CUEN_ZAP	2000	PF 1	71.76	3850.30	3852.74	3851.99	3852.94	0.003159	2.00	35.87	19.00	0.46	
MICRO_CUEN_ZAP	1750	PF 1	71.76	3848.40	3851.75		3851.88	0.001521	1.59	45.24	18.40	0.32	
MICRO_CUEN_ZAP	1250	PF 1	71.76	3847.00	3850.64		3850.85	0.002908	1.99	35.99	16.30	0.43	
MICRO_CUEN_ZAP	1000	PF 1	71.76	3846.30	3850.34		3850.43	0.000931	1.36	52.81	17.00	0.25	
MICRO_CUEN_ZAP	500	PF 1	71.76	3845.30	3849.73		3849.86	0.001435	1.59	45.21	15.00	0.29	
MICRO_CUEN_ZAP	0	PF 1	71.76	3845.40	3848.17	3847.39	3848.36	0.003002	1.94	37.01	20.00	0.45	

Profile Output Table - Standard Table 2

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: CAMILLAQUI Reach: MICRO_CUEN_ZAP Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	E.G. Elev (m)	W.S. Elev (m)	Vel Head (m)	Frictn Loss (m)	C & E Loss (m)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (m3/s)	Top Width (m)
MICRO_CUEN_ZAP	3500	PF 1	3858.05	3857.84	0.21	0.71	0.02		71.76		18.00
MICRO_CUEN_ZAP	3200	PF 1	3857.32	3857.17	0.15	0.43	0.01		71.76		18.00
MICRO_CUEN_ZAP	2900	PF 1	3856.88	3856.77	0.11	0.59	0.01		71.76		17.00
MICRO_CUEN_ZAP	2500	PF 1	3856.29	3856.11	0.18	1.16	0.04		71.76		15.00
MICRO_CUEN_ZAP	2250	PF 1	3855.09	3854.49	0.60	1.49	0.12		71.76		17.00
MICRO_CUEN_ZAP	2000	PF 1	3852.94	3852.74	0.20	1.04	0.02		71.76		19.00
MICRO_CUEN_ZAP	1750	PF 1	3851.88	3851.75	0.13	1.02	0.01		71.76		18.40
MICRO_CUEN_ZAP	1250	PF 1	3850.85	3850.64	0.20	0.38	0.03		71.76		16.30
MICRO_CUEN_ZAP	1000	PF 1	3850.43	3850.34	0.09	0.57	0.00		71.76		17.00
MICRO_CUEN_ZAP	500	PF 1	3849.86	3849.73	0.13	1.50	0.01		71.76		15.00
MICRO_CUEN_ZAP	0	PF 1	3848.36	3848.17	0.19				71.76		20.00

Profile Output Table - HEC-5Q

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: CAMILLAQUI Reach: MICRO_CUEN_ZAP Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	W.S. Elev (m)	Area (m2)	Hydr Rad 2/3 (m ² /3)	Top Width (m)	Mann Wtd Total	Q Total (m3/s)
MICRO_CUEN_ZAP	3500	PF 1	3857.84	35.1	1.44	18.0	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	3200	PF 1	3857.17	42.2	1.59	18.0	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	2900	PF 1	3856.77	48.3	1.77	17.0	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	2500	PF 1	3856.11	37.8	1.61	15.0	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	2250	PF 1	3854.49	20.9	1.08	17.0	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	2000	PF 1	3852.74	35.9	1.42	19.0	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	1750	PF 1	3851.75	45.2	1.63	18.4	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	1250	PF 1	3850.64	36.0	1.48	16.3	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	1000	PF 1	3850.34	52.8	1.78	17.0	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	500	PF 1	3849.73	45.2	1.68	15.0	0.040	71.8
MICRO_CUEN_ZAP	0	PF 1	3848.17	37.0	1.42	20.0	0.040	71.8

Manning's n value for the total main cross section.

Profile Output Table - HEC-FDA

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: CAMILLAQUI Reach:

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)
MICRO_CUEN_ZAP	3500	PF 1	71.76	3855.30	3857.84
MICRO_CUEN_ZAP	3200	PF 1	71.76	3854.00	3857.17
MICRO_CUEN_ZAP	2900	PF 1	71.76	3853.00	3856.77
MICRO_CUEN_ZAP	2500	PF 1	71.76	3852.70	3856.11
MICRO_CUEN_ZAP	2250	PF 1	71.76	3852.30	3854.49
MICRO_CUEN_ZAP	2000	PF 1	71.76	3850.30	3852.74
MICRO_CUEN_ZAP	1750	PF 1	71.76	3848.40	3851.75
MICRO_CUEN_ZAP	1250	PF 1	71.76	3847.00	3850.64
MICRO_CUEN_ZAP	1000	PF 1	71.76	3846.30	3850.34
MICRO_CUEN_ZAP	500	PF 1	71.76	3845.30	3849.73
MICRO_CUEN_ZAP	0	PF 1	71.76	3845.40	3848.17

ANEXO B

PLANOS

