

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN - TACNA

Escuela de Posgrado

MAESTRÍA EN GESTIÓN AMBIENTAL Y DESARROLLO SOSTENIBLE

**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD MEDIANTE MODELAMIENTO
HIDRODINÁMICO DEL CAUCE DEL RÍO SECO DEL
CONO SUR DE LA CIUDAD DE TACNA**

TESIS

PRESENTADA POR:

ING. FELIX LADISLAO FRISANCHO CAMERO

Para optar el Grado Académico de:

**MAESTRO EN CIENCIAS (*MAGISTER SCIENTIAE*) CON MENCIÓN
EN GESTIÓN AMBIENTAL Y DESARROLLO SOSTENIBLE**

TACNA - PERÚ

2015

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN - TACNA

Escuela de Posgrado

MAESTRÍA EN GESTIÓN AMBIENTAL Y DESARROLLO SOSTENIBLE

**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD MEDIANTE MODELAMIENTO
HIDRODINÁMICO DEL CAUCE DEL RÍO SECO DEL CONO SUR
DE LA CIUDAD DE TACNA**

Tesis sustentada y aprobada el 13 de agosto del 2015; estando el jurado calificador integrado por:


PRESIDENTE :


Dra. Rina María Álvarez Becerra

SECRETARIO:


Ph. Dr. Edwin Martín Pino Vargas

MIEMBRO :


Dr. Julio Miguel Fernández Prado

ASESOR :


M. Sc. Máximo Martín Gutiérrez Bernaola

DEDICATORIA: a mi familia toda, en especial a mi esposa y mis hijas que día a día me llenan de alegrías y con su permanente apoyo han permitido que se logre este anhelo.

CONTENIDO

	Pág.
DEDICATORIA	iii
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	x
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
INTRODUCCIÓN:	01
CAPÍTULO I : PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	
1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	04
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	05
1.2.1 Problema general	05
1.2.2 Problemas específicos.	05
1.2.3 Hipótesis.....	06
1.2.3.1 Hipótesis general	06
1.2.3.2 Hipótesis específica.	06
1.3 OBJETIVOS.	07
1.3.1 Objetivo general.	07
1.3.2 Objetivos específicos.....	07
1.4 JUSTIFICACIÓN.	08
1.5 VARIABLES DEL ESTUDIO	09

1.5.1 Variable dependiente	09
1.5.2 Variable Independiente	09
1.5.3 Limitaciones de la investigación	10
1.5.4 Descripción de las características de la investigación.....	10

CAPÍTULO II : BASES CONCEPTUALES Y MARCO TEÓRICO

2.1 ASPECTOS GENERALES	11
2.2 CAUCE Y SUS ELEMENTOS.....	14
2.2.1 Conceptos.....	14
2.2.2 Delimitación de la Faja Marginal.	16
2.2.2.1 Marco legal regulatorio.....	17
2.2.2.2 Importancia de la delimitación de la Faja Marginal.	18
2.2.2.3 Dimensionamiento de la Faja Marginal.....	19
2.2.2.4 Señalización de la Faja Marginal.	21
2.3 REVISIÓN DE INVESTIGACIONES REALIZADAS.	22
2.4 MARCO TEÓRICO.....	23
2.4.1 Introducción.....	23
2.5 ESQUEMAS UNIDIMENSIONALES.....	30
2.5.1 Régimen permanente.	30
2.5.2 Régimen variable.	32
2.5.3 Esquema unidimensionales clásicos.	33
2.6 ESQUEMAS BIDIMENSIONALES.	36

2.6.1 Esquemas bidimensionales clásicos	36
2.6.2 Esquemas Bidimensionales Comerciales.	37

CAPÍTULO III : MARCO METODOLÓGICO

3.1 UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD.....	39
3.2 IDENTIFICACIÓN DE ACTORES.	41
3.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	42
3.3.1 Técnicas del Procedimiento.....	42
3.4 MÉTODOS	43
3.4.1 Métodos Estadísticos.	43
3.4.2 Método Espacial.....	44
3.5 MODELO HIDRÁULICO DE SIMULACIÓN	46

CAPÍTULO IV : DESARROLLO DEL MODELO Y RESULTADOS

OBTENIDOS

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.	48
4.1.1 Sub Cuenca hidrográfica río Caplina.	49
4.1.2 Sub Cuenca hidrográfica Quebrada de Palca.....	49
4.1.3 Sub Cuenca hidrográfica río Vilavilani Yungane.....	50
4.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	51
4.2.1 Topografía de la zona.	51
4.2.2 Hidrología: Determinación de máximas avenidas.....	52
4.2.3 Geología de la zona	52

4.3	GEOMORFOLOGÍA REGIONAL	53
4.4	GEOLOGÍA LOCAL.....	55
	4.4.1. Estudio de suelos.....	55
	4.4.2 Formaciones geológicas.	59
4.5	CLIMA.	62
	4.5.1 Precipitación.....	62
	4.5.2 Temperatura del aire.	63
4.6	HIDROLOGÍA DEL RÍO SECO.	64
	4.6.1 ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS.....	64
	4.6.1.1 Aspectos generales.	64
	4.6.1.2 Periodo de Retorno y Riesgo.....	68
	4.6.1.3 Análisis de la información hidrológica de la cuenca. .	72
	4.6.1.3.1 Generación de datos sub Cuencas.	73
	4.6.1.4 Análisis estadístico de datos hidrológicos.	74
	4.6.1.5 Series parciales y anuales.....	75
4.7	CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO.	78
4.8	CÁLCULO DE MÁXIMAS AVENIDAS.	79
4.9	ANÁLISIS HIDRÁULICO DE INUNDACIONES.	83
	4.9.1 Aspectos generalidades.	83
	4.9.2 Componentes del modelo.	84
	4.9.2.1 Información topográfica de la zona de estudio.....	84

4.9.2.2	Material y condiciones hidráulicas del cauce.	86
4.9.3	Elección de modelos unidimensionales.....	88
4.9.4	Características del modelo.....	90
4.9.5	Flujo Permanente.....	91
4.9.6	Desarrollo del modelo.....	93
4.9.7	Resultados de la modelación.....	97
 CAPÍTULO V : DISCUSIÓN DE RESULTADOS		
5.1	Primer escenario para $Tr=10$ años.....	101
5.2	Segundo escenario para $Tr= 100$ años.....	104
5.3	Tercer escenario para $Tr=500$ años.....	106
5.4	Cuarto escenario para $Tr=1\ 000$ años.....	107
5.5	PROGRAMAS DE MANEJO DE INUNDACIONES.....	108
5.5.1	Fenómenos Antrópicos.....	109
CONCLUSIONES.....		110
RECOMENDACIONES.....		113
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		115
ANEXOS		

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Variables Dependientes.....	9
Tabla 2	Variables Independientes	9
Tabla 3	Actores Involucrados	41
Tabla 4	Sub Cuencas de Interés para la Modelación	51
Tabla 5	Valores del Periodo de Retorno asociado al Riesgo.....	71
Tabla 6	Caudales Máximos con Modelos -Sub cuenca Caplina.....	81
Tabla 7	Caudales Maximos Instantaneos -Modelo Markoviano.	82
Tabla 8	Caudales Máximos Instantáneas -Modelo Transformación Logarítmica	82
Tabla 9	Caudales Maximos InstantaneosTotales de la Cuenca.	83
Tabla 10	Caudales Instantaneos totales utilizados en la Modelacion.	98
Tabla 11	Valores de Riesgo admisible obras de Drenaje	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	El cauce y sus Elementos	16
Figura 2	Modelo de hitos para delimitacion de Faja Marginal	21
Figura 3	Ubicacion de la zona de Estudio	40
Figura 4	Vista de Calicata N° 01	56
Figura 5	Vista de Calicata N° 02	57
Figura 6	Vista de Calicata N° 03	58
Figura 7	Variacion de la Precipitacion	63
Figura 8	Variacion de la Temperatura.....	64
Figura 9	Valores del Periodo de Retorno y Vida Util	69
Figura 10	Curvas de Frecuencia de los Modelos Estadisticos.	81
Figura 11	Modelo Geometrico del eje del cauce	96
Figura 12	Vista Satelital para $Tr = 10$ Años.....	101
Figura 13	Grado de Erosion del Cauce.....	103
Figura 14	Vista Satelital para $Tr = 100$ Años	104
Figura 15	Vista Satelital para $Tr = 500$ Años	106
Figura 16	Vista Satelital para $Tr = 1000$ Años	108

RESUMEN

La cuenca del río Seco tiene un área de 1 106,49 Km² y una cuenca húmeda de 344,74 Km², contando con el aporte de tres sub cuencas: Caplina , Palca y Vilavilani Yungane. Se analizó las variables del estudio, siendo la población que habita en la zona, infraestructura urbana y la hidrología y geología de la cuenca. Mediante el análisis de frecuencias se estimaron las precipitaciones, intensidades o caudales máximos, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, logrando caracterizar e interpretar hidrológicamente el comportamiento de la cuenca hidrográfica del río Seco, el mismo que presenta alta variabilidad interanual, con caudales máximos entre diciembre y marzo. El análisis y procesamiento de datos ha permitido utilizar la metodología y procedimientos, para efectuar un análisis de vulnerabilidad por inundación o desborde, mediante modelamiento hidrodinámico con avenidas generadas para diferentes periodos de retorno, en el cauce del río Seco tramo desde el cuartel Tarapacá hasta el puente Arunta. La simulación permitió identificar las zonas urbanas asentadas a lo largo del cauce del río Seco que son altamente vulnerables a los desbordes e inundaciones, así como determinar los límites de la faja marginal en el cauce del río en mención.

ABSTRACT

The basin of the Dry river has an area of 1 106,49 Km² and a humid basin of 344,74 Km², having the contribution of three sub basins: Caplina, Palca and Vilavilani Yungane. It was analyzed the variables of the study, being the population that inhabits the area, urban infrastructure and the hydrology and geology of the basin. By means of the analysis of frequencies they were considered the precipitations, intensities or maximum flows, for different periods of return, by means of the application of model probabilísticos, being able to characterize and to interpret hidrológicamente the behavior of the basin hidrográfica of the Dry river, the same one that presents high variability interannual, with maximum flows between December and March. The analysis and prosecution of data has allowed to use the methodology and procedures, to make a vulnerability analysis for flood or overflow, by means of hydrodynamic modelamiento with avenues generated for different periods of return, in the bed of the river Dry tract from the barracks Tarapacá until the bridge Arunta. The simulation allowed to identify the urban areas seated along the bed of the Dry river that you/they are highly vulnerable to you overflow them and floods, as well as to determine the limits of the marginal strip in the bed of the river in mention.

INTRODUCCIÓN

Cuando llega el verano al hemisferio sur en los meses de diciembre a marzo, las mayores temperaturas permiten deshielos en las cumbres así como un incremento de las lluvias, todo lo cual incide en un incremento del caudal de los ríos. Aquellos ríos de la costa que tienen corto recorrido, gran pendiente y un cauce muy estrecho sienten inmediatamente los efectos del incremento de sus caudales.

Esta situación se incrementa debido a la acumulación periódica de materiales transportados y al transporte de sedimentos y materiales en suspensión por el río que elevan el nivel del cauce, así como el sobre poblamiento de las partes bajas donde el terreno se hace plano. Así mismo el desarrollo de las ciudades y la expansión de las mismas han incrementado la presión sobre las cuencas habiendo inclusive invadido las fajas marginales, obstruyendo los cauces naturales de los ríos y quebradas, reduciendo su capacidad de conducción; lo que ha originado una mayor fragilidad y exposición de las mismas ante el riesgo de las inundaciones.

Estos fenómenos potenciales de origen natural o humano, que cuando se producen en determinado tiempo y lugar, provocan traumatismo en las poblaciones. Las amenazas por si solas, no producen desastres, sino cuando se juntan con la vulnerabilidad.

La expansión urbana es un fenómeno que en los últimos años ha generado un crecimiento rápido, desproporcional y desordenado de varias ciudades en nuestro país, muchas veces este crecimiento ha llegado a ocupar espacios donde anteriormente circulaban corrientes naturales de ríos, zonas arenosas de desierto o cercanas al mar, zonas alejadas destinadas para rellenos sanitarios, laderas de cerros, etc.

De acuerdo a la cronología de los desastres naturales ocurridos en el Perú desde el año 2003 hasta el 2014, según INDECI uno de los fenómenos que causa más pérdidas tanto humanas como económicas es la Inundación, pues se han registrado un total de 2 895 Emergencias, 104 Fallecidos, 31 Desaparecidos; 272 050 Viviendas Afectadas y 24 818 Viviendas destruidas (Ver Anexo-01 y 02).

Así también las poblaciones requieren la necesidad de cuantificar y tener un registro detallado de la frecuencia y la intensidad de los

fenómenos naturales y que estos pudieran significar un peligro para las zonas urbanas y agrícolas han motivado al desarrollo de este trabajo el cual pretende contribuir con un modelamiento hidráulico en el sector por donde discurre el Río Seco tramo desde el Cuartel Tarapacá – Puente Arunta del Distrito Gregorio Albarracín Lanchipa, este modelamiento proporcionará información del comportamiento del río bajo condiciones extremas de descarga , permitiendo la identificación de las zonas vulnerables por desbordes y contar con los mapas de amenaza de inundación, determinando el área inundada, y los límites de la misma , datos que permitirá establecer los planes y programas de prevención así como implementar medidas o planes de prevención , mitigación y contingencia al respecto.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

La cuenca del río Seco tiene características propias por discurrir mayormente en zona urbana, el río Seco-Arunta recibe los aportes durante el periodo de diciembre a marzo de los cauces del río Caplina, Quebrada Palca y río Vilavilani-Yungane. El cauce de mayor aporte es el del río Caplina, en el anexo de Calientes recibe el aporte de las aguas que discurren por la Quebrada Palca y luego de recorrer pendiente abajo de aproximadamente 14,50 Km. recibe las descargas del río Vilavilani-Yungane en el sector de Piedra Blanca situada al Nor Este de la ciudad de Tacna.

De la revisión de la serie histórica proporcionadas por el Proyecto Especial Tacna (PET) , periodo 1959 al 2013 de Descargas Máximas Anuales registradas en las Sub Cuencas del río Seco, se observa que las descargas máximas se han registrado el año 2001, correspondiendo: Caplina-33,22 m³/s, Palca-3,56 m³/s y Vilavilani Yungane-11,06 m³/s.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Problema General

Crecimiento urbano en la margen derecha del río Seco, sin la identificación de zonas vulnerables por inundación o desbordes del río en el tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.

1.2.2 Problemas Específicos

1. No se tienen identificadas las áreas vulnerables por inundación o desborde en las zonas aledañas del cauce del río Seco por el paso de avenidas extraordinarias, en el tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.
2. No se tiene dimensionado y señalizado el ancho de la Faja Marginal del río seco en el tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.
3. No existe planes de reubicación de los pobladores que se encuentran dentro de la zona de inundación o desborde en el tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.

4. No existen planes y programa de prevención y mitigación en coordinación con Defensa Civil en el ámbito de producirse impactos negativos como es la inundación o desborde en el tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.

1.2.3 Hipótesis

1.2.3.1 Hipótesis General

El modelamiento hidrodinámico con descargas máximas en el paso por el cauce del río Seco permitirá el estudio de la vulnerabilidad por inundación o desborde de las zonas urbanas aledañas al cauce.

1.2.3.2 Hipótesis Especifica

El modelo hidrodinámico para descargas máximas en el paso por secciones transversales críticas del cauce del río seco tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta, determinará las áreas vulnerables por inundación o desborde en las zonas aledañas al tramo en mención.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Identificar mediante modelamiento hidrodinámico las zonas vulnerables por inundación o desborde en el cauce del río Seco por presencia de las descargas máximas.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Identificar las áreas vulnerables por inundación o desborde por el paso de avenidas extraordinarias en las zonas aledañas al cauce del río Seco, tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.
2. Determinar el ancho de la Faja Marginal del río Seco en el tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.
3. En coordinación con la Municipalidad distrital de Gregorio Albarracín Lanchipa establecer zonas de reubicación de los pobladores que se encuentran dentro de las zonas de inundación o desborde , tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.

4. En coordinación con Defensa Civil establecer los planes y programas de prevención y mitigación, de producirse impactos negativos como es la inundación o desborde, en el tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Los desastres causados por inundaciones en el mundo y por sus condiciones geográficas en el Perú vienen causando graves daños sociales, económicos y ambientales, ocasionando pérdidas y desaparición de vidas humanas, daños a la infraestructura, destrucción de viviendas, perdidas de áreas de cultivos; destrucción de bienes y servicios públicos etc., estas pérdidas ocasionadas por las inundaciones constituyen un impacto negativo en el desarrollo de toda población.

Para ello se hace necesario identificar los peligros naturales, así como realizar una evaluación de vulnerabilidad y riesgos de la población con el fin de identificar específicamente las las zonas vulnerables por inundación o desborde en las zonas aledañas al cauce de los ríos.

1.5 VARIABLES DEL ESTUDIO

1.5.1 Variable Dependiente

Tabla 1

Variables dependientes

VARIABLE : La poblacion que habita en la zona y la infraestructura Urbana		
DEFINICION : Número de personas que habitan en la zona , número de Manzanas y areas recreativas.		
DIMENSION :	HABITANTES	INFRAEST. URBANA Y SERVICIOS
INDICADORES :	DENSIDAD POBLACIONAL (hab/lote)	- Numero de Viviendas (%) - Areas Recreativas-Parques (M2) - Red Vial (Km) - Red Matriz agua y Desague (MI)

Fuente: Elaboración propia

1.5.2 Variable Independiente

Tabla 2

Variables Independientes.

VARIABLE : Fenomenos Hidrometereologicos y Geodinamicos		
DEFINICION :	Manifestaciones Hidrogeologicas sobre la superficie terrestre	
DIMENSION :	HIDROLOGIA	GEOLOGIA
INDICADORES :	- Descargas Maximias diarias (m3/s) - Caudal (m3/s) - Velocidad (m/s) - Temperatura (°C) - Parametros fisicos de la cuenca. - Parametros morfologicos de la cuenca.	- Erosion (M3) - Material de Huaycos y deslizamientos (M3)

Fuente: Elaboración Propia.

1.5.3 Limitaciones de la Investigación

Se efectuará la simulación hidrodinámica para condiciones extremas de descargas haciendo actuar el flujo por las secciones críticas del cauce del río Seco tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.

No se efectuara un estudio para determinar las causas del colapso de los muros de contención.

1.5.4 Descripción de las Características de la Investigación

La presente investigación es de carácter científico, por cuanto en el proceso de investigación se acopiarán, organizarán y procesarán datos con un propósito específico utilizando una metodología, para luego tomar decisiones y conclusiones.

Asimismo cumple con las etapas de la investigación científica, pues es Objetiva, Precisa, Verificable y se basa en datos estadísticos, así como es razonada y lógica.

CAPÍTULO II

BASES CONCEPTUALES Y MARCO TEÓRICO

2.1. ASPECTOS GENERALES

Para proyectar una obra hidráulica cualquiera es necesario el conocimiento de la magnitud y frecuencia de los caudales (o niveles de agua) que esa obra deberá conducir, contener, almacenar, etc.; el proyecto envuelve dimensionamiento y localización de presas, puentes, diques, canales, conductos forzados, sistemas de drenaje, redes pluviales, estaciones de bombeo, estaciones de tratamiento de agua y desagües, centrales hidroeléctricas y una gran variedad de estructuras relacionadas con estas. El máximo caudal (o nivel) que cualquiera de estas estructuras puede soportar con seguridad es denominada caudal del proyecto. El ingeniero es consciente de que está proyectado una obra que puede ser dañada o más aún destruida, por descargas ocasionales de magnitud variable; la frecuencia con que esos daños ocurren debe ser considerada en la definición del tamaño y resistencia de la obra, su localización y hasta su reconstrucción, si fuera el caso. El problema en el fondo, es económico a través del costo anual de mantenimiento en una estructura dada, comparada con otras soluciones alternativas. La

hidrología proporciona gran variedad de métodos basados en diversos principios, dentro de los cuales se deberá escoger el más adecuado de acuerdo a las circunstancias particulares, a la obra a diseñar y dependiendo sobre todo de la disponibilidad de datos hidrometeorológicos apropiados, y las aplicaciones resultantes van a depender del sentido común y de la experiencia del proyectista.

El subdimensionamiento o sobredimensionamiento de una obra implica costos excesivos a lo largo del tiempo, por lo tanto un proyecto intermedio sería la solución ideal, generando los menores costos anuales.

Las inundaciones traen, como es sabido problemas de toda índole en diversas áreas de la actividad humana. Por lo tanto, el objetivo de este estudio enfoca el aspecto hidrológico en la determinación de los caudales para diferentes periodos de retorno (T_r).

Las técnicas más recientes incluyen el modelamiento matemático, la cual exige el uso de computadoras, cuando la simulación envuelve grandes áreas y grandes volúmenes de datos (simulación continua) así como cuando se trata de eventos aislados de corta duración.

Esta visión integral y sistemática del cauce del río Seco es lo que persigue el presente trabajo, por lo que su aplicación a la determinación de las zonas vulnerables de inundación y delimitación de la Faja Marginal parece inmediata, tanto en el campo de la predicción y prevención de riesgos naturales.

A este respecto, podemos recoger la recomendaciones dadas por el Juez D. Mariano Fustero, del juzgado de instrucción N°1 de Jaca (Huesca-España), en el auto por la riada que arrasó el camping “Las Nieves” de Biescas (4-10-1999): **“A la vista de lo acontecido se demuestra la insuficiencia de la normativa vigente para calificar un terreno inundable no siendo suficiente el estudio estadístico del periodo de retorno sino que sería necesario completar la legislación administrativa con un criterio geológico, no bastando la prevención estadística prevista en dicho precepto para garantizar la seguridad de personas y bienes”**.

De esta problemática han hecho eco igualmente organismos internacionales, como la CONFERENCIA MUNDIAL SOBRE LA REDUCCIÓN DE DESASTRES NATURALES llevada a cabo en Yokohama-Japón 1994, en la que se discutió sobre la estrategia sus

planes de acción. Así como la declaración de la década 1990-2000 como DECENIO INTERNACIONAL PARA LA REDUCCIÓN DE DESASTRES NATURALES por parte de la Asamblea General de las Naciones Unidas. La propia Unión Internacional para la Conservación de la Naturaleza ha constituido un grupo de trabajo sobre la ecología de los ríos. Así mismo, el Consejo de Europa ha creado una red de información, denominada “Large European Alluvial Rivers”, consagrada a la realización de trabajos de investigación y condicionamiento de los ríos.

2.2 CAUCE Y SUS ELEMENTOS

2.2.1 Conceptos

La **R.J. Nº 300-2011-ANA** que aprueba el Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales en Cursos Fluviales y Cuerpos de Agua Naturales y Artificiales, en su Título II-ASPECTOS GENERALES, art. 4º Definiciones, establece:

- a) Cauce o Álveo:** Continente de las aguas durante sus máximas crecientes, constituye un bien de dominio público hidráulico.
- b) Cauce Inactivo:** Cauce o álveo por el que no discurre el agua por variación de su curso.

- c) **Riberas:** Áreas de los ríos, arroyos, torrentes, lagos y lagunas, comprendidas entre el nivel mínimo de sus aguas y el nivel de su máxima creciente. Para su delimitación no se considerarán las máximas crecidas registradas por eventos extraordinarios, constituye un bien de dominio público hidráulico.
- d) **Nivel mínimo de las aguas:** Nivel de las aguas, calculado o estimado en base a los niveles mínimos de los registros históricos considerando los periodos máximos de información disponible, o de la información disponible en la Unidad Hidrográfica.
- e) **Nivel de máxima creciente:** Nivel de las aguas durante su máxima crecida y en una sección transversal específica del cauce, arroyo, lago, laguna y reservorio; calculado o estimado por métodos directos o indirectos en función de la información existente en la Unidad Hidrográfica. No se considerarán las máximas crecidas por causas de eventos extraordinarios.
- f) **Faja Marginal:** Área inmediata superior al cauce o álveo de la fuente de agua, natural o artificial en su máxima creciente, sin considerar los niveles de las crecientes por causas de eventos extraordinarios, constituye bien de dominio público hidráulico.

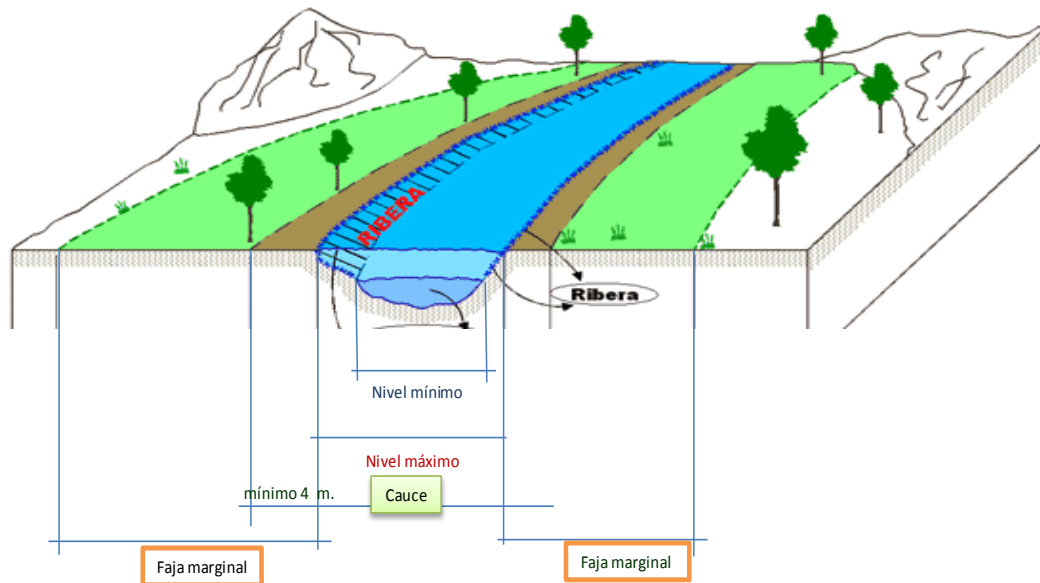


Figura 1 : El Cauce y sus Elementos.
Fuente: Elaboración Propia

2.2.2 Delimitación de la Faja Marginal

El Reglamento de la Ley 29338 Ley de Recursos Hídricos, en el art. 113.2 Fajas Marginales, establece: *“Las dimensiones en una o ambas márgenes de un cuerpo de agua son fijadas por la Autoridad Administrativa del Agua, de acuerdo con los criterios establecidos en el Reglamento, respetando los usos y costumbres establecidos”.*

La R.J. N° 300-2011-ANA que aprueba el Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales en Cursos Fluviales y Cuerpos de Agua Naturales y Artificiales, en su Título II-ASPECTOS GENERALES, art. 5° De la delimitación de la faja marginal, establece: *“La*

Autoridad Administrativa del Agua-AAA es la autoridad competente para aprobar la delimitación de la Faja Marginal en base a un Estudio de Delimitación”.

El Estado dentro de la gestión prospectiva de riesgos delega a la Autoridad Nacional de Aguas (ANA) la acción reguladora que acompaña a los planes de desarrollo de ordenamiento territorial y a la implementación de la gestión correctiva de riesgos.

La ANA es la autoridad competente en las Fajas Marginales que constituyen bienes de dominio público hidráulico, caracterizados por ser inalienables (el estado no puede enajenar bienes), imprescriptibles (su posesión prolongado del tiempo no da derecho a propiedad) e intangibles (existen actividades prohibidas) , por tanto es una zona de reglamentación especial. Estos bienes hidráulicos pueden ser concedidos para su aprovechamiento económico.

2.2.2.1 El marco legal regulatorio.

- **La Ley N° 29338 Ley de Recursos Hídricos**, en su Título V : Protección del Agua, establece en la Faja Marginal, en los terrenos

aledaños a los cauces naturales o artificiales, se mantiene una Faja Marginal de terreno necesaria para la protección, el uso primario del agua, el libre tránsito, la pesca, caminos de vigilancia u otros servicios. El reglamento determina su extensión.

- **D.S. Nº 001-2010-AG** (24-03-2010) “Reglamento de la Ley N° 29338 LEY DE RECURSOS HÍDRICOS”.
- **R.J. Nº 300-2011-ANA** (Aprueba Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales en Cursos Fluviales y Cuerpos de Agua Naturales y Artificiales).

2.2.2.2 Importancia de la delimitación de la Faja Marginal

La delimitación de la Faja Marginal tiene por objeto establecer las dimensiones y localización de áreas y espacios destinados para las actividades y usos siguientes:

- Protección de los ríos, quebradas, cauces inactivos, temporales o transitorios.
- Acceso para obras de infraestructura hidráulica, de protección, navegación, transporte y otros.
- Caminos de acceso para mantenimiento y/o vigilancia de los cursos fluviales y cuerpos de agua.

- Delimitar las áreas de extracción de material de acarreo.
- Autorizaciones de ejecución de obras.
- Ordenamiento territorial, reubicación de asentamiento en zonas de riesgo.
- Formalización de predios-COFOPRI.

La delimitación de la Faja Marginal podrá ser realizada de oficio por la Autoridad Nacional de Aguas (ANA) o a solicitud de Municipalidades, Gobiernos Regionales o Entidades Privadas, debiendo el solicitante presentar el estudio correspondiente.

2.2.2.3 Dimensionamiento de la Faja Marginal

El art. 9º del Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales en Cursos Fluviales y Cuerpos de Agua Naturales y Artificiales, para Los Cauces Naturales con Estructuras de encauzamiento o defensas ribereñas establece : “ *En los cursos y cuerpos de agua en los cuales se han construido estructuras de encauzamiento (dique enrocado, gaviones, muros de concreto y otros), la AAA* podrá modificar la faja marginal, previa solicitud y presentación por los interesados, de un estudio técnico , Es recomendable, para los estudios técnicos, el empleo de un periodo de retomo de 50 años para*

estimar el Caudal Máximo de diseño para tramos del curso de agua con asentamientos agrícolas, y un periodo de retorno de 100 años en áreas urbanas".

En el caso específico de la zona de estudio del río Seco tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa , en la margen derecha aguas abajo existen zonas urbanas ya consolidadas que incluso cuentan con todos los servicios básicos de agua, desagüe y luz , donde habitan aproximadamente 3 500 pobladores, en los Asentamientos Humanos siguientes : Asociación de Vivienda los Sauces I , La Rinconada IV Etapa , Asentamiento Humano El Morro , La Rinconada III Etapa , Programa de Vivienda Alfonso Ugarte III Etapa , Asociación de Vivienda el Pedregal , Asociación de Vivienda 1º de Marzo., Asociación de Vivienda Villa las Rocas y Asociación de Vivienda Rio Seco.

En cumplimiento de lo dispuesto de la norma en mención la delimitación de la Faja Marginal será determinada utilizando un caudal máximo calculado para un periodo de retorno de 100 años.

2.2.2.4 Señalización de la Faja Marginal

La señalización será mediante la colocación de hitos u otra señalización de carácter permanente, el mismo que tendrá preferentemente forma de tronco de Pirámide, debiendo ser de material noble (concreto armado) u otro material que no se degrade y/o erosione fácilmente, cuya colocación debe garantizar su visibilidad y permanencia.

Los hitos se numerarán o codificarán de manera correlativa, según las progresivas existentes en el curso fluvial y en concordancia con la determinación establecida en el estudio de Delimitación de la Faja Marginal, el posicionamiento de cada hito sobre el terreno será geo referenciados en coordenadas UTM-WGS 84, cuya relación debe formar parte de la Resolución Directoral de aprobación de los límites de la Faja Marginal.



Figura 2 : Modelos de los Hitos para la delimitación de la Faja Marginal.

Fuente: A.N.A.

2.3 REVISIÓN DE INVESTIGACIONES REALIZADAS

Martínez (2013), realizó un estudio para el Rescate de Tecnología en el Diseño de Encauzamiento de Huaycos, dando a conocer el asesoramiento en el Estudio de Riesgos de la Sub Cuenca de Pedregal, Corrales y Quirio del valle del Rímac, donde se encuentran los más altos riesgos por la mayor concentración de asentamientos humanos.

Pino (2013), realizó una investigación sobre la caracterización Hidrogeomorfológica de la cuenca del río Caplina utilizando modelación Hidráulica como el HEC RAS y el HEC-HMS.

Rodríguez (2006) realiza una investigación sobre la incidencia de los fenómenos Hidrometeorológicos y Geodinámicos que provocan las inundaciones en la cuenca del río Huatanay –Cusco.

ANA (2010), realizó un estudio hidrográfico de todas las cuencas del Perú, dando a conocer parámetros importantes de los diferentes ríos en las regiones del Perú, resaltó la importancia de los recursos hídricos de nuestras cuencas y ríos.

Córdoba (2003), desarrolló un modelo hidrológico para la cuenca del río Huallaga, haciendo uso de los métodos estadísticos para el cálculo de avenidas máximas y mínimas, por medio de las herramientas HEC-RAS y HEC-HMS, los modelos se utilizaron para detectar las áreas posiblemente inundadas, previniendo la ocurrencia de desastres.

Diez (2001), desarrolló por medio de herramientas la caracterización, interpretación y modelización geomorfológica e hidrológica de la cuenca hidrográfica del río Alberche, con especial incidencia en el estudio de las crecidas fluviales y su aplicación a la gestión de riberas.

2.4 MARCO TEÓRICO

2.4.1 Introducción

Luis Cea Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Grupo GIAMA. E.T.S. de Ing. de Caminos, C. y P. de A Coruña. UDC lcea@udc.es y Ernest Bladé Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Grupo Flumen. E.T.S. de Ing., de Caminos, C. y P. de Barcelona. UPC Ernest.blade@upc.edu, Modelización Matemática en lecho fijo del flujo en ríos Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable.

La modelación matemática del flujo de agua en un río consiste en intentar conocer los valores que toman las variables hidráulicas (calado, velocidades, caudal, etc.) a partir de la resolución por métodos numéricos de unas ecuaciones obtenidas con una serie de hipótesis. La modelación matemática es siempre una aproximación a la realidad, tanto mejor cuanto más se adapten las ecuaciones de partida y el esquema numérico para su resolución al fenómeno real que se está estudiando.

La modelación matemática del flujo en lámina libre ha evolucionado paralelamente a la capacidad de los ordenadores, al desarrollo del cálculo numérico en general y al desarrollo de la modelación numérica en áreas de conocimiento próximas. Así, por ejemplo, el estudio de la mecánica de gases ha contribuido en la puesta a punto de técnicas de discretización y esquemas numéricos específicos que luego han podido ser readaptados a problemas concretos como la resolución del flujo de agua en lámina libre.

Para el estudio de los efectos de la propagación de avenidas en ríos, y en concreto para la obtención de valores de las velocidades y niveles de agua, se han usado en el pasado, y todavía se usan mayoritariamente actualmente, modelos unidimensionales en régimen permanente gradualmente variado y fondo fijo. Estos pueden ser una herramienta

suficiente para estudios donde la evolución temporal no sea un factor a tener en cuenta y el flujo sea eminentemente unidimensional. Este tipo de modelos se basan en esquemas numéricos relativamente simples pero eficaces, pueden considerar cambios de régimen, cauces con geometrías complejas y con llanuras de inundación y singularidades tales como azudes, puentes, pasos bajo vía, etc.

La necesidad de estudiar fenómenos más complejos donde la hipótesis de unidimensionalidad se aleja demasiado de la realidad, y la observación que en la naturaleza se encuentran muchas situaciones donde el flujo parece ser efectivamente bidimensional, es decir, predominan las dimensiones horizontales sobre la vertical, condujo al desarrollo de los esquemas bidimensionales. Para ello se pueden hacer distintas aproximaciones a fin de estudiar un problema fluvial o de ingeniería marítima, considerando las principales fuerzas determinantes del movimiento del agua, y según qué variables interese conocer.

La evolución de la modelación numérica se suele describir dividiendo su historia en base a generaciones de modelos (Cunge, 1989), (Abbott, 1991) La primera generación, en los años 50, consistió simplemente en utilizar primitivos ordenadores o calculadoras programables para la

resolución de ecuaciones matemáticas. La segunda generación (años 60) fueron modelos numéricos que se construían enteramente, del principio al fin, para un problema concreto, destacando como adelantado a su tiempo, el modelo del delta del río Mekong (Cunge, 1975).

La tercera generación supuso la creación de esquemas numéricos básicos, cada uno para un tipo de problema, que podían luego adaptarse con relativa facilidad para un estudio concreto de un río o un área determinada, es decir, para desarrollar un modelo a partir de unas herramientas existentes. Con esta tercera generación, que se prolongó hasta mediados de los 80, la modelación numérica se convirtió en una herramienta práctica que podía ser adquirida o construida por las principales empresas consultoras y comportó el desarrollo de métodos numéricos refinados y eficientes. Un inconveniente de los modelos de esta generación era su complejidad de uso, por lo que el productor y el usuario generalmente debían ser el mismo, siendo tan solo los resultados los que eran transferidos al cliente.

La cuarta generación ocurrió gracias a la generalización de los ordenadores personales, cada vez más económicos y potentes, y ha supuesto la popularización definitiva del uso de modelos numéricos en el

campo de la hidráulica. En esta generación se han construido una serie de paquetes informáticos, o sistemas de modelación, económicos y de uso sencillo y amigable, de manera que un usuario distinto del constructor puede utilizarlos y crear sus propios modelos para problemas relativamente estándares. Los modelos de la cuarta generación, que son los que mayoritariamente se utilizan actualmente, requieren sin embargo personas con suficiente criterio y conocimiento en hidráulica para asegurar que los datos han estado utilizados de manera correcta y para una buena interpretación de los resultados.

En 1990, **HEC** (The Hydrologic Engineering Center- US Army Corps of Engineers), fue consciente del fenómeno creciente y de los avances en GIS. La capacidad de obtener datos espaciales de Internet acoplados con los poderosos algoritmos en software y hardware hizo del GIS una herramienta muy atractiva para los proyectos de investigación referentes al agua. El proyecto del Buffalo Bayou demostró que el desarrollo del modelo hidrológico casi distribuido en el HMS, es práctico con la ayuda del software de GIS y los datos espaciales. HEC integró entonces las herramientas de GIS existentes con los programas desarrollados en dicho proyecto en un software de GIS llamado **HEC GeoHMS**. (Hydrologic Engineering Center. Geospatial Hydrologic Modeling Extension).

El desarrollo del software Geo HMS se llevó a cabo en cooperación con el Environmental System Research Institute, Inc., a través de la Cooperative Research and Development Agreement (CRADA); y con la University of Texas en Austin.

La quinta generación, todavía en sus inicios, sería la inclusión de los modelos hidráulicos dentro de sistemas informáticos más amplios junto con otros modelos complementarios (meteorológicos, hidrológicos etc.), con actualizaciones y adquisición de datos automatizadas (a través por ejemplo, de sensores colocados en sitios estratégicos, imágenes vía satélite, sistemas de información geográfica y otras bases de datos) y verdaderamente expertos, es decir, que integren el conocimiento en distintos campos y sean capaces de expresar los resultados de manera comprensible para una persona no experta en hidráulica, e incluso capaces de tomar decisiones. Abbott (1991) sugiere el término de hidroinformática para esta quinta generación de modelos, que supone la unión entre la hidráulica computacional y la inteligencia artificial y los sistemas de apoyo a la toma de decisiones (DSS de Decisión Support System).

La facilidad de uso de estos modelos y sus capacidades a la hora de representar los resultados deberían ir acompañadas de una evolución paralela en sus esquemas de resolución de las ecuaciones. Si no, se puede correr el riesgo de tomar como ciertos unos resultados poco correspondientes con la realidad, o en todo caso, mejorables. Los grandes avances en la capacidad y velocidad de los ordenadores parece que haya servido últimamente sólo para mejorar la presentación y facilidad de uso, pero precisamente estos avances hacen que la utilización de esquemas simplificados, o poco adecuados a cada problema, ya no sea justificable como podía haber sido hace un tiempo. Los modelos van a ser cada vez más utilizados por personas u organismos poco expertos en hidráulica, y sus resultados van a servir cada vez más para tomar decisiones importantes. Su evolución debería ser, por lo tanto, también hacia generalizar el uso de los últimos esquemas de alta resolución, capaces de representar correctamente problemas complejos como soluciones discontinuas y topografías complicadas, y hacia la construcción de modelos inteligentes en el sentido de gestión de información y toma de decisiones, pero también en el sentido de utilización del mejor código o esquema numérico (unidimensional, bidimensional, de alta resolución, etc.) para cada problema determinado.

2.5 ESQUEMAS UNIDIMENSIONALES

Luis Cea Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Grupo GIAMA. E.T.S. de Ing, de Caminos, C. y P. de A Coruña. UDC lcea@udc.es y Ernest Bladé Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Grupo Flumen. E.T.S. de Ing., de Caminos, C. y P. de Barcelona. UPC Ernest.blade@upc.edu, Modelización Matemática en lecho fijo del flujo en ríos Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable.

2.5.1 Régimen Permanente

Para el estudio de los niveles y velocidades de agua en ríos, la aproximación que sin duda se ha utilizado más, es el flujo unidimensional y del régimen permanente y gradualmente variado. Por sencillez de programación y de discretización del dominio y a veces por falta de información en las condiciones de contorno en régimen no permanente (hidrogramas), ésta es la metodología que más se utiliza incluso hoy. Las hipótesis fundamentales para este tipo de aproximación son movimiento unidimensional, régimen permanente y fondo fijo. La ecuación fundamental es la conservación de la energía entre dos secciones de río, aunque también se utiliza la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento para fenómenos locales, como pueden ser cambios de régimen, y otras ecuaciones más o menos empíricas para otros efectos

locales como puentes, azudes, etc. En general estos esquemas de cálculo de curvas de remanso están del lado de la seguridad cuando el objetivo es conocer los niveles máximos en avenida, ya que la lámina de agua que se obtiene con ellos suele estar por encima de la envolvente de calados máximos que se obtendrían con un modelo en régimen variable y un hidrograma cuyo caudal punta fuera el caudal utilizado en el cálculo en régimen permanente (Bladé, E., Gómez-Valentín, M. 2006 Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales.. Barcelona, España).

Este tipo de modelación también puede ser útil para obtener la condición inicial de un modelo unidimensional no permanente de forma rápida y con gran precisión, tal como se desarrolla en esta tesis. Las hipótesis básicas de régimen permanente y de unidimensionalidad son, sin embargo, una limitación importante a la hora de representar fenómenos reales. Métodos para la resolución numérica de este tipo de flujo se pueden encontrar en libros generales de hidráulica de lámina libre, (Henderson, 1966), (Chaudhry, 1993), siendo el más utilizado entre ellos el conocido *método paso a paso*.

2.5.2 Régimen Variable

El régimen variable se suele subdividir en régimen gradualmente variable, cuando las variaciones en calado y caudal se producen en tiempos prolongados y distancias grandes (como la propagación de una avenida en un gran río en régimen lento), y en régimen rápidamente variado cuando estas variaciones tienen lugar en tiempos cortos y distancias reducidas (resalto hidráulico en un río de montaña, frente de onda producido por una rotura de presa, etc.).

Las ecuaciones que describen el régimen variable en lámina libre en una dimensión son las ecuaciones de Saint Venant, escritas por primera vez por Barré de Saint Venant en 1871 y que sirven para describir tanto el régimen gradualmente variable, como el rápidamente variable. Estas ecuaciones no se pueden resolver para geometrías reales con métodos analíticos, mientras que el estudio de los fenómenos que describen mediante modelos físicos, resulta enormemente complejo y costoso. Por todo ello, y gracias al desarrollo de la informática en las últimas décadas, los esfuerzos han sido encaminados hacia la resolución mediante modelos numéricos.

2.5.3 Esquemas Unidimensionales Clásicos

Un repaso detallado de los esquemas numéricos clásicos (por contraposición a los esquemas de alta resolución desarrollados más recientemente y que se introducen en el próximo apartado) de resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant unidimensionales en lámina libre, se puede encontrar en Gómez (1988) y Chaudhry (1993). Todos ellos se podrían clasificar en tres grandes grupos, que son el método de las características, los métodos en diferencias finitas y los métodos en elementos finitos.

Merecen un comentario aparte los métodos que utilizan las ecuaciones de Saint Venant simplificadas, entendiendo como tales aquellos que prescinden de alguno de los términos de la ecuación del movimiento. Estos métodos se pueden consultar en Abbott (1979) y son básicamente los métodos hidrológicos, que desprecian completamente la ecuación del movimiento (entre los cuales destaca el método de Muskingum), el método de la onda cinemática, que sólo considera el término de fricción y de la pendiente de la solera en la ecuación del movimiento, el método de la onda difusiva que incluye además los términos de presión, y el método de la onda dinámica cuasi-permanente, que tan solo desprecia el término de la aceleración local. Estos métodos

tenían sentido cuando la capacidad y velocidad de los ordenadores era limitada, pero por lo general han ido perdiendo a lo largo del tiempo, tan solo los métodos de Muskingum y la onda cinemática siguen utilizándose ampliamente en estudios hidrológicos.

De entre los métodos que utilizan las ecuaciones completas de Saint Venant, o métodos de onda dinámica, el método de las características (Gómez, 1988), (Bateman, 1993), (Chaudhry, 1993), tiene la ventaja de tener un gran significado físico, ya que aprovecha las propiedades físicas de transmisión de la información en el espacio y el tiempo. Fue de los primeros en utilizarse en los años 50. Existen distintas variantes del mismo como son las características rectas explícitas, características rectas implícitas, y las características curvas, pero todos ellos necesitan incrementos de tiempo de cálculo muy pequeños y discretizaciones espaciales reducidas. Al igual que el resto de métodos clásicos presenta inconvenientes a la hora de representar flujo rápidamente variable, para el cual pueden aparecer discontinuidades en la solución, aunque puede utilizarse tanto para régimen lento como para régimen rápido. Bateman (1993) introduce el método de las características modificadas, capaz de representar correctamente la propagación de frentes de onda en canales prismáticos. El método de las características, puede servir para canales

prismáticos, pero su aplicación para canales no prismáticos y de geometría irregular es de una enorme complejidad y resultados poco fiables, por lo que no son adecuados ni han sido utilizados, para cauces fluviales.

Una primera familia de modelos comerciales, que representa sin duda los más extensamente utilizados por su sencillez y amplia difusión, son aquellos que permiten estudiar cauces fluviales mediante la aproximación unidimensional y régimen gradualmente variado. Entre ellos destacan los modelos del Hydraulic Engineering Center (HEC) del U.S. Army Corps of Engineers, modelos *HEC-2* y *HEC-RAS*, junto con el modelo *WSPRO* del U.S. Federal Highway Administration. Estos modelos han ido evolucionando con el tiempo y aumentando sus capacidades, de manera que permiten representar ríos con cambios de régimen, secciones compuestas irregulares, puentes, pasos bajo vías, uniones, etc. A su vez, poseen cómodas interfaces gráficas para representar la geometría y ver los resultados, comparando distintas hipótesis de funcionamiento y realizar informes. Su limitación evidente es la de sus hipótesis principales, régimen permanente y unidimensional. Este tipo de modelos unidimensionales en régimen permanente, aunque representan una simplificación importante del fenómeno de propagación de una avenida,

en muchos casos pueden ser una aproximación suficientemente adecuada para predecir niveles de agua y por ello son ampliamente utilizados en ingeniería.

Recientemente, el US Army corps of Engineers Hydrologic Engineering Centre ha incorporado el modelo UNET para flujo unidimensional, que utiliza un esquema en diferencias finitas implícitas de los cuatro puntos, en el conocido paquete HEC-RAS. Como este tipo de modelos se basan en resolver las ecuaciones de Saint Venant, como es la formación de discontinuidades, puede ser complejo, su uso debe hacerse con cuidado, y aunque el modelo dé una solución, el usuario debe de asegurarse hasta qué punto ésta es acorde con la realidad.

2.6 ESQUEMAS BIDIMENSIONALES

2.6.1 Esquemas Bidimensionales Clásicos

En cuanto a los modelos bidimensionales destaca sin duda, por su amplia difusión, el *BOSS SMS* de BOSS International Inc., que incorpora distintos módulos de cálculo como son el *RMA-2* y el *HIVEL2D*, desarrollados por el Waterways Experiment Station Hydraulics Laboratory del U.S. Army Corps of Engineers, el *FESWMS* del U.S. Federal Highway Administration, el *SED-2D* para transporte de sedimentos y el *RMA-4* para

transporte de contaminantes. El FESWMS fue inicialmente desarrollado para el flujo alrededor de estructuras artificiales y 39 estaciones de aforo, por lo que permite incorporar más fácilmente azudes, pasos bajo vías y pilas de puente. El HVEL2D por otro lado es específico para flujos que contienen regímenes subcrítico y supercríticos a la vez, obteniéndose soluciones estables para flujos con discontinuidades como resaltos hidráulicos. A parte del módulo básico hidrodinámico, consta también de módulos para transporte de arena, material sólido cohesivo, transporte de contaminantes, calidad de aguas, eutrofización y polución por materiales pesados. Recientemente el DHI ha integrado en uno los dos modelos MIKE 11 y MIKE 21, dando paso al modelo MIKE FLOOD, de manera que en un único modelo puede haber zonas con aproximación unidimensional y otras en dos dimensiones. Sin embargo, los esquemas numéricos siguen siendo los del MIKE 11 y MIKE 21.

2.6.2 Esquemas Bidimensionales Comerciales

Entre los modelos comerciales bidimensionales destacaría el modelo TASE/SWAN Plus de TASE Software Corporation Inc., modelo bidimensional para la modelación de flujo de agua en dos dimensiones y transporte de contaminantes, que es el único modelo comercial que utiliza un esquema numérico de alta resolución, basado en el *Rieman Solver* de

Roe. Este modelo fue presentado en 1994, sin embargo no ha tenido continuidad.

Para finalizar debemos mencionar algunos modelos comerciales en tres dimensiones que han aparecido recientemente. En primer lugar el modelo *MIKE3* del Danish Hydraulics Institute, desarrollado para la simulación de la hidrodinámica, calidad de aguas y transporte de sedimentos (cohesivos y no cohesivos) en ríos, estuarios, bahías, zonas costeras y mares. MIKE 3 resuelve las ecuaciones de Reynolds con un esquema en diferencias finitas y permite utilizar distintas formulaciones para la consideración de la turbulencia como un coeficiente de viscosidad turbulenta de Boussinesq constante.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD

Ubicación.

La zona de estudio se encuentra ubicada en las coordenada geográficas de Latitud-18°1'49.78" y Longitud -70°14'18.41" y UTM 368909E– 8006002N (Datum WGS 84) y se ubica en la cota promedio de 558.00 m.s.n.m.

El área de drenaje abarca toda la cuenca hidrográfica del río Caplina que pertenece políticamente a:

Región : Tacna
Provincia : Tacna
Distrito : Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa

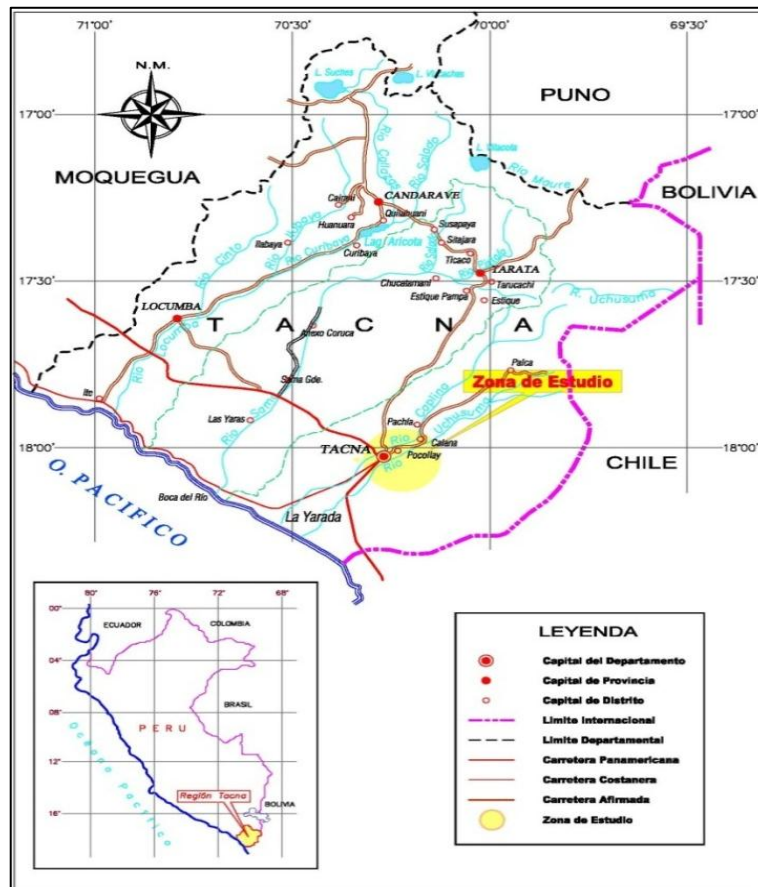


Figura 3: Ubicación de la zona de estudio.
 Fuente: PET – Tacna.

Accesibilidad

Existen varios accesos a la zona de estudio, el principal es aquel que comienza en el óvalo Cuzco (entrada al distrito Gregorio Albarracín Lanchipa), subiendo por la Avenida Collpa hasta llegar a la intersección con la Calle San Hilarión cuadra 02, ubicada entre los límites de la Asociación de Vivienda Los Sauces y el cerco perimetral del Cuartel Tarapacá.

3.2 IDENTIFICACIÓN DE ACTORES

En la zona de estudio, actualmente habitan alrededor de 3,500 habitantes distribuidos en nueve asociaciones , asentadas en las zonas aledañas al cauce del río Seco del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa Región de Tacna, los mismos que tienen relación directa con el problema, ya que en épocas de verano (enero a marzo) se encuentran vulnerables por las aguas que discurren en el cauce del río; también corresponde a las instituciones públicas de acuerdo a la delegación de sus facultades el control y regulación de las Fajas Marginales.

Tabla 3:

Actores Involucrados que tiene relación directa con el problema.

ACTORES INVOLUCRADOS.	
INSTITUCIONES	RESPONSABILIDAD
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CORONEL GREGORIO ALBARRACIN LANCHIPA	Normatividad sobre Urbanismo ,Planificacion Urbana,Educacion Ambiental y tratamineto de basura
AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA (ANA)	Acción reguladora en los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial y la implementación correctiva de riesgos, en el ambito nacional.
AUTORIDAD LOCAL DEL AGUA (ALA)	Acción reguladora en los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial y la implementación correctiva de riesgos, en el ambito local. Control Fajas marginales
EMPRESA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE TACNA (EMAPA)	Ejecucion y mantenimiento de infraestructura de redes de agua potable y alcantarillado.
INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL (INDECI)	Control , prevencion y mitigacion de Desastres.
DIRECCION GENERAL DE SANEAMIENTO AMBIENTAL (DIGESA)	Control de la Contaminacion.
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES (INRENA)	Acciones necesarias para el aprovechamiento sostenible de los recursos naturales renovables, cautelar la conservación de la gestión sostenible del medio ambiente rural y la biodiversidad silvestre.

Fuente: Elaboración Propia

3.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es del carácter Científico, por cuanto en el proceso de investigación se acopiarán, organizarán y procesarán datos con un propósito específico, utilizando una metodología, para luego tomar decisiones y conclusiones.

Asimismo cumple con las etapas de la investigación científica, pues es objetiva, precisa, verificable y se basa en datos estadísticos, así como es razonada y lógica.

3.3.1 Técnicas del Procedimiento

Fase de Recabar Información

En esta fase se procederá a recabar y buscar toda la referencia histórica de trabajos realizados en la zona de estudio y zonas aledañas, así como la revisión de información cartográfica, impresa y digital, imágenes satelitales, levantamientos topográficos anteriores, etc.

También se recabara toda la información estadística Hidrometeorológica de la zona de estudio.

Fase de Campo

En esta fase comprende las tareas y labores que se desarrollan en campo, con el objeto de lograr un real conocimiento de la problemática en estudio, aplicando técnicas y procedimientos científicamente definidos

dentro de la ingeniería, como son : estudios topográficos, prospección de suelos, estudios hidrológicos, estudios geológicos, estudios meteorológicos y monitoreo de inundaciones.

Fase de Gabinete

Esta etapa comprende la aplicación de técnicas y utilización de instrumentos de procesamiento de datos; con los datos obtenidos en las fases previas como son: recopilación de información y de campo, análisis de información mediante deducciones lógicas, cálculos matemáticos, formulación de planos, diseños y la interpretación de validación de resultados.

Posteriormente se procederá a redactar las conclusiones y recomendaciones, para finalmente elaborar la redacción del informe final del trabajo de investigación.

3.4 MÉTODOS

3.4.1 Método estadístico

Los métodos estadísticos se apoyan en la existencia de series de datos de caudales en el lugar de interés, los cuales son sometidas a un análisis de frecuencias usando técnicas tradicionales de estudio (se basan por lo tanto en la observación de eventos pasados), por lo que la

información hidrológica recopilada es analizada en : correspondencia entre variables, análisis de consistencia, frecuencias probabilística, modelos que determinan la escorrentía y los caudales máximos para las diferentes fuentes de la cuenca hídrica, siguiendo esta metodología :

- a) Recopilación de datos.
- b) Análisis de datos.
- c) Extrapolación estadística.
- d) Contraste de resultados.

3.4.2 Método Espacial

Para la creación de los mapas de amenaza de inundación es necesario seguir ciertos pasos que gracias a las herramientas utilizadas es posible automatizar.

Se requiere datos de terreno a una escala de detalle apropiada; esta información puede obtenerse de planos topográficos, cartas, fotografías aéreas o imágenes satelitales; que permitan la identificación y delimitación de áreas susceptibles a inundaciones. El procesamiento y la digitalización de las curvas de nivel dependerán de la fuente de la información.

En el SIG, se procesan las cotas de terreno y se extraen los datos geométricos necesarios para la creación del archivo de importación (eje principal, ancho del cauce del río, áreas de inundación, secciones transversales, curvas de nivel y áreas urbanas etc.).

La simulación hidrológica tiene por objeto determinar el gasto máximo de la avenida para diferentes periodos de retorno, pretende sintetizar la investigación en el manejo de Sistema de Información Geográfica (SIG) y el uso del Software de Hydroesta 2. El análisis probalístico son para los registros máximos diarios anuales y para periodos de retorno de 5, 10, 50, 75, 100, 200, 500 y 1 000 años.

Desde el HEC – RAS, se importa la geometría creada en el SIG y se procesa esta información. Además con los datos de las estaciones de aforo se realiza un análisis hidrológico, calculando el caudal respectivo para los diferentes periodos de retorno a analizar, una vez obtenidos los perfiles de elevación de agua, éstos son llevados al SIG, por medio de un archivo de exportación, aquí será creada una malla de puntos llamada grilla que posea los datos de elevación de agua, la grilla que representa la planicie de inundación es la diferencia entre las grilla que posee los datos de elevación de agua y la que posee los de terreno. Además de

representar el área inundada, la grilla de planicie de inundación, nos da también la profundidad en un determinado punto del terreno y es la que servirá como base del análisis para la zonificación.

El SIG como herramienta nos ayudará a calcular los valores de las áreas, volúmenes, profundidades máximas, mínimas y promedio de agua de una forma fácil y rápida.

Todos estos parámetros nos servirán para determinar el grado de amenaza bajo el cual se encuentra la población asentada en dichos lugares.

3.5 MODELO HIDRÁULICO DE SIMULACIÓN

HEC-RAS (River Analysis System), desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (U.S. Army Corps of Engineers), es un software que permite la modelación hidráulica unidimensional de flujo permanente gradualmente variado.

La base teórica del flujo permanente se obtuvo del libro “Hidráulica de Canales” de Máximo Villon 1985 y el libro del “Hec-Ras Ejemplos”.

Para la modelación se interactuó con Sistemas de Información Geográfica (SIG) que es un sistema de soporte para el proceso simultáneo de datos espaciales, como es el Software ArcGIS 9.3, utilizando para ello el HEC-GeoRAS 431.

Para la etapa de interpretación de resultados del modelo hidrodinámico y evaluación de riesgos se contó con el estudio de “Simulación Hidráulica Diseño y Elaboración de Presupuesto para Construcción de Defensas en la Localidad de Ticapampa” de la Municipalidad Distrital de Ilabaya - 2008.

Se obtuvo parámetros físicos del terreno de la zona de estudio, de los ensayos en laboratorio de mecánica de suelos efectuada por SUSERING S.A.C. (Supervisión de Servicios de Ingeniería en el año 2011), siendo: análisis granulométrico, peso específico, cohesión, ángulo de fricción y clasificación de material del cauce y laderas.

En la zona de estudio también es necesario informarse sobre el peligro que representan los movimientos sísmicos, por ese motivo se consultó al estudio de “Peligro Sísmico en el Perú” J.L. Castillo y J.E. Alva 1993.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO DEL MODELO Y RESULTADOS OBTENIDOS

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Se ha recopilado y analizado los datos hidrológicos de las subcuencas de cada cauce aportante al cauce del río seco donde se encuentra el proyecto, para ello se ha tomado la información de las estaciones Calientes y Piedras Blancas. Así también se han considerado los datos de la cuenca de la Quebrada Palca, para determinar en conjunto el máximo caudal anual que se puede alcanzar en la zona de estudio del cauce del río Seco.

El análisis efectuado ha permitido apreciar que en el río Caplina, las mayores descargas se concentran durante los meses de diciembre a marzo; presentándose un período de escasez aunque no extrema, en los meses de Agosto a Noviembre.

El rendimiento medio anual de la cuenca húmeda del río Caplina (hasta la estación de aforo de Aguas Calientes), ha sido estimado en 1,71

l/s por km²; en el río Uchusuma Bajo o Yungane no ha sido estimado este parámetro, porque las descargas controladas son resultantes de derivaciones de cuencas aledañas, cuyo escurrimiento está limitado a la capacidad de los canales de derivación.

4.1.1 Sub Cuenca Hidrográfica Río Caplina

La sub cuenca hidrográfica del río Caplina tiene una extensión de 539,05 Km², de las cuales el 41,2 % equivalente a 222,26 Km² , corresponden a la denominada cuenca “húmeda”, llamada así por encontrarse por encima de la cota 3 900 m.s.n.m, límite inferior fijado al área que se estima contribuye sensiblemente al escurrimiento superficial.

El río Caplina cuenta con estación de aforo que mide directamente las descargas en la estación Limnimétrica-Limnigráfica “Calientes” ubicado en el anexo Calientes y registra las disponibilidades hídricas que produce la cuenca hidrográfica en mención.

4.1.2 Sub Cuenca Hidrográfica Quebrada Palca

La cuenca hidrográfica de la quebrada de Palca tiene una extensión de 135,52 Km², de las cuales el 17,6% equivale a 23,81 Km² , corresponden a la denominada cuenca “húmeda”, llamada así por

encontrarse por encima de la cota 3 900 m.s.n.m, límite inferior fijado al área que se estima contribuye sensiblemente al escurrimiento superficial.

Es importante manifestar que la quebrada Palca no cuenta con estación de aforos que mide directamente las descargas, motivo por el cual se ha generado a partir de las descargas máximas del registro histórico de la estación hidrométrica Calientes.

4.1.3 Sub Cuenca Hidrográfica Río Vilavilani-Yungane

La sub cuenca hidrográfica del río Vilavilani-Yungane tiene un área de drenaje de 431,95 Km², de las cuales el 22,8% equivalente a 98,67 Km² corresponden a la denominada cuenca “húmeda”, por encontrarse por encima de la cota 3 900 m.s.n.m.

La estación hidrométrica “Piedras Blancas” registra directamente las descargas que ha permitido estimar las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno.

En el cuadro adjunto se muestra las áreas de la Subcuencas de interés para el proyecto.

Tabla 4:

Sub Cuencas de Interés para la Modelación

Sub Cuenca.	Area Total (Km-2)	Area Superior a 3900 msnm (km-2)	Perimetro Total (Km)
CAPLINA	539,05	222,26	124,42
PALCA	135,52	23,81	79,55
VILAVILANI	431,92	98,67	117,56

Fuente: Elaboración Propia

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.2.1 Topografía de la zona

La primera etapa fue la identificación y extensión de la zona de estudio esto fue posible gracias a imágenes satelitales de Google Earth, en formato DEM para conocer la geomorfología y topografía referencial.

Para desarrollar el modelo de simulación se contó con el levantamiento topográfico con curvas de nivel cada metro, elaborado el año 2013 por la Subgerencia de Ingeniería y Obras de la municipalidad distrital Gregorio Albarracín Lanchipa, información topográfica que define el eje longitudinal del río y el ancho del cauce del mismo, tramo desde el cerco perimétrico de cuartel Tarapacá hasta el puente Arunta de acceso a la zona de canteras.

4.2.2 Hidrología: Determinación de máximas avenidas

Para proyectar una obra hidráulica cualquiera es necesario el conocimiento de la magnitud y frecuencia de los caudales que discurren por el cauce, siendo necesario el procesamiento y evaluación de la información histórica de máximas avenidas, caudales, periodos de retorno, coeficientes de rugosidad, etc. En general todo el procesamiento de la información hidrológica recabada de la zona de estudio fue posible gracias al contenido teórico de Libros de “Hidrología Estadística” de Máximo Villon B-2002, “Análisis de Máximas Avenidas e Inundaciones”. E. Pino V. 2012. , y el Software Hidroesta 2 de Máximo Villon.

4.2.3 Geología de la Zona

El estudio de la geomorfología y geología regional local de la zona de estudio como son : sector del cerro Arunta, las zonas de cantera y terrazas aluviales donde se desarrollaron los sectores urbanos muy cercanos al lecho del río, se complementó con el libro de “Geomorfología” de M. Derrau 1966, la publicación del Libro “ Geotecnia de los Huaycos en Chosica “ de J. Martínez 2013 , Primer Ciclo de Conferencias de Geomorfología” R. Laharie 1973 y “Geología del cuadrángulo de Tacna (37-V)” J. Wilson y W. García 1962.

4.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

La zona de estudio se ubica geomorfológicamente en la unidad regional de las Pampas Costaneras y la subunidad de Valles y Quebradas, la cual está constituida por relieve con pendientes comprendidas entre 4,00 % a 6,00 % y altitudinalmente se encuentra ubicada entre los 200,00 a 1 400,00 m.s.n.m. Esta unidad fue incidida por los ríos Caplina, Uchusuma y por una serie de quebradas durante la ocurrencia de las crisis climáticas, estas se instalaron siguiendo discontinuidades tectónicas y se han instalado en forma paralela en dirección NE a SW. Restos de la unidad geomorfológica Pampa Costanera, lo constituyen los cerros Arunta, Malos Nombres, Los Churcos, Hospicio Antiguo, etc.

En esta unidad geomorfológica, se encuentra emplazada nuestra zona de estudio, con los aportes del río Uchusuma-Vilavilani, cuya pendiente es de aproximadamente 6,00 %, el cauce actual, se ha emplazado sobre un cauce antiguo constituido por depósitos aluviales y luego de su confluencia con la quebrada Cobani, discurre en una zona llana para luego acercarse al pie del cerro Arunta.

Las unidades geomorfológicas encontradas en la zona de estudio y alrededores se identifican como: Terrazas fluviales desde recientes hasta de tercer orden, terrazas aluviales cercana a la zona de las Vilcas, un gran cono aluvial proveniente de la quebrada El Diablo al Este de la zona de estudio, laderas del cerro Arunta con buzamiento variable entre 20° a 45° y planicie Huaylillas que se encuentran en la cima del cerro del mismo nombre.

La zona de estudio se desarrolla como parte del Valle del Río Caplina, a una altura entre 545,00 a 570,00 m.s.n.m, frente a la ladera sur del cerro Arunta.

La superficie del cerro Arunta forma una gran llanura denominada Planicie del Huaylillas y está cubierta por suelos residuales y arenas eólicas que les dan una tonalidad rosada - marrón clara.

La explotación de canteras ha formado depresiones en la morfología natural del terreno que derivan en la formación de grandes hoyos que influirían en la inundación de estos sectores y desvío del cauce normal, siendo un potencial peligro para la estructura existente (muro de contención).

4.4 GEOLOGÍA LOCAL

4.4.1 Estudio de suelos

La zona del proyecto se desarrolla como parte del Valle del río Caplina, a una altura entre 510,00 a 570,00 m.s.n.m, frente a la ladera sur del cerro Arunta.

En el año 2011 los técnicos de la empresa SUSERING S.A.C. Visitaron la zona de estudio y realizaron excavaciones para analizar los problemas del colapso del muro de contención.

Se analizaron los suelos existentes por debajo del nivel de cimentación, se realizaron 03 excavaciones con profundidades entre 0,70 y 0,80 m. Luego se procedió a realizar los perfiles estratigráficos y se determinaron los tipos de suelos que existen.

- **CALICATA Nº 1**

Está ubicada cerca a la progresiva 0+206, presenta la siguiente estratigrafía:

De 0,00 a 0,70 m. de profundidad

Se encuentra conformada por gravas arenosas pobremente gradadas, color beige ligeramente grisáceo, con grava de formas redondeadas y de

textura lisa. La fracción fina no tiene plasticidad. Su contenido de humedad es bajo, presenta en su conformación cantos rodados de 0.25 a 0.30 m. de diámetro; y 0.60 m. de diámetro. Se encuentra en un estado de compacidad de mediana a alta.

De 0,70 a 0,80 m. de profundidad

Se encuentran arenas con poca grava pobremente gradadas, la grava es de formas redondeadas y textura lisa, presenta bolones de 0.60 m. de diámetro. Su compacidad es mediana a alta.



Figura 4 : Calicata N° 01, en la progresiva 0+206, muestra las gravas arenosas pobremente gradadas, cantos rodados y bolones.

Fuente: SUSERING S.A.C.

- **CALICATA Nº 2**

Está ubicada cerca de la progresiva 0+244, presenta la siguiente estratigrafía:

De 0,00 a 0,80 m. de profundidad

Se encuentra conformada por gravas arenosas pobremente gradadas, color beige ligeramente grisáceo, la grava es de formas redondeadas y de textura lisa. La fracción fina no tiene plasticidad. Su contenido de humedad es bajo, presenta en su conformación gran cantidad de cantos rodados de 0,30 a 0,60 m. de diámetro. Se encuentra en un estado de compacidad de mediana a alta.



Figura 5 :Calicata Nº 02, ubicada por debajo de la cimentación del muro de Contención cerca de la progresiva 0+244.

Fuente: SUSERING S.A.C.

- **CALICATA Nº 3**

Está ubicada cerca de la progresiva 0+356, presenta la siguiente estratigrafía:

De 0,00 a 0,70 m. de profundidad

Se encuentra conformada por gravas arenosas pobremente gradadas, color beige ligeramente grisáceo, la grava es de formas redondeadas y de textura lisa. La fracción fina no tiene plasticidad. Su contenido de humedad es bajo, presenta gran cantidad de cantos rodados de 0,20 a 0,30 m. de diámetro como también existen bolones de 0,50 a 0,70 m. de diámetro. Se encuentra en un estado de compacidad de mediana a alta.



Figura 6: Calicata Nº 03, en la cimentación del muro se observan gravas arenosas pobremente gradadas, cantos rodados y bolones.

Fuente: SUSERING S.A.C.

El resultado de laboratorio de mecánica de suelos para la densidad in situ es 1,64 gr/cm³ y tamaño de diámetro de las partículas aproximadamente 11,00 mm. se pudo obtener el grado de socavación general 1,35 m del cauce con un ancho de 8,28 m.

4.4.2 Formaciones Geológicas

La Tesis titulada “Modelamiento hidrodinámico para determinar zonas vulnerables en el cauce del río Seco zona urbana – Tacna”, formulada en el año 2013 por el Bach. Edgar Christian Jhonathan Tisnado Valdivia (2013), describe la Geología local de la zona en estudio.

La superficie del cerro Arunta forma una gran llanura denominada Planicie del Huaylillas y está cubierta por suelos residuales y arenas eólicas que les dan una tonalidad rosada - marrón clara.

Formación Huaylillas (T_Hy)

Se encuentra cubierta por una capa delgada de suelos eólico y residual. La exposición de los afloramientos de esta formación se halla ubicada en los cortes del Cerro Arunta. Esta formación se encuentra supra yaciendo a la Formación Moquegua Superior en discordancia paralela, y consiste

básicamente de rocas volcánicas que corresponden a depósitos piroclásticos con cierta diferencia en su color y textura.

En el corte de la carretera que sale del Cuartel Tarapacá se ha podido notar tres miembros en esta formación, los cuales se describen de la base hacia el tope:

- a. Ignimbritas friables de color crema que varían entre 3,00 y 15,00 m. de espesor; contienen abundante pómez y líticos en la base, los cuales gradan a una toba con mayor contenido de matriz de ceniza color rosada salmón. Este paquete presenta una intercalación de una secuencia fluvial de unos 2 m. aproximadamente.
- b. Ignimbrita violácea muy compacta de aspecto macizo de 12,00 a 23,00 m. de espesor, conformada principalmente por pómez, cuarzo, vidrio y biotitas.
- c. Ignimbrita blanca de grano fino con cristales de cuarzo de 2,00 a 6,00 m. de potencia.

Depósitos aluviales (Q al)

Los depósitos aluviales en este sector del valle de Tacna, están cubriendo la quebrada El Diablo y las laderas del cerro Arunta, y están compuestas

por horizontes de arenas con limos marrón claro, más o menos compactados.

Depósitos fluviales (Q fl).

Dentro de estos depósitos cuaternarios se consideran aquellos formados por las corrientes de los ríos. Se ubican a lo largo del valle del río Caplina, el cual ha definido claramente depósitos de canal y depósitos de llanura de inundación, principalmente en la zona del proyecto.

Los depósitos fluviales de canal (Q fl_c) son aquellos que definen el curso de los ríos, están conformados principalmente de gravas y guijarros con relleno arenoso. Se puede notar que el mayor desarrollo se extiende a lo largo del distrito Gregorio Albarracín (Cono Sur), donde parte de ellos, son explotados como agregados para construcción.

Depósitos Antropogénicos (Q an)

Este tipo de depósito en el sector de estudio, está comprendido por aquellos generados por el hombre y están formando desmontes (Q an_d) producto del zarandeo de los agregados de origen fluvial depositados en todo este sector, producto de la explotación de canteras lo que produce una alteración de la morfología del terreno.

La explotación de canteras ha formado depresiones en la morfología natural del terreno que derivan en la formación de grandes hoyos que influirían en la inundación de estos sectores y desvío del cauce normal, siendo un potencial peligro para la estructura proyectada.

4.5 CLIMA

El clima es del tipo desértico, con escasas precipitaciones pluviales que se presentan en forma de garúas durante los meses de invierno originadas por las densas neblinas que se levantan del litoral. Las lluvias anuales que norman el régimen de los ríos cercanos a la zona de estudio se producen durante el verano austral a lo largo de la región andina, desde alturas superiores a las 2 000,00 m.s.n.m.

4.5.1 Precipitación

Para la zona de estudio, se dispone de registros de precipitación en la Estación Jorge Basadre con un período de registro de 14 años, estación que posee características similares a la zona del proyecto ; el promedio anual de precipitación es de 26,3 mm/año, en la figura N°-01, se puede apreciar la variación de la precipitación a nivel mensual de la estación en mención.

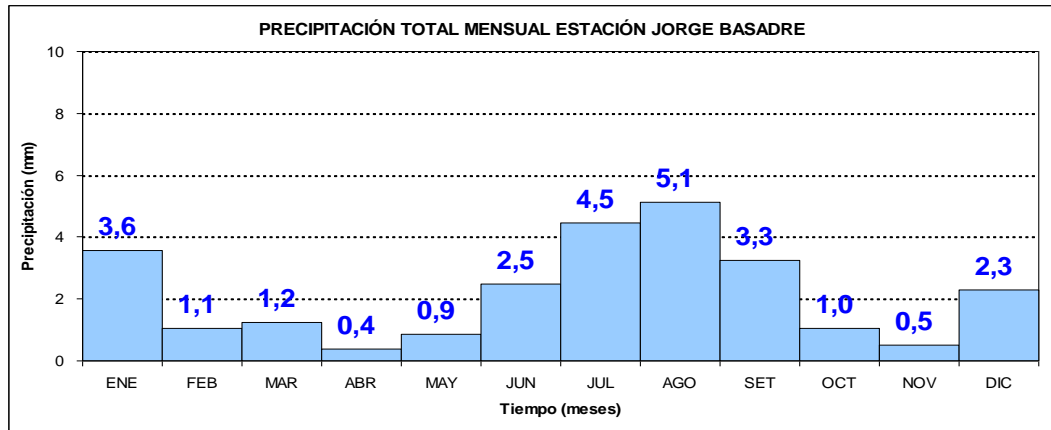


Figura 7: Variación de la precipitación a nivel mensual-Estación Jorge Basadre.

Fuente: PET-TACNA

4.5.2 Temperatura del Aire

Se dispone también de información de temperatura de la estación Jorge Basadre que posee características similares a la zona del proyecto. El período de registro es de 14 años, observándose que la temperatura media anual en el período de 1 993 -2 006 es de 18,9°C. Las temperaturas medias más altas se presentan en el período diciembre-abril, variando entre 21,00°C y 23,00°C; las temperaturas medias más bajas se presentan en los meses de junio-agosto, estando alrededor de 15,00°C.

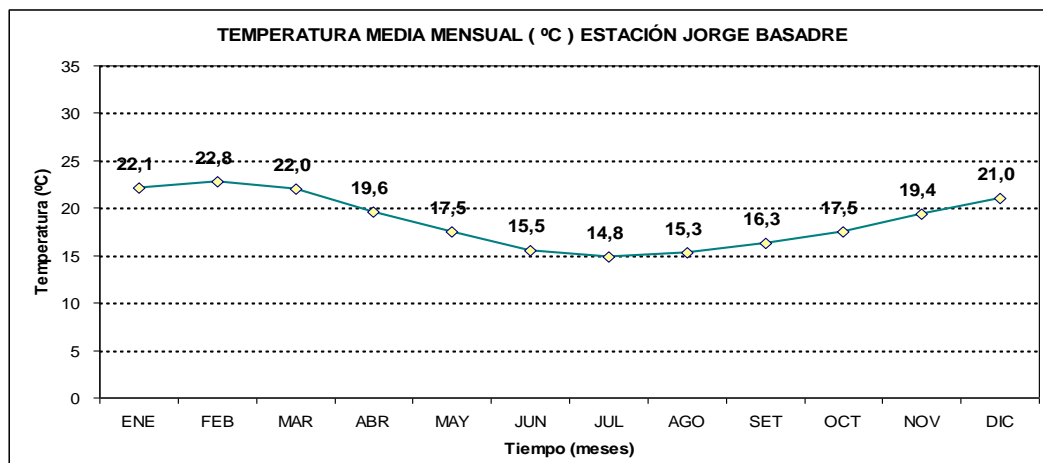


Figura 8 : Variación de la temperatura a nivel mensual-estación Jorge Basadre.

Fuente: PET-TACNA

4.6 HIDROLOGÍA DEL RÍO SECO.

4.6.1 ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS.

4.6.1.1 Aspectos Generales

Este capítulo trata temas relacionados a las metodologías que permiten estimar las descargas máximas instantáneas que se pueden presentar para diferentes períodos de retorno durante la época de lluvias (enero a marzo), partiendo del análisis de la información hidrológica y meteorológica disponible en el área de estudio, se presentan criterios de diseño y límites de aplicación de los métodos considerados, a fin de seleccionar la alternativa más apropiada para cada caso en particular.

El sub dimensionamiento o sobredimensionamiento de una obra implica costos excesivos a lo largo del tiempo; por ejemplo una obra para una descarga de 5 años de periodo de retorno, puede ser pequeño, sin embargo el costo de reconstruirlo cada 5 años, en promedio resulta extremadamente costoso y un puente en el mismo lugar construido para dejar pasar una descarga de 100 años de periodo de retorno, podría ser extremadamente cara. Por lo tanto un proyecto con un período de retorno adecuado sería la solución ideal, generando menores costos anuales de mantenimiento o reposición.

En lugares en que no se cuenta con la información del SENAMHI, y de ser el caso se recabará información de entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar, en este caso específico la información hidrológica fue proporcionada por el Proyecto Especial Tacna (PET), previa verificación de la calidad y consistencia de la información.

Entiéndase por avenida como un caudal muy grande de esorrentía superficial que algunos casos puede sobrepasar la capacidad de transporte del canal o cauce, generando la inundación de tierras aledañas, el registro y estudio de las máximas avenidas anuales permite

determinar, bajo cierto supuestos, la probabilidad de ocurrencia de avenidas de una cierta magnitud, además se debe tener en cuenta que, las avenidas son fenómenos originados por el carácter aleatorio de las descargas de los ríos.

Las inundaciones traen problemas de toda índole en diversas áreas de la actividad humana. Por lo tanto, el objetivo de este estudio esta enfocado al aspecto hidrológico en la determinación de las avenidas para diferentes periodos de retorno, el que podría ser denominado “pre-determinación de descargas máximas”, ya que se trata del cálculo anticipado (en la fase del proyecto) de un caudal crítico que tal vez no haya sucedido o que existe una cierta probabilidad de suceder en el futuro, ya que la ocurrencia de crecidas de los ríos se describe en términos probabilísticas. Es decir, que cada avenida va asociada una probabilidad de ocurrencia.

El término “**Prevención de Inundaciones**” se aplica al efecto del fenómeno en la formación de la correspondiente descarga, conllevando un pronóstico de estado futuro de alturas o caudales, asociados al instante de ocurrencia de los mismos, con la finalidad de prevenir los efectos negativos que vengan a suceder. La terminología “**Prevención**

del Tiempo Real” es más apropiada; este problema escapa al objetivo de un curso de hidrología básica y por eso no será tratado aquí; representa un típico problema de hidrología avanzada, donde técnicas hidrológicas son empleadas para calcular anticipadamente la ocurrencia de un evento, a partir del conocimiento del comportamiento del sistema natural y usando como entradas las lluvias o los niveles y caudales en determinados lugares de la cuenca y de la red fluvial. Las técnicas más recientes incluyen el modelamiento matemático, la cual exige el uso de computadoras, cuando la simulación envuelve grandes áreas y grandes volúmenes de datos (simulación continua) así como cuando se trata de eventos aislados de corta duración.

Es importante señalar que los métodos y procedimientos que se describen en el presente capítulo abarcan únicamente la determinación de caudales líquidos provenientes de precipitaciones pluviales y no incluye la determinación de caudales provenientes de deshielos, inundaciones causadas por desborde de ríos y colapso de presas de irrigación. Asimismo, no incluye la estimación de caudales sólidos que puedan transportar los cursos naturales. Sin embargo, si el funcionamiento o vida útil de la obra de drenaje proyectada está

supeditada al comportamiento de estos factores, el Proyectista deberá tomarlos en cuenta al efectuar los diseños de las obras de drenaje.

4.6.1.2 Períodos de Retorno y Riesgo

Se define el Periodo de Retorno (T_r) como el intervalo promedio de tiempo en años , dentro del cual un evento de magnitud (X) puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio, así un evento igual o mayor a (X) , ocurre una vez en T años , su probabilidad de ocurrencia P es igual:

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

El periodo de retorno viene a ser el inverso de la probabilidad, por ejemplo un $T_r=10$ años (40,00 m³/s.), se interpreta como la ocurrencia de un avenida igual o superior a 40,00 m³/s. por lo menos una vez cada 10 años, es decir una probabilidad del 10 %.

Si en un determinado lugar existe una serie de valores observados de 30 años, por ejemplo, el mayor caudal medido en los 30 años tiene la probabilidad de ser igualadas o superadas una vez cada 30 años aproximadamente, según las leyes clásicas de la probabilidad si las

necesidades del proyecto exigen, como se verá más adelante, por ejemplo un periodo de retorno de 500 años o más, estamos delante de un problema de extrapolación de datos históricos. El periodo de retorno (T_r) o periodo de ocurrencia de una inundación (o tiempo de recurrencia) se define, entonces, como el tiempo medio, en años, en que esa inundación es igualada o superada por lo menos una vez.

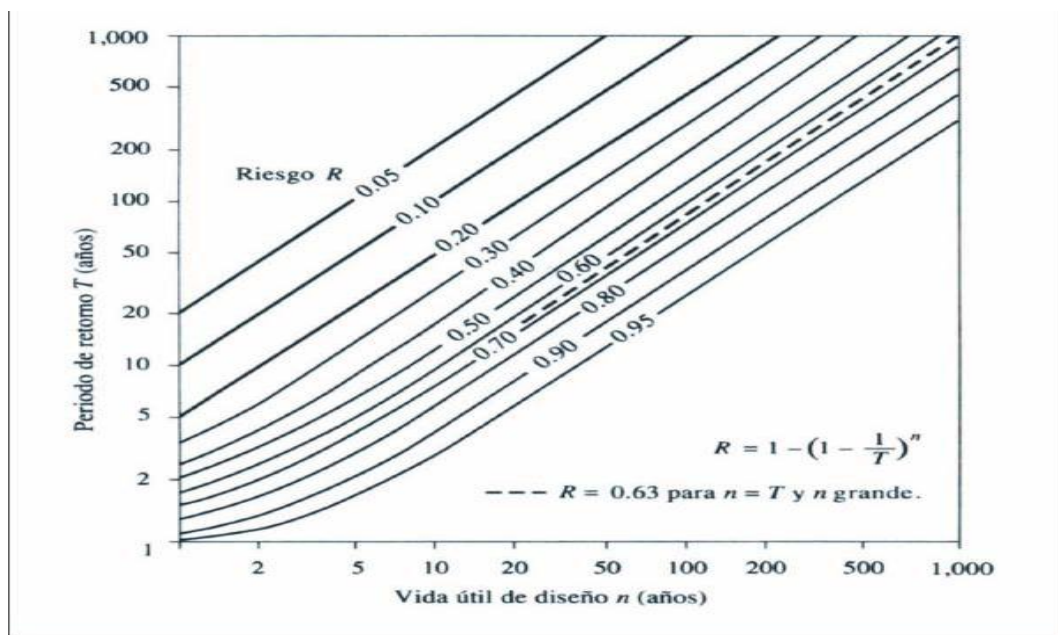


Figura 9 :: Valores del Tiempo de Retorno y Vida Útil en obras.

Fuente : Texto Hidrología Estadística.

El problema ahora se concentra en la fijación del periodo de retorno a ser usado en una obra, ese valor debería obedecer a criterios económicos y de riesgo, como se sugiere en la Figura 9.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo de factores económicos, sociales y técnicos.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

Si la obra tiene una vida útil de n años, durante la vida útil de la obra, el riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la

obra está dado por:
$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Dónde: R es el riesgo permisible, o probabilidad de ocurrencia de la máxima descarga durante los “ n ” años de la vida útil de la obra, Esta ecuación se encuentra tabulada en la siguiente Tabla.

Tabla 5:

Valores de Periodo de Retorno (Tr) asociado al Riesgo.

TABLA DE VALORES DE PERIODOS DE RETORNO (Tr) ASOCIADO AL RIESGO							
RIESGO DE FALLA (R)	PERIODO DE VIDA UTIL DE LA OBRA (AÑOS)						
	5	10	25	50	100	200	500
0,01	497	995	2 487	4 975	9 950	19 900	49 750
0,10	47	95	237	475	949	1 898	4 746
0,25	17	35	87	174	348	695	1 738
0,50	7	14	36	72	144	289	721
0,75	4	7	18	36	72	144	361
0,95	2	3	8	17	33	67	167

Fuente : Elaboración propia.

El análisis de la tabla anterior se muestra que si se adopta un riesgo de 10% y que la vida útil de una cierta presa sea de 25 años, para que ocurra una descarga igual o superior a la del proyecto, se debe usar un periodo de retorno de 237 años. Si el periodo de retorno usado fuese de 87 años, por ejemplo, el riesgo de falla de la obra aumenta en 2,5 veces o sea a 25 %. El enfoque discutido anteriormente muestra un análisis puramente estadístico del problema; en la actualidad podrían ser usados tres tipos de métodos para la determinación de la descarga del proyecto de una obra, abarcando las diversas posibilidades que se presentan para enfrentar el problema.

4.6.1.3 Análisis de la información hidrológica de la cuenca

Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométrico como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño.

La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permita a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables.

La subcuenca del río Seco-Arunta durante el periodo de lluvias (enero a marzo) se alimenta con aportes hídricos del río Caplina, Quebrada Palca y río Vilavilani-Yungane, para los cálculos hidrológicos respectivos se han considerado los registros del periodo 1959 al 2013 (55 años), la información de registros de las descargas Máximas diarias anuales fue proporcionada por el Proyecto Especial Tacna (PET) , información donde se observa que únicamente la sub cuenca del Caplina cuenta con registros del periodo de 1959 al 2013 , mientras que las Sub Cuenca de la Quebrada Palca y Rio Vilavilani Yungane solo cuentan con registros del

Periodo de 1964 al 2007 (44 años) , siendo necesario la generación de los datos faltantes a fin de uniformizar en el número de los registros de las Sub Cuencas aportantes al río Seco, con un periodo de 1959 al 2013, (la información hidrológica proporcionada por el PET se muestra en el Anexo-03) .

4.6.1.3.1 Generación de datos en las sub Cuencas Palca y Vilavilani.

Yungane.

Para la generación de series de datos faltantes de las descargas máximas anuales en las Sub Cuencas Palca y Vilavilani, se utilizó los modelos de generación de series anuales Auto regresivos de primer orden del Software de Hidroesta 2, siendo el Modelo Markoviano y de Transformación Logarítmica. Los 11 (once) datos faltantes se generaron a partir de los registros existentes del periodo de 1964 al 2007 (44 años), utilizando los modelos de regresión antes mencionados, uniformizando así en 55 (cincuenta cinco), el número de registros de las descargas máximas anuales para todas las Sub Cuencas aportantes del río Seco, siendo Caplina , Quebrada Palca y río Vilavilani Yungane , tal como se muestra en los Anexos 04 y 05 .

4.6.1.4 Análisis estadístico de datos hidrológicos

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

Los métodos estadísticos se apoyan en la existencia de series de datos de caudales en el lugar de interés, las cuales son sometidas a un análisis de frecuencias usando técnicas tradicionales de estudio (se basan por lo tanto en la observación de eventos pasados). Esto implica que la curva de frecuencia definida para un determinado lugar es válida rigurosamente para ese lugar; cuando generalmente la información que se requiere es en un lugar diferente, donde no existen datos medidos; la regionalización de datos permite combinar informaciones de diversos lugares en la cuenca o región, para producir por ejemplo, una curva regional de frecuencias, válida en toda la región y lugares sin información; este recurso entre tanto, está limitado a descargas de hasta 100 años de periodo de retorno (Dalrymple, 1962). Los resultados podrían ser confiables siempre que exista suficientes datos disponibles y no hayan ocurrido modificaciones importantes en el régimen del curso de agua durante el periodo de registro, o después; se acepta entonces, la

condición de que el comportamiento del sistema continuará siendo el mismo durante el periodo de cálculo (en el futuro). Los valores de caudales empleados en la determinación de las curvas de frecuencia serán valores instantáneos, pero en la mayoría de los casos se trabaja con los máximos medios diarios; de lo que resultan series anuales y series parciales. Dentro de los métodos estadísticos podemos mencionar las distribuciones de probabilidades más usadas en el análisis de máximas avenidas en hidrología, siendo los siguientes:

1. Distribución Normal
2. Distribución Log-Normal de 2 Parámetros
3. Distribución Log-Normal de 3 Parámetros
4. Distribución Gamman de 2 Parámetros
5. Distribución Gamman de 3 Parámetros
6. Distribución Log-Pearson Tipo III
7. Distribución -Gumbel
8. Distribución Log-Gumbel

4.6.1.5 Series parciales y anuales

La información hidrológica disponible, en principio en una estación hidrométrica, es una secuencia cronológica de caudales medios diarios, de estos caudales son escogidos las máximas anuales (una para cada

año hidrológico), generando una serie anual. Esto obliga a descartar otros picos elevados que pueden haber ocurrido en el mismo año y permite escoger otros valores en otros años donde nada importante sucedió desde el punto de vista de inundación. Esa limitación es superada elaborando una lista de todos los eventos ocurridos, en orden decreciente y seleccionando los mayores a un determinado límite que puede ser el menor de las descargas de las máximas anuales, obteniéndose de cierta manera una serie parcial.

La Curva de Frecuencias

El análisis de frecuencias, a ser discutido, utiliza los mismos principios estadísticos aplicados a otras variables hidrológicas, adaptados a las peculiaridades de los datos de caudales máximos. La técnica en todos los casos consiste en arreglar la serie en orden decreciente y atribuir a cada valor el número de orden m (m varía desde 1 hasta n), (siendo n el tamaño de la muestra, esto es el número de años en el caso de series naturales). A continuación se calcula la frecuencia observada a través de una relación empírica como la de Weibull:

$$P = \frac{m}{n + 1} \quad , \quad T = \frac{n + 1}{m}$$

Es común en nuestro país que la mayor parte de los registros disponibles de descargas no sobrepasen 20 o 25 años, y dado que las necesidades del proyecto requieren periodos de retorno superiores; la tendencia es de usar la curva de frecuencia para efectos de extrapolación, por lo que esto debe ser hecho con mucho criterio; la distancia lineal entre 25 y 250 años parece corta en los gráficos, pero la extrapolación solo puede justificarse cuando se verifica que el fenómeno se ajusta a la ley establecida. Muchos investigadores intentaron establecer las leyes teóricas de probabilidades que se ajustasen mejor a las muestras de n elementos, de modo de poder estimar para cada caudal máximo Q , la probabilidad teórica P de ocurrir o ser sobrepasada.

Las pruebas de rigor corresponden a la determinación de las distribuciones teóricas de ajuste o el llamado análisis de frecuencias hidrológicas, para lo cual efectuamos una serie de pruebas, como por ejemplo la distribución Normal, Lognormal 2P, Lognormal 3P, Gamma 2 parámetros, Gamma 3 parámetros, Log Pearson tipo III, Gumbel y LogGumbel, observando que la serie histórica que no se ajusta a la distribución teórica no genera datos de caudales cuando se ingresa como dato el periodo de retorno, como se observa en el Anexo 07.

En la práctica es posible efectuar el ajuste de varias distribuciones teóricas de una determinada muestra, para comparar y concluir cuál de ellas será la que mejor ajuste a la muestra para ello se plotean los valores en el papel respectivo y se escoge la que mejor se aproxima a la serie histórica, como se observa en los Anexos 08, 09 y 10 en la elección de distribución teórica con la serie Histórica, de las tres Sub Cuencas de estudio.

4.7 CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO.

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés de: 10, 25, 50, 75, 100, 200, 500 y 1 000 años, usando los modelos de distribución de probabilidad como son Log normal, Gamman, log Pearson tipo III, Log Gumbel etc.

El análisis de caudales máximos permitirá determinar los caudales máximos instantáneos producidos en diferentes escenarios de eventos. La información utilizada son caudales máximos diarios y máximos instantáneos de la información disponible. En estaciones que no cuentan con información, se aplicaran extrapolaciones y relaciones empíricas

como las desarrolladas por Tucci (1991), las cuales permiten obtener los caudales máximos instantáneos, cuyas relaciones matemáticas son:

Cuencas menores de 3 500 km²

$$Q_i = Q_T \left(1 + \frac{2.66}{A^{0.3}} \right)$$

Cuencas mayores de 3 500 km²

$$Q_i = Q_T \left(1 + \frac{1.2}{A^{0.036}} \right)$$

Qi : Caudal Máximo Instantáneo.

QT : Caudal máximo diario (Periodo de Retorno).

A : Área de la Cuenca Húmeda (Km-2)

4.8 CÁLCULO DE MÁXIMAS AVENIDAS

La Avenida de Diseño es el caudal que se elige para un determinado período de retorno (Tr). Para su determinación se usa la información básica proporcionada por el estudio hidrológico y se incorporan además los conceptos correspondientes de zonas de riesgo, vulnerabilidad, ancho de faja marginal del río, por cuanto existen viviendas ubicadas en la margen derecha aguas abajo del río Seco.

El registro de máximas anuales de la estación Bocatoma Calientes data del año 1959, por tanto se tomó como referencia el valor máximo correspondiente a cada año para el análisis estadístico efectuado.

Existen otras propuestas de fórmulas en la literatura especializada (Viessman et al., 1972)., de esta forma, P es la probabilidad de una determinada descarga a ser igualada o superada cuando el valor de (n) es suficientemente grande.

Se ha analizado y calculado los caudales máximos para diferentes períodos de retorno, utilizando los métodos estadísticos de Distribución como Gumbel I, Log Normal, Log Normal Tres Parámetros, Log Pearson III etc, que toma las escorrentías de las tres (03) Subcuencas como son: el río Caplina, Quebrada Palca y el río Vilavilani o Uchusuma-Yungane, ya anteriormente descritas, resultando el más apropiado la distribución Log Gumbel que es la que más se aproxima a las series históricas.

Tabla 6

Caudales Máximos con los Modelos estadísticos-sub Cuenca Caplina.

Periodo de Retorno (T)	P	Distribución Normal	Distribución Log Normal 2 parámetros	Distribución Log Normal 3 parámetros	Gamman 2 parámetros	Gamman 3 parámetros	Log-Pearson tipo III	Gumbel	Log Gumbel
2.0	0.500	5.7	4.3	4.2	4.7		4.1	4.8	3.8
5.0	0.200	10.3	7.9	7.9	8.6		7.8	9.7	7.2
10.0	0.100	12.7	10.9	11.0	11.3		11.2	12.9	11.1
25.0	0.040	15.3	15.4	15.6	14.6		16.8	16.9	19.1
50.0	0.020	17.0	19.6	19.6	17.0		22.0	19.9	28.5
75.0	0.013	17.9	19.2	22.2	18.4		25.5	21.7	36.0
100.0	0.010	18.5	23.5	24.1	19.4		28.3	22.9	42.5
200.0	0.005	19.8	28.2	29.1	21.8		35.8	25.9	63.2
500.0	0.002	21.5	35.2	36.6	24.8		47.9	29.8	106.7
1000.0	0.001	22.6	41.1	42.9	27.0		58.8	32.8	158.5

Fuente: Elaboración propia

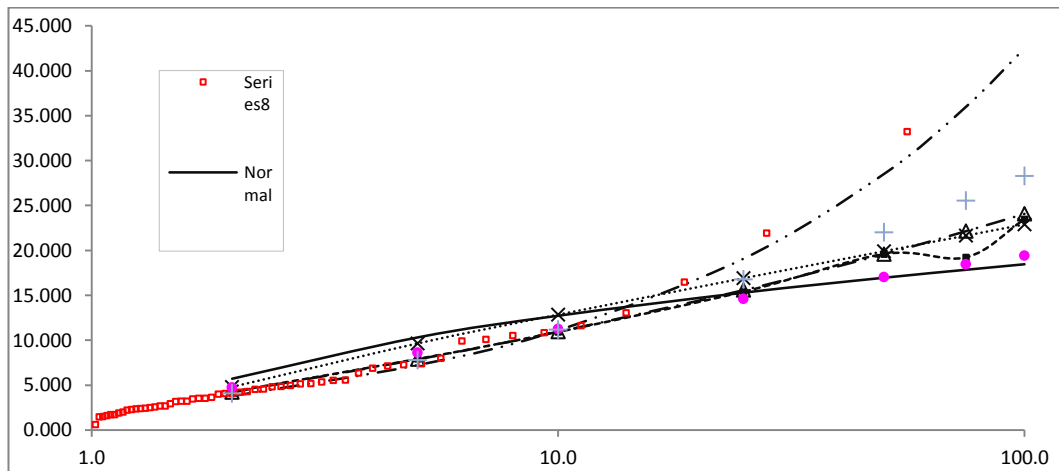


Figura 10 : Curvas de Frecuencia de los Modelos Estadísticos ensayados

Fuente: Elaboración propia.

Los caudales máximos instantáneos para los diferentes periodos de retorno han sido calculados utilizando las series históricas complementadas de los datos faltantes obtenidos mediante el Modelo MARKOVIANO.

Tabla 7

Caudales Máximos Instantáneos -Modelo Markoviano.

MODELO MARKOVIANO				
(Tr)	CAUDAL INSTANTANEO			CAUDAL TOTAL M3/SEG
	CAPLINA	PALCA	VILAVILANI	
10	16,95	3,16	6,40	27
25	29,13	6,22	9,99	45
50	43,52	10,26	13,92	68
75	54,94	13,75	16,86	86
100	64,82	16,89	19,32	101
200	96,40	27,72	26,78	151
500	162,74	53,33	41,20	257
1 000	241,78	87,43	57,08	386

Fuente: Elaboración propia.

Los caudales máximos instantáneos para los diferentes periodos de retorno han sido calculados utilizando las series históricas complementadas de los datos faltantes obtenidos mediante el Modelo de TRANSFORMACIÓN LOGARÍTMICA.

Tabla 8

Caudales máximos instantáneos-modelo de Transformación Logarítmica.

MODELO TRANSFORMACION LOGARITMICA				
(Tr)	CAUDAL INSTANTANEO			CAUDAL TOTAL M3/SEG
	CAPLINA	PALCA	VILAVILANI	
10	16,95	4,74	6,40	29
25	29,13	9,90	11,51	51
50	43,52	17,09	16,26	77
75	54,94	23,48	19,87	98
100	64,82	29,40	22,89	117
200	96,40	50,47	32,20	179
500	162,74	102,92	50,51	316
1 000	241,78	176,39	70,96	489

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la evaluación Hidrológica de las Sub cuencas antes descritas, con fines del modelamiento hidrodinámico del cauce del río Seco del Cono Sur de la ciudad de Tacna, adoptaremos los caudales máximas avenidas obtenidas para un periodo de retorno de 10 a 1 000 años, mediante el modelo de Transformación Logarítmica, precisando que las avenidas modeladas son este caso sin transporte de sólidos.

Tabla 9

Caudales Máximos Instantáneos totales de las Cuenca en Estudio

CALCULO DEL CAUDAL INSTANTANEO TOTAL DE LAS CUENCAS CAPLINA-PALCA-VILAVILANI										
PERIODO RETORNO (T)	CAUDALES MAXIMOS-CUENCAS			AREA CUENCA HUMEDA Km2			CAUDAL INSTANTANEO M3/S			
	CAPLINA	PALCA	VILAVILANI	CAPLINA	PALCA	VILAVILANI	CAPLINA	PALCA	VILAVILANI	TOTAL
10	11,11	2,34	4,33	222,26	23,81	98,67	16,95	4,74	7,23	29
25	19,09	4,88	6,89				29,13	9,90	11,51	51
50	28,52	8,43	9,73				43,52	17,09	16,26	77
75	36,01	11,58	11,89				54,94	23,48	19,87	98
100	42,48	14,5	13,7				64,82	29,40	22,89	117
200	63,18	24,89	19,27				96,40	50,47	32,20	179
500	106,66	50,76	30,23				162,74	102,92	50,51	316
1 000	158,46	86,99	42,47				241,78	176,39	70,96	489

Fuente: Elaboración propia

4.9 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE INUNDACIONES

4.9.1 Aspectos generales

Desde el punto de vista del funcionamiento hidráulico, el río Caplina en el tramo comprendido entre el Cuartel Tarapacá y las canteras del Cono Sur, es un curso tipo complejo ya que a lo largo de dicho tramo es posible encontrar diferentes tipos de régimen (subcrítico, crítico y

supercrítico), los cuales pueden modificarse de acuerdo a los caudales transportados.

La morfología del cauce se caracteriza como un río entrenzado, que esta favorecido por una fuerte pendiente promedio mayor de $S=3,00\%$, la abundancia de carga sólida de grano grueso, un escurrimiento variable en épocas de avenidas y riberas fácilmente erosionables. El cauce actual desarrolla fuerte erosión en las márgenes externas de las curvas del cauce (meandros) y en sus márgenes internas desarrollan procesos de sedimentación.

En función de las características físicas mencionadas, una simulación hidráulica que tome en cuenta cada uno de los aspectos técnicos indicados en el canal natural encausado, requiere de modelos numéricos sofisticados para su simulación y un estudio de operación frente a eventos extremos.

4.9.2 Componentes del modelo

4.9.1 Información topográfica de la zona de estudio

Los estudios de campo se han efectuado con el propósito de identificar, obtener y evaluar la información referida al estado actual del cauce del río Seco, condiciones topográficas e hidrológicas del área de posibles inundaciones.

Asimismo el estudio de reconocimiento de campo permitió identificar y evaluar las secciones críticas actuales y potenciales de origen hídrico como deslizamientos, derrumbes, erosiones, huaycos, áreas inundables, asentamientos humanos, etc. que inciden negativamente en la conservación y permanencia del cauce actual.

La información cartográfica de la zona de estudio (Levantamiento Topográfico) fue proporcionada por la Subgerencia de Ingeniería y Obras de la Municipalidad Distrital Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, información que cuenta con el siguiente detalle:

- Esta referenciada a la Red Geodésica Nacional Horizontal, a través de BM.
- Está referenciado a Datum WGS 84 -referencia IGN, Coordenadas UTM 19S
- Incluye los detalles importantes como puentes, obras de protección, etc.
- El desnivel entre curvas a nivel están cada metro.
- Incluye el ancho del cauce principal del río, considerando además un área adicional contigua al borde del cauce, correspondiente a la llanura de inundación. de 100,00 a 200,00 m.
- Plano de Catastral de los Asentamientos humanos existentes, ubicados al margen derecho del río Seco aguas abajo.

4.9.2.2 Material y condiciones hidráulicas del cauce

- **Material:** El lecho río Seco en el tramo en estudio está compuesto predominantemente de arenas y gravas mal graduadas en la margen derecha y arenas finas y areniscas en la margen izquierda, en la zona del lecho está compuesta por material fluvial en toda su longitud.
- **Información Topográfica:** la información topográfica proporcionada contaba con curvas a nivel cada 1,00 m. siendo necesario para la Modelación contar con planos topográficos con curvas a nivel cada 0,50 ó 0,25 m. por lo que mediante el Software AUTOCAD CIVIL 3D, se obtuvo la topografía con curvas a nivel cada 0,25 m.
- **Pendiente del río:** 2,61 % de acuerdo a la topografía existente, el desnivel entre el punto de inicio y el final del tramo de Río Seco es de 45,94 m. y la longitud del tramo en estudio es de 1 760.00 m.
- **Pérdidas por fricción:** La ecuación utilizada para evaluar las pérdidas friccionales es la de Manning (1889), ecuación ampliamente utilizada en la modelación hidráulica, tanto de canales como de corrientes naturales.
- **Pendiente de la línea de energía (m/m).**

$$S = \frac{V^2 * n^2}{R^{4/3}}$$

V: Velocidad media del flujo (m/s).

R: Radio Hidráulico (m).

n: Coeficiente de Rugosidad de Manning.

- **Coeficiente de rugosidad.**

Como se mencionó los materiales predominantes del cauce del río seco son tipo GP y SP, la fracción fina no tiene plasticidad. Su contenido de humedad es bajo. Presenta en su conformación gran cantidad de cantos rodados en promedio de 0,15 a 0,20 m. de diámetro.

El resultado del Ensayo de mecánica de suelos para la densidad in situ es 1,64 gr/cm³ y tamaño de diámetro de las partículas finas aproximadamente 11,00 mm. Para este material HORTON, para Corrientes Naturales sinuosas con secciones pedregosas establece para el cauce valores del coeficiente **n** de Manning entre 0,035 y 0,045, con una media de 0,040.

$$n = 0.0487 D^{1/6}$$

Dónde:

n : Coeficiente de rugosidad.

D : Diámetro medio de las partículas en el cauce.

4.9.3 Elección de modelos unidimensionales

De los modelos unidimensionales disponibles de uso libre se recurrió al empleo de HEC-RAS, que tiene una gran versatilidad para la simulación de flujo unidimensional a superficie libre. HEC-RAS (River Analysis System), desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (U.S. Army Corps of Engineers), es un software que permite la modelación hidráulica unidimensional de flujo permanente de canales naturales y artificiales a superficie libre. HEC-RAS es la actualización bajo entorno de windows del programa HEC-2, el cual es un modelo unidimensional que permite el cálculo del nivel alcanzado por el agua en canales a régimen permanente. La primera versión de HEC-RAS (1.0) fue presentada en Julio de 1995. Desde entonces, se han realizado diversos cambios o mejoras en el software, pasando por las versiones 1.1; 1.2; 2.0; 2.1; 2.2; 2.21; hasta la versión 3.0 (beta) publicada en Julio del 2001, la cual presenta un importante avance sobre la versión 2.21, incluyendo una optimización sobre el cálculo del flujo permanente y también una nueva rutina que permite modelar flujo no permanente.

Si bien dicha versión de HEC-RAS (3.0) contaba con un módulo para simular flujo no permanente, en las referencias hidráulicas del programa no contemplaba información sobre los fundamentos utilizados para este proceso, destacando que el mismo mostraba algunas inestabilidades

numéricas importantes. Las evoluciones hacia las versiones 3.1 (Noviembre de 2002) y posteriores (3.1.1 y 3.1.3), introducen las formulaciones del esquema de diferencias finitas empleado por el modelo para resolver el flujo impermanente. Recientemente, en mayo de 2008, la última versión disponible de este modelo (4.0 - beta) incorpora además el análisis de transporte de sedimentos. Una de las mayores ventajas de HEC-RAS es que posee una interface gráfica bajo entorno de windows, la cual se facilita el ingreso de los datos necesarios para el análisis, además de la visualización gráfica y tabulación de los resultados obtenidos (pre y post procesamiento de la información). El modelo cuenta con tres componentes de análisis hidráulico unidimensional: (1) Cálculo del perfil de la superficie libre para flujo permanente; (2) simulación del flujo no permanente; y (3) cálculo de transporte de sedimentos (fondo móvil); la actual versión sólo incluye las dos primeras.

En 1990, El Cuerpo de Ingenieros de USA (HEC) fue consciente del fenómeno creciente y de los avances del Sistema de Información Geográfica ArcView (GIS). La capacidad de obtener datos espaciales de Internet acoplados con los poderosos algoritmos en software y hardware hizo del GIS una herramienta muy atractiva para los proyectos de investigación referentes al agua. El proyecto del Buffalo Bayou demostró que el desarrollo del modelo hidrológico casi-distribuido en el HMS es

práctico con la ayuda del software de GIS y los datos espaciales. HEC integró entonces las herramientas de GIS existentes con los programas desarrollados en dicho proyecto en un software de GIS llamado HEC GeoHMS. El desarrollo del software GeoHMS se llevó a cabo en cooperación con el Environmental System Research Institute, Inc., a través de la Cooperative Research and Development Agreement (CRADA); y con la University of Texas en Austin.

4.9.4 Características del modelo

El modelo considera las propiedades geométricas y de rugosidad del río ya mencionadas, (forma de secciones, trazado en planta, longitud entre secciones y coeficiente de rugosidad de Manning). Las secciones transversales y su ubicación en planta fueron obtenidas a partir de la topografía proporcionada por la municipalidad distrital de Gregorio Albarracín Lanchipa.

Como herramientas de la modelación se han utilizado: el Sistema de Información Geográfica ArcView GIS versión 9.3, el Sistema de Análisis de Ríos HEC –RAS versión 4.1 , el HEC GEO RAS 431 y Software de Hidroesta 2.

La decisión de utilizar estos programas como herramientas de cálculo se debe a la facilidad de su aprendizaje y la relación que existen

entre ambos para compartir archivos de salida y entrada; además la información procesada es georreferenciada de acuerdo al sistema de coordenadas que el planificador determine.

EL Sistema de Información Geográfica – SIG nos proporciona un ambiente en el cual se yuxtaponen capas de datos, además se pueden crear nuevos datos espaciales.

El Sistema de Análisis de Ríos HEC – RAS calcula los perfiles de superficie de agua de una sección transversal a la próxima sección resolviendo la ecuación de energía con un procedimiento iterativo llamado método estándar por etapas.

El periodo de retorno puede cambiar para cada caso, así en la aplicación realizada se ha determinada los perfiles de superficie para periodos de retorno de 10, 25, 50, 75, 100 ,200 ,500 y 1 000 años.

En la presente tesis, se decidió utilizar el modelo HEC RAS 4.1.0, ya que es un software libre y que permite gran versatilidad en su manipulación además de su interrelación e interfaces con ARCGIS 9.3.

4.9.5 Flujo permanente

Esta componente ha sido diseñada para la estimación del perfil de la superficie libre en flujo permanente gradualmente variado. En régimen permanente es posible modelar flujo subcrítico, supercrítico y mixto.

El procedimiento computacional básico está basado en la solución de la ecuación unidimensional de energía. Las pérdidas de energía son debido a la fricción (cuantificadas mediante la ecuación de Manning), además de las pérdidas por contracción o expansión (mediante coeficientes que afectan a los términos de la altura de velocidad en la ecuación de energía). La ecuación de cantidad de movimiento es utilizada donde el perfil de la superficie libre es rápidamente variado. Estas situaciones incluyen el cálculo en régimen de flujo mixto, como lo son los resaltos hidráulicos, la hidráulica de puentes, la confluencia de dos ríos, entre otros. Los efectos de diversas obstrucciones como puentes, alcantarillas, vertederos y otras estructuras, pueden ser considerados en el análisis. También permite evaluar los cambios en la superficie libre debido a mejoras o modificaciones en el canal analizado.

Flujo Impermanente: Esta componente permite simular flujo unidimensional no permanente a través de una compleja red de canales a superficie libre. El solver de la ecuación de flujo no permanente fue adaptado del modelo UNET desarrollado por Barkau R. (HEC, 2001). Esta componente fue desarrollada primeramente para el cálculo de flujo a régimen subcrítico, y su aplicación a situaciones con cambios de régimen

hidráulico presenta problemas de inestabilidad, aun en las versiones más recientes.

4.9.6 Desarrollo del modelo.

Para elaborar el modelo hidráulico se toma en cuenta los caudales máximos evaluados mediante el modelo de Transformación Logarítmica y Métodos Estadísticos , así como los ejes hidráulicos para la crecida correspondiente al periodo de retorno de 10, 25, 50, 75, 100, 200 , 500 y 1 000 años. Para el desarrollo del modelo se obtuvo un levantamiento topográfico con curvas a nivel cada 0,25 mts del área involucrada, lo cual permitió la obtención de perfiles y secciones transversales del río Seco con mayor precisión en el área de estudio.

Para la obtención del eje del cauce del río, ancho del cauce, secciones transversales, áreas de influencia y la información catastral de las viviendas asentadas a lo largo del cauce del río Seco , todos estos datos referidos a las coordenadas Datum WGS 84 (referencia IGN), coordenadas UTM 19 S ; se utilizó el Sistema de Información Geográfica Arc View GIS versión 9.3 , Software que permite procesar toda la información topográfica en planta y elevación existente ; una vez procesada esta información se exporta al Software del Sistema de Análisis de Ríos HEC –RAS versión 4.1.0 (River Analysis System)

desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del U.S. Army Corps of Engineers (USACE), este programa alimentado de las avenidas de diseño y coeficientes de rugosidad (n) permite simular flujos unidimensionales permanentes. El flujo en el canal no es subdividido, excepto cuando el coeficiente de rugosidad varía dentro del canal, el programa determina si el canal puede ser subdividido o si utiliza un valor de rugosidad compuesto, evaluando si la pendiente de un lado del canal es mayor que 5H: 1V y posee más de un valor de rugosidad, será computado un coeficiente de rugosidad compuesto.

De acuerdo al seccionamiento proporcionado se obtiene la geometría del cauce y secciones transversales indicando, las progresivas, las alturas de superficie, profundidad crítica y profundidad mínima para los diferentes periodos de retorno.

Para la obtención del eje hidráulico se utilizó el software HEC-RAS 4.1.0 El modelo considera las propiedades geométricas y de rugosidad del río ya mencionadas, (forma de secciones, trazado en planta, longitud entre secciones y coeficiente de rugosidad de Manning). Las secciones transversales y su ubicación en planta fueron obtenidas a partir de la topografía procesada.

Con el procesamiento de la información en el modelamiento mediante la aplicación del Software HEC-RAS 4.1.0, esta nuevamente es exportada al Software Sistema de Información Geográfica Arc View GIS , para poder observar la modelación y las distintas zonas de inundación para las avenidas en los distintos periodos de retorno.

Características hidráulicas para el Modelamiento

- **Distancia total:** 1,760 Km. (Tramo Cuartel Tarapacá-Pte. Arunta)
- **Material:** El lecho río Seco en el tramo en estudio está compuesto predominantemente de arenas y gravas mal graduadas en el margen derecho y arenas finas y areniscas en el margen izquierdo y en la base de la zona del lecho está compuesta por material fluvial en toda su longitud.
- **Pendiente del Río:** el desnivel entre el punto de inicio y el final del tramo de Río Seco es de 45,94 m.. (S=2,61 %)
- **Pérdidas por fricción:** La ecuación utilizada para evaluar las pérdidas friccionales es la de Manning (1889), ecuación ampliamente utilizada en la modelación hidráulica, tanto de canales como de corrientes naturales.
- **Pendiente de la línea de energía (m/m).**
- **V :** Velocidad media del flujo (m/s).

- R : Radio Hidráulico (m).
- n : Coeficiente de Rugosidad de Manning.
- **Coeficiente de Rugosidad de Manning:** 0,023 - 0,040 - 0,025.

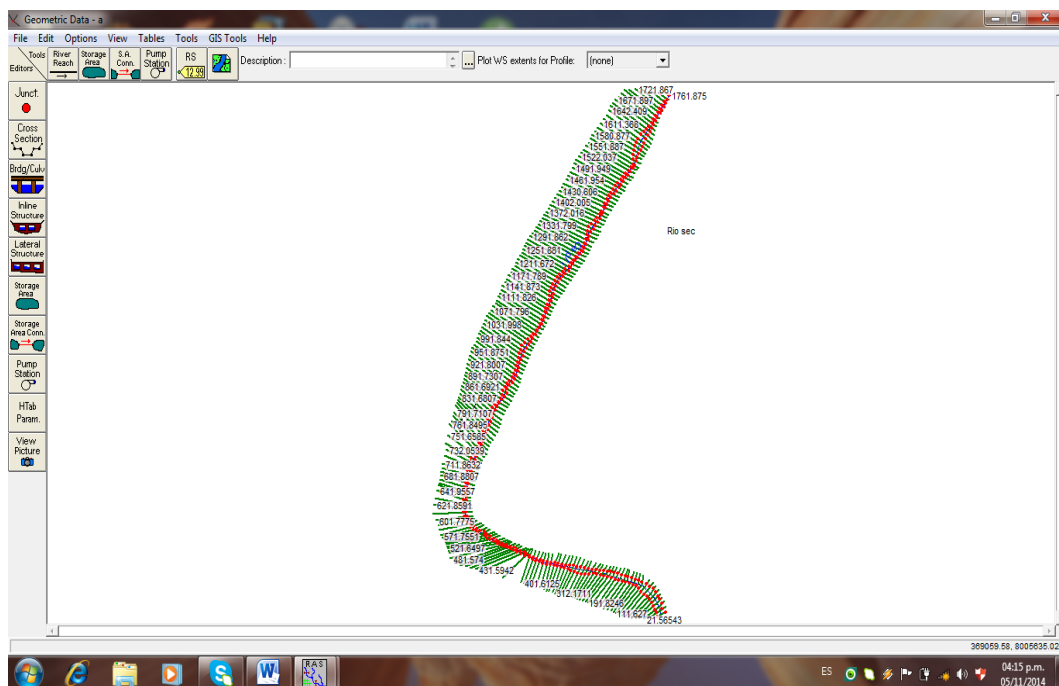


Figura 11: Modelo Geométrico del eje del cauce utilizado en Hec-ras.

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 11, se muestra una vista del modelo hidráulico desarrollado usando HEC-RAS. Asimismo se muestra todos los puntos de ubicación de las secciones flujo que sirvieron para confeccionar el modelo de simulación hidráulica.

4.9.7 Resultados de la Modelación

Este punto se basa exclusivamente en la simulación del control de inundaciones producidas por el desborde del río Seco a lo largo de su recorrido desde el límite del Cuartel Tarapacá hasta las inmediaciones del Puente Arunta del Distrito Gregorio Albarracín Lanchipa.

El modelamiento Hidrodinámico del cauce del río Seco, permitirá de acuerdo al área de inundación, establecer el ancho de faja marginal establecida para una avenida extraordinaria con un periodo de retorno de 100 años, tal como establece el art. 9° del Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales, la cual debe ser delimitada por la ANA, por existir en el tramo analizado zonas urbanas ya consolidadas,.

También se debe indicar que para efectos del análisis en una situación de desastre, se ha considerado lo establecido en la normatividad en EUA dadas por la U.S. Federal Emergency Management Agency - FEMA (Referencia: Hidrología Aplicada, Mc Graw Hill, Ven Te Chow, pág. 533) se debe adoptar la creciente con un periodo de retorno de 100 años como base para tomar medidas de gestión de las planicies de inundación.

Así mismo al identificar zonas inundables a lo largo del tramo en estudio del cauce del río Seco, se pueden establecer y programar los

diferentes tipos de futuras defensas ribereña y obras de encauzamiento sobre ambas márgenes de los río, mejorando las técnicas y métodos utilizados en la construcción de muros de encausamiento ejecutados durante el periodo del 2010 , por cuanto durante el periodo 2011 y 2012 casi el 80,00 % de los muros de encausamiento han colapsado durante el paso de una avenida de 18,00 m³/s. (Tr = 5 años) , como se evidencia en el panel fotográfico.

Los caudales máximos calculados para los diferentes periodos de retorno, con métodos estadísticos (método adoptado de Log Gumbel), establecen caudales instantáneos totales de:

Tabla 10

Caudales Instantáneos totales utilizados en la Modelación

MODELO TRANSFORMACION LOGARITMICA				
(Tr)	CAUDAL INSTANTANEO			CAUDAL TOTAL M3/SEG
	CAPLINA	PALCA	VILAVILANI	
10	16,95	4,74	6,40	29
25	29,13	9,90	11,51	51
50	43,52	17,09	16,26	77
75	54,94	23,48	19,87	98
100	64,82	29,40	22,89	117
200	96,40	50,47	32,20	179
500	162,74	102,92	50,51	316
1 000	241,78	176,39	70,96	489

Fuente: Elaboración Propia.

La alteración de las relaciones del hombre con su medio ocurre principalmente por la presencia de fenómenos que perturban el equilibrio del clima y del medio ambiente en general. El fenómeno de “El Niño”

constituye uno de tales eventos que con mayor severidad afecta dicho equilibrio, ya que modifica radicalmente variables como las de temperaturas extremas y las precipitaciones pluviales con su secuela de avalanchas y crecidas que ocasionan inundaciones, erosión del suelo, destrucción de taludes y obras de defensa así como la modificación de los cauces, etc. El presente trabajo se basa exclusivamente en el control de probables inundaciones y modificaciones de cauce producidos por el desborde del río Seco a lo largo del tramo estudiado, problemática que es agudizada también, por procesos geomorfológicos de hidráulica fluvial, debido a la constante migración y movilidad del río así como intensos procesos de erosión flujos de lodos que llegan al curso principal desde las quebradas y/o torrentes.

Con la ayuda del Software Google Earth se obtuvieron imágenes satelitales de la zona de estudio las mismas que fueron georeferenciadas a las áreas de inundación generadas a lo largo del cauce mediante el Software HEC-RAS 4.1.0, para diferentes caudales y periodos de retorno previamente establecidos y exportadas al Arc View GIS versión 9.3 , esta superposición de datos posibilita tener la identificación con la objetividad precisa de las zonas inundables, las que se verían seriamente afectados frente a eventos hidrológicos como son el paso de avenidas extraordinarias por el cauce del río Seco.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Para esta etapa se propusieron cuatro escenarios de simulación hidrodinámica, con el fin de Identificar las áreas vulnerables por inundación o desborde en el paso de avenidas extraordinarias para periodos de retorno (T_r) de 10 , 100, 500 y 1 000 años en las zonas aledañas al cauce del río Seco, tramo desde el Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa, lo que permitirá determinar la magnitud de las avenidas y los tiempo de retorno que provoquen desbordes o inundación en la zonas urbanas asentadas, así como cuantificar las áreas afectadas.

5.1 PRIMER ESCENARIO Tr = 10 AÑOS- CAUDAL 29,00 m³/s.



Figura 12: Se muestra que el caudal de 29,00 m³/s discurre sin generar zonas de inundación a lo largo del cauce.

Fuente: Elaboración Propia.

Se observa que desde la zona del Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta, el caudal de 29,00 m³/s. discurre a lo largo del cauce sin causar un desbordamiento a lo largo del cauce, observando también que los niveles alcanzados en el flujo simulado no afecta a las viviendas asentadas en la margen derecha aguas abajo del río Seco.

Sin embargo debemos indicar que una avenida de 18,00 m³/s. producida en el periodo del 2012 en la zona, produjo el Colapso de casi el

80 % de los muros de contención y/o encausamiento construido a lo largo del cauce como defensa ribereña para la población asentada en la margen derecha del cauce.

Posterior al colapso de los muros se realizó una visita a la zona de estudio observando que la cimentación de la mayoría de muros colapsados se encontraban expuestas, debido a la erosión que produjo el paso de la avenida por el cauce del río. La erosión se produce por la fuerte pendiente longitudinal del cauce que supera el 2,60 % y sobre todo por el tipo de material predominante en la cimentación (GP y SP).

Tabla 11 :

Valores de Riesgo admisible en obras de Drenaje

VALORES MAXIMOS RECOMENDADOS	
DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE % (**)
Puentes (*)	25
Defensas Ribereñas	25
(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias - Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.	
(**) - <u>Vida Útil considerado (n)</u>	
• Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años	

Fuente: Manual de Diseño Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

De la tabla de Riesgos se tiene que por ejemplo para la construcción de un puente o defensa ribereña, el riesgo admisible es de 25 % y

considerando la Vida Útil de la obra en 40 años, corresponde un $Tr = 139$ años, sin embargo de la revisión de los estudios hidrológicos para el proyecto de la construcción del Puente Arunta en el río Seco, consideran un $Tr=50$ años.



Figura 13 : Se muestra el grado de erosión del material de la cimentación originado por el paso de un caudal de $18,00 \text{ m}^3/\text{s}$, ocurrido el año 2012

Fuente: Elaboración Propia.

5.2 SEGUNDO ESCENARIO Tr = 100 AÑOS-CAUDAL 117,00 m³/s



Figura 14: Se muestra que el caudal de 117,00 m³/s discurre generando zonas de inundación a partir de la progresiva 0+400.

Fuente: Elaboración Propia.

Se observa que desde la zona del Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta, el caudal de 117,00 m³/s que discurre a lo largo del cauce, produce un desborde a la altura del Km- progresiva (0+415) , siendo afectada la zona urbana de la Asociación de Vivienda los Sauces II y la Rinconada III etapa.

El modelamiento Hidrodinámico del cauce del río Seco, con este periodo de retorno permitirá determinar el ancho de faja marginal, establecida en el art. 9° del Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales. Considerando que a lo largo del cauce existen zonas urbanas ya consolidadas, corresponde la delimitación considerando una avenida con un periodo de retorno de 100 años.

La delimitación y mantenimiento de la Faja Marginal permite la acción reguladora que acompaña a los planes de desarrollo urbana y a la implementación de la gestión correctiva de riesgos, pues son bienes de dominio público, caracterizados por ser inalienables, imprescriptibles e intangibles, siendo una zona de reglamento especial tal como se detalló en el ítem 2.2.2 de la presente Tesis.

También se debe indicar que para la construcción de los muros de contención y/o encausamiento ejecutados por la MDCGAL durante el periodo 2010, no se ha tomado en consideración el dimensionamiento del ancho de la Faja Marginal del río Seco, pues se observa que no existen hitos de señalización a lo largo del cauce.

5.3 TERCER ESCENARIO $T_r = 500$ AÑOS-CAUDAL DE $316,00 \text{ m}^3/\text{s}$



Figura 15: Se muestra que el caudal de $316,00 \text{ m}^3/\text{s}$ discurre generando varias zonas de inundación a lo largo del cauce.

Fuente: Elaboración Propia.

Se observa que desde la zona del Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta, una avenida extraordinaria de $316,00 \text{ m}^3/\text{s}$ que discurre a lo largo del cauce, produce desbordes e inundación que incluso llegaría hasta las cercanías de la Avenida Emancipación distante en promedio

130,00 m. del eje del río Seco , siendo las zonas más afectadas las siguientes :

- Asociación de Vivienda los Sauces I (163 familias)
- Asociación de Vivienda los sauces II (182 familias)
- Asociación de Vivienda el Morro II (120 familias)
- Asociación de Vivienda Bella Unión (103 familias).
- Asociación de Vivienda 1° de Marzo.(253 Familias)

5.4 CUARTO ESCENARIO $T_r = 1\ 000$ AÑOS- CAUDAL $489,00\ m^3/s$.



Figura 16: Se muestra que el caudal de $489,00\ m^3/s$ discurre generando varias zonas de inundación a lo largo del cauce.

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que desde la zona del Cuartel Tarapacá hasta el Puente Arunta, de producirse una avenida extraordinaria de 489,00 m³/s que discurra a lo largo del cauce, generaría desbordes e inundación que incluso llegaría hasta la avenida Emancipación distante en promedio 160,00 m. del eje del río Seco , siendo las zonas más afectadas las siguientes :

- Asociación de Vivienda los Sauces I (163 familias)
- Asociación de Vivienda los sauces II (274 familias)
- Asociación de Vivienda el Morro I (156 familias)
- Asociación de Vivienda el Morro II (156 familias)
- Asociación de Vivienda Bella Unión (103 familias)
- Asociación de Vivienda 1° de Marzo. (253 familias)
- Asociación de Vivienda Villa Las Rocas (60 familias)

5.5 PROGRAMAS DE MANEJO DE INUNDACIONES.

Considerando que la hidráulica fluvial combina conceptos de hidrología, hidráulica en general, geomorfología y transporte de sedimentos, estudia el comportamiento hidráulico de los ríos y los efectos negativos como son las inundaciones que producen el paso de avenidas por los cauces, por lo tanto es necesario convocar a las instituciones comprometidas en el que hacer de la cuenca y desarrollo urbano de la

ciudad a ensayar metodologías y coordinar acciones a fin de uniformizar criterios para prevenir y mitigar los impactos.

Al respecto la autoridad del agua, dentro de su rol potencial debe tener la capacidad de articular esfuerzos interinstitucionales para establecer planes de contingencia como son alerta, movilización y respuesta ante la ocurrencia de un evento como son las inundaciones.

5.5.1 Fenómenos antrópicos

La actividad humana, produce impactos negativos, sobre estas zonas de alto riesgo, siendo:

- La expansión urbana por crecimiento poblacional y crecimiento económico.
- La deforestación de las defensas ribereñas.
- La deposición de residuos sólidos y vertidos.
- Extracción inadecuada de materiales de acarreo del cauce.
- Ejecución inadecuada de obras hidráulicas, carreteras, puentes, etc.
- Inadecuadas prácticas agrícolas.

CONCLUSIONES

Primera

La magnitud de la avenida para un periodo de retorno de 100 años es de $117 \text{ m}^3/\text{s}$, caudal que determina los límites de la faja Marginal del río.

Segunda

Los factores Antrópicos como se observa en la zona (La deposición de residuos sólidos y vertidos) produce impactos negativos sobre las zonas de alto riesgo, así como acciones indirectas como son el cambio de uso y zonificación.

Tercera

La simulación hidrodinámica con los caudales máximos calculados para diferentes periodos de retorno, permite identificar las zonas urbanas altamente vulnerables a inundaciones.

Cuarta

Las características del material del cauce del río Seco, así como la pendiente longitudinal del río mayor del 2.60 % , genera una excesiva erosión del cauce en mención.

Quinta

De la simulación hidrodinámica con las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno, se observa que a partir de $Tr = 100$ años se generan

zonas de inundación y desborde del caudal del cauce del río Seco a partir de las progresivas 0+410

Sexta

Las imágenes satelitales georeferenciadas de la zona en estudio de identificación de zonas vulnerables, establece que a partir de la sección transversal ubicada en la progresiva 0+400, se produciría el fenómeno de desborde y superaría las defensas rivereñas construidas.

Séptima

Con el análisis detallado de los elementos geológicos e hidrológicos de la zona de estudio, logramos caracterizar e interpretar hidrológicamente el comportamiento de la cuenca hidrográfica del río Seco, con especial incidencia en el estudio de las crecidas fluviales y su aplicación a la gestión de riberas.

Octava

El modelamiento hidrodinámico permite planificar e identificar los trabajos de limpieza y encausamiento del lecho en épocas de estiaje y elegir la mejor alternativa para defensas rivereñas.

Novena

El comportamiento hidrológico medio del río Seco y sus afluentes es característico del régimen de los ríos de la Costa Sur, que tienen su

origen en áreas montañosas o de cordillera, en este caso se refiere a la cordillera del Barroso. Se calculó la ocurrencia de un evento extremo para $T_r = 100$ años de magnitud $117,00 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que nos permite presagiar procesos de inundación y desborde en la zona urbana de la ciudad de Tacna.

Décima

El río Seco presenta alta variabilidad interanual, con caudales máximos entre diciembre y marzo.

RECOMENDACIONES

Primera

Que la Autoridad Local del Agua (ALA) en coordinación con Municipalidad Distrital de Gregorio Albarracín Lanchipa declare zonas intangibles en ambas márgenes del río Seco, delimitando la Faja Marginal.

Segunda

Que el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) en coordinación con Municipalidad Distrital de Gregorio Albarracín Lanchipa formulen un estudio socioeconómico para efectuar las reubicaciones temporales de los pobladores por el tiempo de alerta.

Tercera

Que el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) en coordinación con Municipalidad Distrital de Gregorio Albarracín Lanchipa efectúen labores de limpieza y encausamiento considerando toda la información disponible de este trabajo.

Cuarta

Que el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) en coordinación con Municipalidad Distrital de Gregorio Albarracín Lanchipa efectúen una capacitación a los pobladores de la zona a fin de tomar conciencia de los peligros potenciales por inundación a los que están expuestos.

Quinta

Que el Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA) en coordinación con los Pobladores de la zona efectúen trabajos de reforestación en las márgenes de los tramos críticos.

Sexta

Que la Autoridad Local del Agua (ALA) en coordinación con Municipalidad Distrital de Gregorio Albarracín Lanchipa efectúen un programa integral de defensa ribereña y obras de encauzamiento en el río Seco.

Séptima

Que el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) establezca Planes de Contingencia como son alerta, movilización y respuesta ante la ocurrencia de un evento de inundación o desborde del río Seco.

Octava

Que el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) establezca Planes de Emergencia ante ocurrencia de un evento de inundación o desborde del río Seco.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agenda 21 de Río de Janeiro. Protección de la Calidad y el Saneamiento de los Recursos de Agua Dulce: Aplicación de Criterios Integrales para el Aprovechamiento, Ordenamiento y uso de los Recursos de Agua Dulce. Capítulo 18. (1992).

Aliaga Araujo, Segundo Vito. Tratamiento de Datos Hidrometeorológicos - Lima Perú 1,983. 184p.

Aparicio Mijares, Francisco Javier. Fundamentos de Hidrología de superficie. Limusa Noriega Editores México 1,987 -303p.

Blade, Ernest y Cea, Luis. Modelización Matemática en lecho fijo del flujo en ríos Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable.

Conferencia mundial sobre la Reducción de los Desastres Naturales. Estrategia y Plan de Acción Yokohoma, Japón, del 23 Al 27 de mayo 1994.

Chavarri Velarde, Eduardo. Modelo Hec-Ras v.3.1.1. Universidad Agraria La Molina. Sección de Post Grado. Lima Perú. (2004):5-16

Chereque Wendor. Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil – Pontificia Universidad Católica del Perú Lima, 1,994.

- Gómez, W.** Gestión de Inundaciones del río Rímac. Universidad Nacional Federico Villarreal. Escuela de Post Grado. Lima Perú. (2000).
- INRENA-IRH-DIRHI-SIG/RIRR-HTG.** Manual de Procedimientos para la Delimitación y Codificación de Cuencas Hidrográficas 2,003.
- Linsley – Kohler – Paulus.** Hidrología para Ingenieros. Editorial Mc Graw Hill Latinoamericana S.A. Bogotá – Colombia 1,977.
- Martínez Vargas, Alberto.** Huaycos e INUNDACIONES – Chosica Perú. Universidad Nacional de Ingeniería. Sección de Post GRADO. LIMA Perú. (2001):2-35
- Medina Rosell, Jorge A.** Estudio de Hidráulica de Inundaciones con el modelo HEC-RAS. Instituto de la Construcción y Gerencia. Lima Perú (2009): 10-24.
- Mejía M., Abel, De Piérola, Nicolás.** Estadística Aplicada a la Hidrología, Universidad Nacional Agraria “La Molina”, Lima –Perú, 1985.
- Ministerio De Transportes Y Comunicaciones.** Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Lima Perú 2008.
- Palomino Cuya, Daly Grace.** Zonificación de Áreas Inundables utilizando un Sistema de Información Geográfica. Aplicación al tramo final del Río Chillón. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima Perú. (2005): 2-5.

- Pastrana, S.** (2011). Valoración del Riesgo de Inundación del río Caplina – Uchusuma y percepción del peligro de la población del distrito Gregorio Albarracín Lanchipa, 2010. (Tesis de maestría).
- Pino V. Edwin.** Análisis de Máximas Avenidas e Inundaciones. Tacna Perú. 2012
- Reyes Carraco, Luis V.** Hidrología Básica. Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONCYTEC Lima - Perú 1,992 -218p.
- Rocha Felices, Arturo.** Introducción a la Hidráulica Fluvial universidad Nacional de Ingeniería. Lima Perú. (1998): 5-37
- Rocha Felices, Arturo.** Recursos Hidráulicos. Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima Perú. (1993): 267-307.
- Rodríguez Baca, Edwin.** Tesis para optar Grado de Magister UNJBG. 2006.
- Ruiz, M.** (2011). Vulnerabilidad territorial y evaluación de daños post catástrofe: una aproximación desde la geografía del riesgo. (Tesis doctoral). Universidad Complutense de Madrid. España.
- Salazar Nania, Leonardo.** Manual Básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS3.1.1. Universidad de Granada. Área de Ingeniería Hidráulica. Granada. (2007): 5-16.
- Sánchez Delgado, Miguel.** Modelamiento Hidráulico en ríos con HEC-RAS y SIG. Agrícola. Molina Perú (2010): 21-44.

Tisnado Valdivia, Edgar Christian Jhonatan. TESIS para optar el Grado de Ingeniero Geólogo. UNJBG 2013.

Ven Te Chow. 1982. Hidráulica de Canales Abiertos. Editorial Diana. México.

Ven Te Chow. 1982. Hidrología Aplicada. Editorial Mc. Graw Hill. Colombia.

Villón Béjar, Máximo. Hidrología Estadística - Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago Costa Rica 1,996.

Villón Béjar, Máximo. Hidrología. Instituto Tecnológico – Escuela de Ingeniería Agrícola, Lima Perú. 2002.

SITIOS WEB

GESTIÓN DE RIESGOS POR INUNDACIONES

[http://www.cambioglobal.org/enso/public/downloads/lgroctic_enso_2004.](http://www.cambioglobal.org/enso/public/downloads/lgroctic_enso_2004.pdf)

pdf (consulta 06 de Febrero del 2015).

VULNERABILIDAD EN CUENCAS URBANAS

www2.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1012...(consulta 12 Marzo del 2015)

ANEXOS

ANEXO - 01

Cuadro Resumen de Emergencias Occurridas por tipo de Fenómeno (Todos)

Periodo Del: 1/1/2003 Al: 30/01/2004

Departamento	Emergencias	Fallecidos	Desaparecidos	Heridos	Damnificados	Afectados	Viviendas Afectadas	Viviendas Destruidas	Has Cultivo Destruido	Has Cultivo Afect.
	49,281	5,983	552	38,740	1,493,547	10,583,328	814,783	204,754	241,794	889,648
AMAZONAS	2171	152	38	74	20766	93383	10030	3274	2628	8795
ANCASH	963	65	13	104	12232	369114	4723	1467	437	7478
APURIMAC	5504	72	7	63	24284	2180318	19135	3454	12223	53677
AREQUIPA	1698	49	11	135	17405	516273	74750	2914	6880	6409
AYACUCHO	2941	44	1	143	41908	466415	25430	7733	5975	49037
CAJAMARCA	2806	3973	266	31448	41300	237450	20946	7657	13833	19470
CALLAO	601	22	0	46	4125	2064	508	895	0	0
CUSCO	3528	159	51	193	70361	676003	23391	8458	12853	61334
HUANCAVELICA	3238	34	2	54	65108	626052	15923	5077	8252	9280
HUÁNUCO	2934	99	55	286	23825	765035	10547	3815	11541	26760
ICA	516	542	6	2255	386325	276121	97037	77946	44	221
JUNIN	1366	50	27	213	30594	103247	13196	5860	2472	16312
LA LIBERTAD	552	35	26	61	9852	45776	6235	1995	1719	7171
LAMBAYEQUE	569	22	0	10	17667	272774	25610	3416	4858	31021
LIMA	3069	222	1	420	80747	79728	13190	16651	101	709
LORETO	3378	62	13	333	371901	693831	165920	14485	40372	9947
MADRE DE DIOS	479	27	0	59	11409	48501	6989	2109	4798	2769
MOQUEGUA	769	12	0	22	20246	205385	25893	1627	346	45682
PASCO	1197	50	4	46	4851	213413	1817	832	15700	24946
PIURA	2225	52	9	2363	47698	631917	82174	9248	31468	116314
PUNO	2944	101	3	102	100180	1235240	63763	11858	36067	213222
SAN MARTIN	2959	68	12	139	39013	240922	46568	7971	6921	10225
TACNA	361	4	1	18	6283	123438	8309	446	9105	136589
TUMBES	714	22	1	115	15407	358091	29583	508	835	24586
UCAYALI	1799	45	5	36	30060	122837	23116	5058	12366	7694

FUENTE : INDECI

ANEXO - 02

Cuadro Resumen de Emergencias Ocurridas por tipo de Fenómeno

INUNDACION

Período Del : 1/1/2003 Al: 15/02/2014


REGION - DEPARTAMENTO	Emergencias	Fallecidos	Desaparecidos	Heridos	Damnificados	Afectados	Viviendas Afectadas	Viviendas Destruidas	Has Cultivo Destruido	Has Cultivo Afect.
	2,895	104	31	122	449,671	1,289,392	272,050	24,818	81,970	144,920
AMAZONAS	87	0	0	0	2192	6274	1005	206	271	2503
ANCASH	17	0	0	0	975	3989	894	183	0	0
APURIMAC	124	1	0	1	641	12462	768	142	107	50
AREQUIPA	32	0	0	0	102	1673	115	9	364	21
AYACUCHO	112	1	0	12	2036	28936	1448	471	76	871
CAJAMARCA	118	0	0	8	2103	8144	1652	308	230	255
CALLAO	10	0	0	0	24	178	69	7	0	0
CUSCO	281	16	7	1	12276	32220	5250	2176	3038	12338
HUANCAVELICA	71	0	0	1	965	2437	519	146	301	1
HUÁNUCO	220	4	7	0	9242	89279	7528	1447	4238	11835
ICA	24	0	0	3	1479	4629	1110	347	44	0
JUNIN	151	5	4	6	9895	15611	2944	1932	662	1151
LA LIBERTAD	26	0	0	0	142	2017	246	29	25	152
LAMBAYEQUE	11	0	0	0	29	1828	366	4	0	0
LIMA	99	3	0	8	2893	4939	1016	293	91	204
LORETO	283	21	0	6	332904	644902	160033	6820	40174	9815
MADRE DE DIOS	206	14	0	43	10176	38395	6680	1852	2548	2487
MOQUEGUA	10	0	0	0	22	176	58	4	0	73
PASCO	38	2	0	2	849	1739	319	126	0	1
PIURA	70	0	0	1	1314	14041	7697	187	0	1500
PUNO	264	14	0	5	31963	125854	20976	3480	18148	85477
SAN MARTIN	384	23	9	17	10301	153883	30405	2072	6405	10142
TACNA	7	0	0	0	4	1569	6	1	0	2
TUMBES	21	0	0	1	24	2010	612	8	297	1557
UCAYALI	229	0	4	7	17120	92207	20334	2568	4951	4485

FUENTE : INDECI



ANEXO - 03

PROYECTO ESPECIAL TACNA GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS AREA DE HIDROLOGIA															
DESCARGAS MÁXIMAS MENSUALES (m³/s)															
CODIGO DE ESTACION	: 19121123														
NOMBRE DE ESTACION	: BOCATOMA CALIENTES										LONGITUD : 70° 07'				
CATEG. DE ESTACION	: LIMNIGRAFICA					DPTO. : TACNA					LATITUD : 17° 51'				
CUENCA	: CARLINA					PROV. : TACNA					ALTITUD : 1300 m.s.n.m.				
RIO	: CARLINA					DIST. : PACHA					FUENTE : DRAGT.				
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM	MAX.	
1959	1.561	1.344	2.595	1.096	0.703	0.561	0.698	0.671	0.672	0.675	0.703	1.017	1.025	2.595	
1960	4.966	2.349	1.436	0.985	0.760	0.547	0.675	0.690	0.680	0.684	0.708	1.057	1.295	4.966	
1961	4.770	5.596	2.299	0.859	0.724	0.581	0.634	0.579	0.610	0.604	0.604	1.117	1.581	5.596	
1962	2.832	3.218	1.497	1.042	0.599	0.460	0.749	0.535	0.614	0.617	0.641	0.829	1.136	3.218	
1963	1.796	4.759	5.136	1.044	0.703	0.540	0.628	0.662	0.707	0.663	0.685	0.902	1.519	5.136	
1964	0.979	1.969	2.310	1.361	0.895	0.706	0.915	0.840	0.721	0.725	0.763	0.780	1.080	2.310	
1965	1.160	2.443	1.303	0.752	0.768	0.582	0.684	0.700	0.734	0.695	0.683	0.859	0.947	2.443	
1966	0.898	1.634	1.353	0.000	0.618	0.484	0.561	0.596	0.598	0.626	0.624	0.698	0.724	1.634	
1967	0.710	1.716	2.221	0.666	0.565	0.623	0.720	0.841	0.798	0.763	0.790	1.037	0.954	2.221	
1968	2.416	3.976	4.019	1.417	1.064	0.833	0.868	0.595	0.688	0.641	0.736	0.949	1.517	4.019	
1969	5.871	10.100	3.225	1.040	0.782	0.685	0.857	0.870	0.677	0.669	0.639	0.880	2.191	10.100	
1970	1.700	1.899	1.381	0.715	0.597	0.481	0.612	0.613	0.622	0.654	0.645	0.798	0.893	1.899	
1971	1.784	4.097	1.826	0.703	0.613	0.515	0.609	0.553	0.587	0.550	0.500	0.602	1.078	4.097	
1972	2.500	1.164	1.069	1.069	0.898	0.481	0.673	0.626	0.611	0.626	0.658	0.861	0.936	2.500	
1973	3.369	6.604	7.274	1.230	0.850	0.556	0.767	0.767	0.641	0.603	0.578	0.603	1.987	7.274	
1974	4.549	1.854	2.594	1.137	0.800	0.622	0.795	1.008	0.827	0.664	0.723	0.737	1.359	4.549	
1975	5.086	5.071	5.530	1.654	0.917	0.614	0.796	0.680	0.653	0.692	0.667	1.562	1.994	5.530	
1976	4.684	7.993	5.597	1.352	0.917	0.811	0.774	0.749	0.826	0.750	0.677	0.796	2.161	7.993	
1977	3.759	8.257	10.842	1.171	0.929	0.851	0.842	0.815	0.727	0.688	0.679	0.805	2.530	10.842	
1978	2.714	4.224	0.919	0.728	0.665	0.719	0.669	0.625	0.588	0.589	0.673	0.614	1.144	4.224	
1979	1.255	0.715	2.691	0.806	0.643	0.655	0.652	0.639	0.584	0.621	0.504	1.088	0.904	2.691	
1980	0.856	0.636	2.013	0.694	0.592	0.572	0.615	0.561	0.544	0.650	0.525	0.513	0.731	2.013	
1981	1.056	4.831	4.429	0.988	0.701	0.686	0.613	0.605	0.635	0.533	0.560	0.757	1.366	4.831	
1982	1.041	1.728	1.264	0.681	0.670	0.704	0.586	0.561	0.630	0.670	0.581	0.886	0.834	1.728	
1983	0.491	0.472	0.631	0.487	0.538	0.517	0.591	0.487	0.538	0.514	0.405	0.452	0.510	0.631	
1984	1.866	7.382	2.804	1.709	0.610	0.645	0.623	0.631	0.495	0.673	0.759	0.622	1.568	7.382	
1985	0.752	10.542	5.521	2.338	0.832	0.724	0.696	0.614	0.620	0.520	0.620	0.900	2.057	10.542	
1986	4.775	9.940	2.327	1.697	0.881	0.803	0.763	0.783	0.635	0.602	0.622	1.004	2.069	9.940	
1987	5.363	2.579	1.050	0.739	0.712	0.787	0.856	0.691	0.617	0.708	0.580	0.545	1.269	5.363	
1988	3.563	2.243	1.978	1.185	0.744	0.700	0.677	0.658	0.576	0.528	0.476	0.656	1.165	3.563	
1989	0.982	21.942	1.326	1.001	0.816	0.697	0.659	0.601	0.628	0.547	0.488	0.454	2.512	21.942	
1990	0.581	0.829	0.837	0.537	0.551	0.643	0.557	0.533	0.471	0.424	0.505	1.732	0.683	1.732	
1991	3.465	1.561	2.635	1.086	0.835	0.792	0.734	0.675	0.544	0.484	0.489	0.512	1.151	3.465	
1992	0.694	0.441	0.388	0.440	0.465	0.565	0.606	0.508	0.448	0.399	0.516	1.534	0.584	1.534	
1993	3.535	1.731	3.030	0.649	0.562	0.508	0.539	0.628	0.425	0.421	0.390	0.751	1.097	3.535	
1994	4.863	4.167	0.915	0.930	0.544	0.576	0.552	0.538	0.497	0.459	0.411	0.721	1.264	4.863	
1995	1.352	0.494	7.136	0.711	0.558	0.506	0.479	0.438	0.400	0.377	0.357	0.474	1.107	7.136	
1996	2.179	2.388	1.195	0.624	0.558	0.452	0.732	0.418	0.462	0.354	0.413	0.394	0.847	2.388	
1997	3.597	13.060	0.770	1.477	0.633	0.585	0.586	0.632	0.700	0.483	0.460	0.635	1.968	13.060	
1998	16.499	3.367	0.748	0.500	0.502	0.518	0.513	0.472	0.421	0.446	0.421	0.649	2.088	16.499	
1999	1.248	5.595	6.350	5.188	1.023	0.696	0.674	0.592	0.533	0.602	0.496	0.613	1.968	6.350	
2000	5.640	6.755	6.886	1.770	0.838	0.813	0.770	0.682	0.582	0.560	0.545	0.635	2.206	6.886	
2001	10.046	33.216	15.822	4.023	1.160	1.415	1.213	1.220	1.005	0.897	0.922	0.969	5.992	33.216	
2002	1.545	5.204	3.650	1.370	1.145	0.910	1.140	0.890	0.780	0.765	0.720	0.800	1.577	5.204	
2003	0.820	0.830	1.490	0.860	0.750	0.700	0.730	0.730	0.600	0.570	0.530	0.550	0.763	1.490	
2004	1.370	3.210	0.870	0.620	0.580	0.590	0.690	0.600	0.530	0.490	0.470	0.530	0.879	3.210	
2005	1.460	2.940	1.780	0.810	0.600	0.620	0.620	0.580	0.840	0.515	0.485	0.785	1.003	2.940	
2006	2.120	3.495	4.070	2.505	0.862	0.805	0.700	0.660	0.630	0.715	0.615	0.585	1.480	4.070	
2007	1.475	2.405	2.020	0.925	0.610	0.635	0.610	0.605	0.570	0.510	0.470	0.595	0.953	2.405	
2008	4.570	1.750	2.310	0.705	0.620	0.650	0.695	0.595	0.540	0.510	0.460	0.695	1.175	4.570	
2009	2.485	3.610	3.645	0.685	0.560	0.570	0.590	0.545	0.485	0.470	0.455	0.465	1.214	3.645	
2010	0.645	2.705	0.855	0.465	0.545	0.530	0.545	0.500	0.470	0.450	0.400	0.580	0.724	2.705	
2011	3.878	4.299	1.241	1.071	0.715	0.596	0.597	0.545	0.484	0.454	0.479	1.062	1.285	4.299	
2012	11.633	11.626	2.805	1.693	0.906	0.728	0.708	0.650	0.601	0.608	0.700	1.141	2.817	11.633	
2013	2.674	1.300	3.191	0.757	1.118	0.741	0.692	0.627	0.552	0.535	0.535	0.708	1.119	3.191	
PROM	3.063	4.732	3.002	1.141	0.734	0.652	0.693	0.649	0.612	0.586	0.577	0.791	1.436	--	
D.STD	2.888	5.508	2.741	0.827	0.172	0.153	0.134	0.139	0.118	0.112	0.122	0.276	0.831	--	
MAX	16.499	33.216	15.822	5.188	1.160	1.415	1.213	1.220	1.005	0.897	0.922	1.732	2.530	33.216	
MIN	0.491	0.441	0.388	0.000	0.465	0.452	0.479	0.418	0.400	0.354	0.357	0.394	0.510	--	

ANEXO - 04

			
DESCARGAS MÁXIMAS DIARIAS PERIODO 1959-2013			
AÑO	RÍO CAPLINA	QUEBRADA PALCA	RÍO UCHUSUMA YUNGANE
1959	2.595		
1960	4.966		
1961	5.596		
1962	3.218		
1963	5.136		
1964	2.310	0.247	1.494
1965	2.443	0.262	1.203
1966	1.634	0.175	0.837
1967	2.221	0.238	1.529
1968	4.019	0.431	1.737
1969	10.100	1.082	1.701
1970	1.899	0.203	1.246
1971	4.097	0.439	1.485
1972	2.500	0.268	1.220
1973	7.274	0.779	3.000
1974	4.549	0.487	1.350
1975	5.530	0.592	2.074
1976	7.993	0.856	3.685
1977	10.842	1.161	1.081
1978	4.224	0.453	0.850
1979	2.691	0.288	2.691
1980	2.013	0.216	0.915
1981	4.831	0.518	1.125
1982	1.728	0.185	1.337
1983	0.631	0.068	0.971
1984	7.382	0.791	1.513
1985	10.542	1.129	5.521
1986	9.940	1.065	5.163
1987	5.363	0.575	1.323
1988	3.563	0.382	1.046
1989	21.942	2.351	1.080
1990	1.732	0.186	0.919
1991	3.465	0.371	1.143
1992	1.534	0.164	1.113
1993	3.535	0.379	2.776
1994	4.863	0.521	1.340
1995	7.136	0.764	1.393
1996	2.388	0.256	0.961
1997	13.060	1.399	1.319
1998	16.499	1.767	0.997
1999	6.350	0.680	4.147
2000	6.886	0.738	3.490
2001	33.216	3.558	11.059
2002	5.204	0.557	5.530
2003	1.490	0.160	2.290
2004	3.210	0.344	2.130
2005	2.940	0.315	1.783
2006	4.070	0.436	2.250
2007	2.405	0.258	2.172
2008	4.570		
2009	3.645		
2010	2.705		
2011	4.299		
2012	11.633		
2013	3.191		
MÁXIMA	33.216	3.558	11.059
PERIODOS SIN REGISTROS DE DESCARGAS MAXIMAS EN LA SUB CUENCA			

ANEXO - 05

			
DESCARGAS MÁXIMAS DIARIAS PERIODO 1959-2013			
AÑO	RÍO CAPLINA	QUEBRADA PALCA	RÍO UCHUSUMA VILAVILANI- YUNGANE
1959	2.595	1.1396	2.5914
1960	4.966	0.7882	0.4163
1961	5.596	1.0541	3.3024
1962	3.218	0.6438	2.2229
1963	5.136	0.7563	1.1594
1964	2.310	0.247	1.494
1965	2.443	0.262	1.203
1966	1.634	0.175	0.837
1967	2.221	0.238	1.529
1968	4.019	0.431	1.737
1969	10.100	1.082	1.701
1970	1.899	0.203	1.246
1971	4.097	0.439	1.485
1972	2.500	0.268	1.220
1973	7.274	0.779	3.000
1974	4.549	0.487	1.350
1975	5.530	0.592	2.074
1976	7.993	0.856	3.685
1977	10.842	1.161	1.081
1978	4.224	0.453	0.850
1979	2.691	0.288	2.691
1980	2.013	0.216	0.915
1981	4.831	0.518	1.125
1982	1.728	0.185	1.337
1983	0.631	0.068	0.971
1984	7.382	0.791	1.513
1985	10.542	1.129	5.521
1986	9.940	1.065	5.163
1987	5.363	0.575	1.323
1988	3.563	0.382	1.046
1989	21.942	2.351	1.080
1990	1.732	0.186	0.919
1991	3.465	0.371	1.143
1992	1.534	0.164	1.113
1993	3.535	0.379	2.776
1994	4.863	0.521	1.340
1995	7.136	0.764	1.393
1996	2.388	0.256	0.961
1997	13.060	1.399	1.319
1998	16.499	1.767	0.997
1999	6.350	0.680	4.147
2000	6.886	0.738	3.490
2001	33.216	3.558	11.059
2002	5.204	0.557	5.530
2003	1.490	0.160	2.290
2004	3.210	0.344	2.130
2005	2.940	0.315	1.783
2006	4.070	0.436	2.250
2007	2.405	0.258	2.172
2008	4.570	1.0479	1.7397
2009	3.645	1.3981	2.6958
2010	2.705	0.5245	2.1083
2011	4.299	0.3298	0.8757
2012	11.633	0.8066	1.8948
2013	3.191	0.0116	4.7281
MÁXIMA	33.216	3.558	11.059
GENERACION DE DATOS CON EL MODELO TRANSF. LOGARITMICA.			

ANEXO - 06

DATOS FALTANTES GENERADOS MEDIANTE EL MODELO MARKOVIANO.

Generación de serie sintética

Ingreso de datos:
Nota: Una vez que digite el dato, presionar ENTER.

N°	X
33	0.256
34	1.399
35	1.767
36	0.68
37	0.738
38	3.558
39	0.557
40	0.16
41	0.344
42	0.315
43	0.436
44	0.258

Ingresar número de datos a generar: 11

Parámetros muestrales:
 Media: 0.6385
 Varianza: 0.412
 Desviación Estandar: 0.6419
 Coeficiente Variación: 1.0053
 Sesgo: 2.8420
 Curtosis: 12.9397

Parámetros de la serie generada:
 Media: 0.7728
 Varianza: 0.1536
 Desviación Estandar: 0.3919
 Coeficiente Variación: 0.5071
 Sesgo: -0.4230
 Curtosis: 3.9980

Parámetros para el modelo AR(1):
 c0: 0.4026 c1: 0.0314
 ro1: 0.0781 Se: 0.6399

Generación de serie sintética con modelo AR(1):

$$y_t = \mu + \phi_1 (y_{t-1} - \mu) + \varepsilon_t$$

Serie generada:

N°	X
1	1.1396
2	0.7882
3	1.0541
4	0.6438
5	0.7563
6	1.0479
7	1.3981
8	0.5245
9	0.3298
10	0.8066
11	0.0116

Crear Excel

DATOS FALTANTES GENERADOS MEDIANTE EL MODELO TRANSFORMACIÓN LOGARÍTMICA.

Generación de serie sintética

Ingreso de datos:
Nota: Una vez que digite el dato, presionar ENTER.

N°	X
32	1.393
33	0.961
34	1.319
35	0.997
36	4.147
37	3.49
38	11.059
39	5.53
40	2.29
41	2.13
42	1.783
43	2.25
44	2.172

Ingresar número de datos a generar: 11

Parámetros muestrales:
 Media: 2.1361
 Varianza: 3.4116
 Desviación Estandar: 1.8471
 Coeficiente Variación: 0.8647
 Sesgo: 3.1147
 Curtosis: 15.1424

Parámetros de la serie generada:
 Media: 3.3628
 Varianza: 4.0333
 Desviación Estandar: 2.0083
 Coeficiente Variación: 0.5972
 Sesgo: 0.5291
 Curtosis: 2.9856

Parámetros para el modelo AR(1):
 c0: 0.0645 c1: 0.0275
 ro1: 0.4263 Se: 0.2325

Generación de serie sintética con modelo AR(1):

$$y_t = \mu + \phi_1 (y_{t-1} - \mu) + \varepsilon_t$$

Serie generada:

N°	X
1	5.0857
2	4.2380
3	3.5041
4	1.8330
5	1.6426
6	1.2723
7	1.0466
8	3.7174
9	7.0198
10	1.8622
11	5.7696

Crear Excel

ANEXO-07

MÉTODOS ESTADÍSTICOS –DISTRIBUCIÓN GAMMAN 3 PARÁMETROS PARA GENERACIÓN DE CAUDALES QUE NO SE AJUSTAN A LA SERIE HISTÓRICA.

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

Ingreso de datos:
Nota: Una vez que digite el dato, presionar ENTER

N°	X
1	1.494
2	1.203
3	0.837
4	1.529
5	1.737
6	1.701
7	1.246
8	1.485
9	1.22
10	3.0
11	1.35
12	2.074
13	3.685
14	1.081

Caudal de diseño: m³/s
 Período de retorno (T): años
 Probabilidad (P): %
 Q=(T) | T=(Q) | P(Q<q) | P(Q>q)

Parámetros distribución Gamma 3 par:
 Momentos ordinarios:
 De posición (x0): 1.0046
 De forma (gamma): 0.4327
 De escala (beta): 2.6252
 Momentos lineales:
 De posición (x0): 0.8874
 De forma (gamma): 0.5496
 De escala (beta): 2.28

Tipo de ajuste:
 Parámetros ordinarios
 Momentos lineales

Nivel significación:
 0.20
 0.10
 0.05
 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Los parámetros: X₀, gamma y B calculada por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la distribución gamma de 3 parámetros

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	0.4163	0.0179	0.0000	0.0000	0.0179
2	0.837	0.0357	0.0000	0.0000	0.0357
3	0.85	0.0536	0.0000	0.0000	0.0536
4	0.8757	0.0714	0.0000	0.0000	0.0714
5	0.915	0.0893	0.0000	0.0000	0.0893
6	0.919	0.1071	0.0000	0.0000	0.1071
7	0.961	0.1250	0.0000	0.0000	0.1250
8	0.971	0.1429	0.0000	0.0000	0.1429

Archivos y resultados:
 Crear | Accesar | Excel | Reporte

Calculador | Graficar | Limpiar | Imprimir | Menú Principal

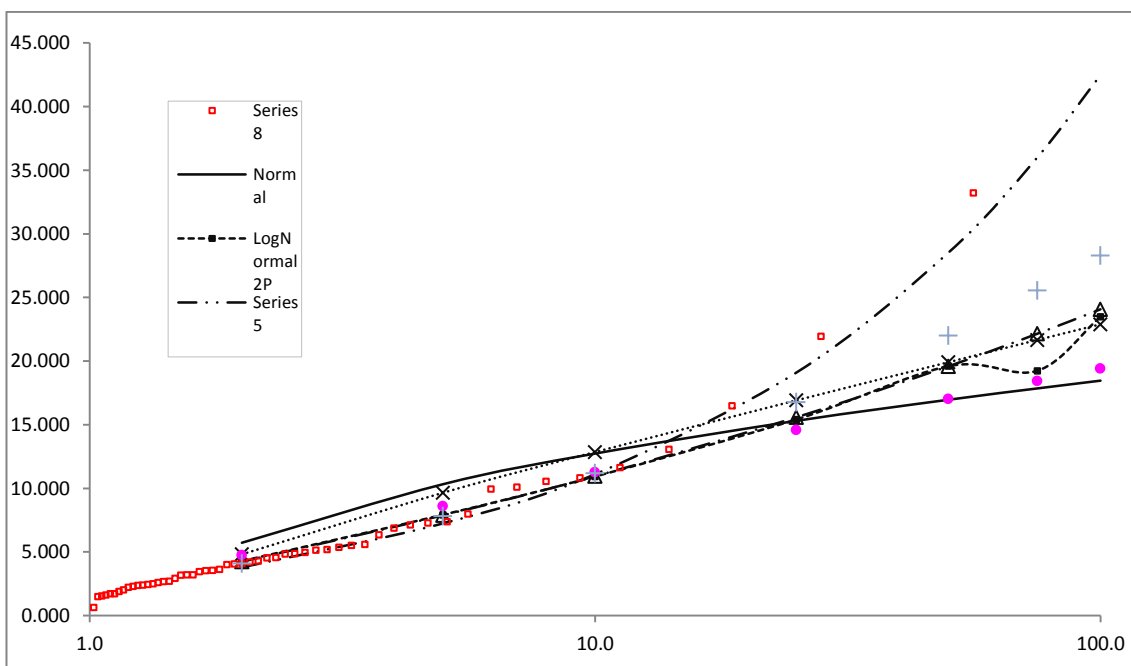
REPORTE DEL MODELO INDICANDO QUE PARA ESTA DISTRIBUCION GAMMA DE 3 PARAMETROS LOS DATOS DE LA SERIE HISTORICA NO SE AJUSTAN A LA DISTRIBUCION.

12:29 p.m. 28/05/2015

ANEXO-08

CAUDALES MAXIMOS CON MODELOS DE DISTRIBUCION PARA DIFERENTES Tr - CUENCA CAPLINA

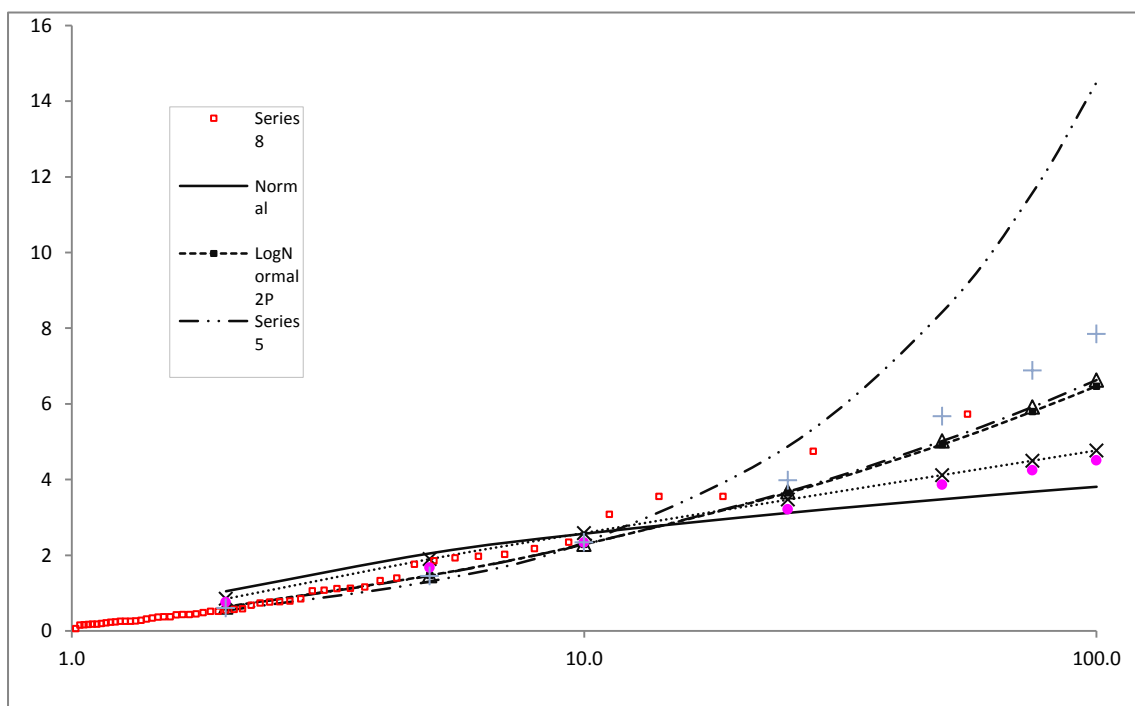
Período de Retorno (T)	P	Distribución Normal	Distribución Log Normal 2 parámetros	Distribución Log Normal 3 parámetros	Gamman 2 parámetros	Gamman 3 parámetros	Log-Pearson tipo III	Gumbel	Log Gumbel
2.0	0.500	5.7	4.3	4.2	4.7		4.1	4.8	3.8
5.0	0.200	10.3	7.9	7.9	8.6		7.8	9.7	7.2
10.0	0.100	12.7	10.9	11.0	11.3		11.2	12.9	11.1
25.0	0.040	15.3	15.4	15.6	14.6		16.8	16.9	19.1
50.0	0.020	17.0	19.6	19.6	17.0		22.0	19.9	28.5
75.0	0.013	17.9	19.2	22.2	18.4		25.5	21.7	36.0
100.0	0.010	18.5	23.5	24.1	19.4		28.3	22.9	42.5
200.0	0.005	19.8	28.2	29.1	21.8		35.8	25.9	63.2
500.0	0.002	21.5	35.2	36.6	24.8		47.9	29.8	106.7
1000.0	0.001	22.6	41.1	42.9	27.0		58.8	32.8	158.5



ANEXO-09

CAUDALES MAXIMOS CON MODELOS DE DISTRIBUCION PARA DIFERENTES T_r - CUENCA PALCA

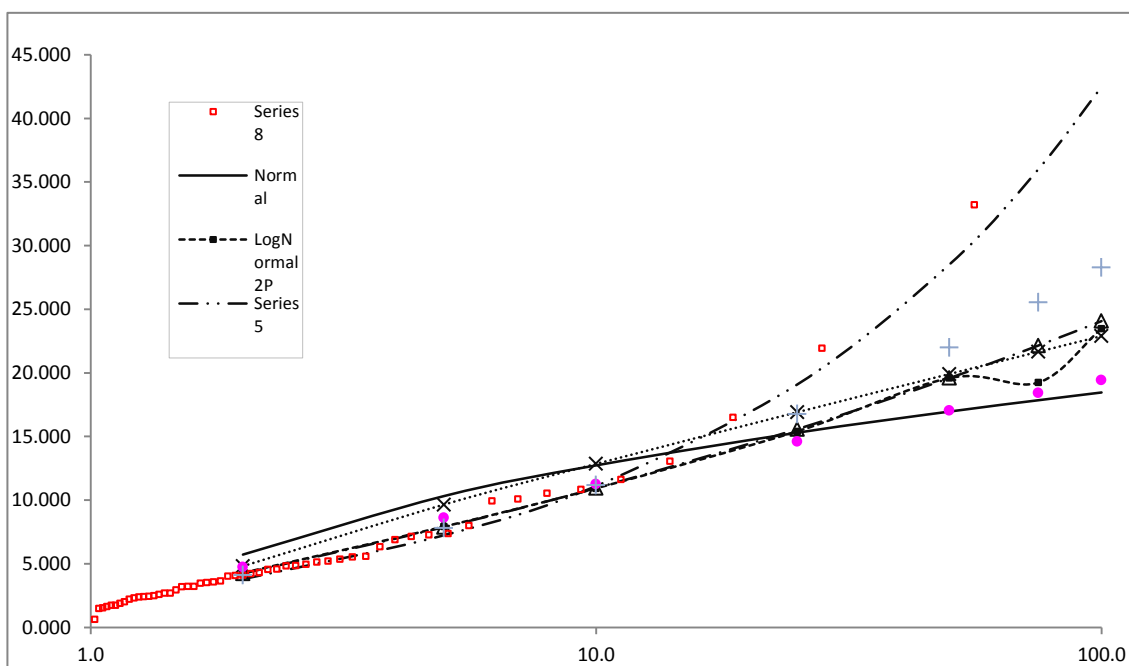
Período de Retorno (T)	P	Distribución Normal	Distribución Log Normal 2 parámetros	Distribución Log Normal 3 parámetros	Gamman 2 parámetros	Gamman 3 parámetros	Log-Pearson tipo III	Gumbel	Log Gumbel
2.0	0.500	1.05	0.64	0.63	0.76		0.61	0.85	0.54
5.0	0.200	2.05	1.47	1.46	1.67		1.45	1.90	1.31
10.0	0.100	2.57	2.29	2.29	2.33		2.34	2.59	2.34
25.0	0.040	3.12	3.65	3.68	3.21		3.98	3.47	4.88
50.0	0.020	3.48	4.93	5.02	3.86		5.67	4.12	8.43
75.0	0.013	3.68	5.80	5.92	4.24		6.88	4.50	11.58
100.0	0.010	3.81	6.47	6.63	4.51		7.85	4.77	14.50
200.0	0.005	4.10	8.30	8.55	5.16		10.61	5.41	24.89
500.0	0.002	4.46	11.21	11.65	6.00		15.39	6.26	50.76
1000.0	0.001	4.71	13.85	14.46	6.63		19.99	6.90	86.99



ANEXO-10

CAUDALES MAXIMOS CON MODELOS DE DISTRIBUCION PARA DIFERENTES Tr - CUENCA VILAVILANI YUNGANE

Período de Retorno (T)	P	Distribución Normal	Distribución Log Normal 2 parámetros	Distribución Log Normal 3 parámetros	Gamman 2 parámetros	Gamman 3 parámetros	Log-Pearson tipo III	Gumbel	Log Gumbel
2.0	0.500	2.38	1.90	1.64	2.06		1.74	2.07	1.72
5.0	0.200	4.00	3.23	3.07	3.49		3.10	3.77	3.00
10.0	0.100	4.85	4.27	4.61	4.44		4.42	4.89	4.33
25.0	0.040	5.75	5.73	7.42	5.62		6.72	6.32	6.89
50.0	0.020	6.34	6.93	10.24	6.48		9.02	7.37	9.73
75.0	0.013	6.65	7.68	12.23	6.97		10.65	7.37	11.89
100.0	0.010	6.86	8.23	13.80	7.31		11.95	8.42	13.70
200.0	0.005	7.34	9.63	18.22	8.13		15.65	9.47	19.27
500.0	0.002	7.92	11.65	25.63	9.17		22.02	10.84	30.23
1000.0	0.001	8.33	13.31	32.63	9.94		28.19	11.89	42.47



**IMÁGENES SATELITALES CON ZONAS
DE INUNDACIÓN PARA DIFERENTES
PERÍODOS DE RETORNO**

VISTA SATELITAL CON SUPERPOSICIÓN DE CAUDAL PARA Tr= 10 AÑOS



VISTA SATELITAL CON SUPERPOSICIÓN DE CAUDAL PARA Tr= 25 AÑOS



VISTA SATELITAL CON SUPERPOSICIÓN DE CAUDAL PARA Tr= 50 AÑOS



VISTA SATELITAL CON SUPERPOSICIÓN DE CAUDAL PARA Tr= 75 AÑOS



VISTA SATELITAL CON SUPERPOSICIÓN DE CAUDAL PARA Tr= 100 AÑOS



VISTA SATELITAL CON SUPERPOSICIÓN DE CAUDAL PARA Tr= 200 AÑOS



VISTA SATELITAL CON SUPERPOSICIÓN DE CAUDAL PARA Tr= 500 AÑOS



VISTA SATELITAL CON SUPERPOSICIÓN DE CAUDAL PARA Tr= 1000 AÑOS

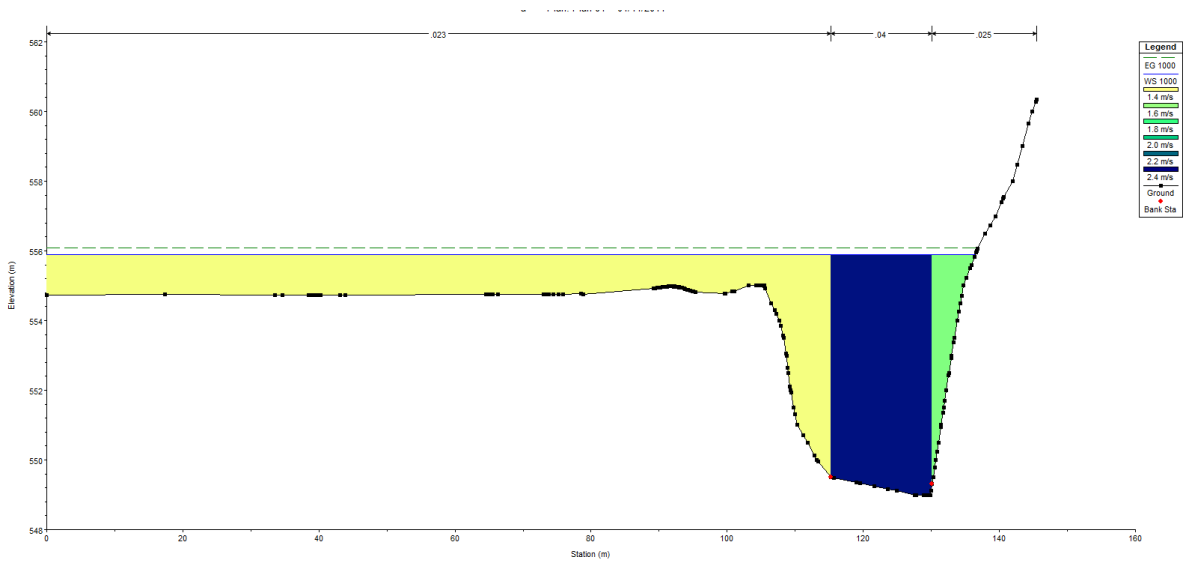


SECCIONES HIDRÁULICAS DEL CAUCE

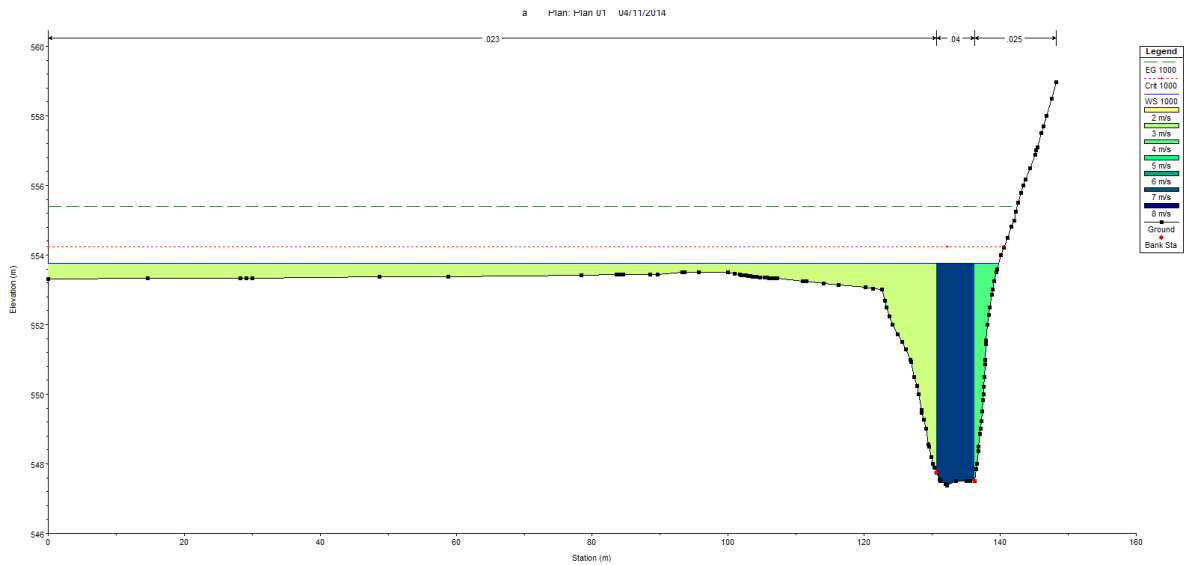
SECCIONES CON INUNDACIÓN

A. PARA PERÍODO DE RETORNO DE 1000 AÑOS:

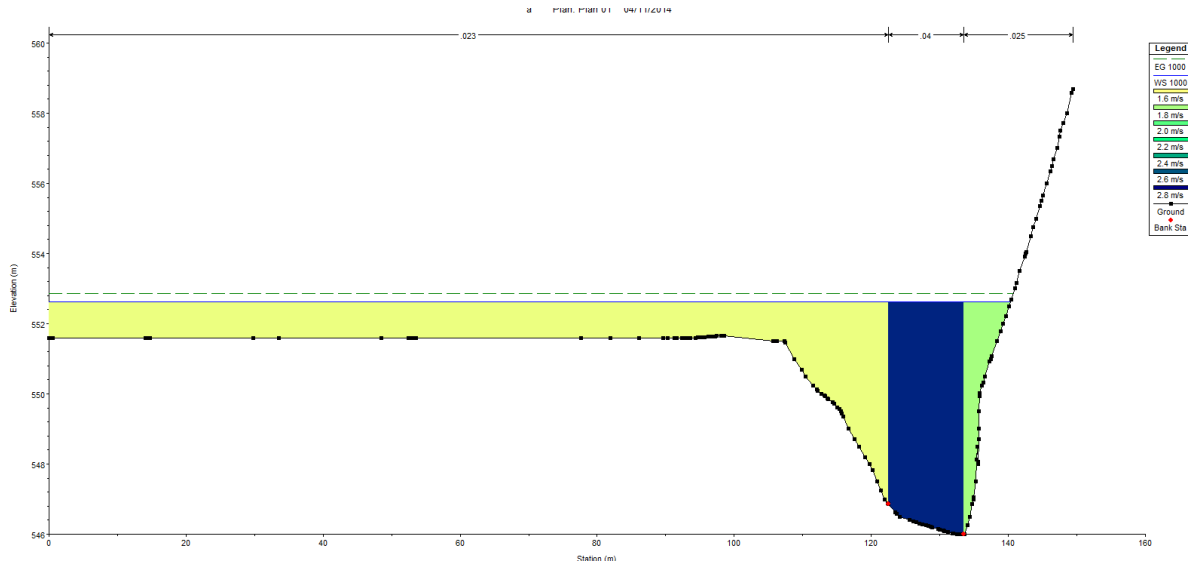
➤ Progresiva 0+160 :



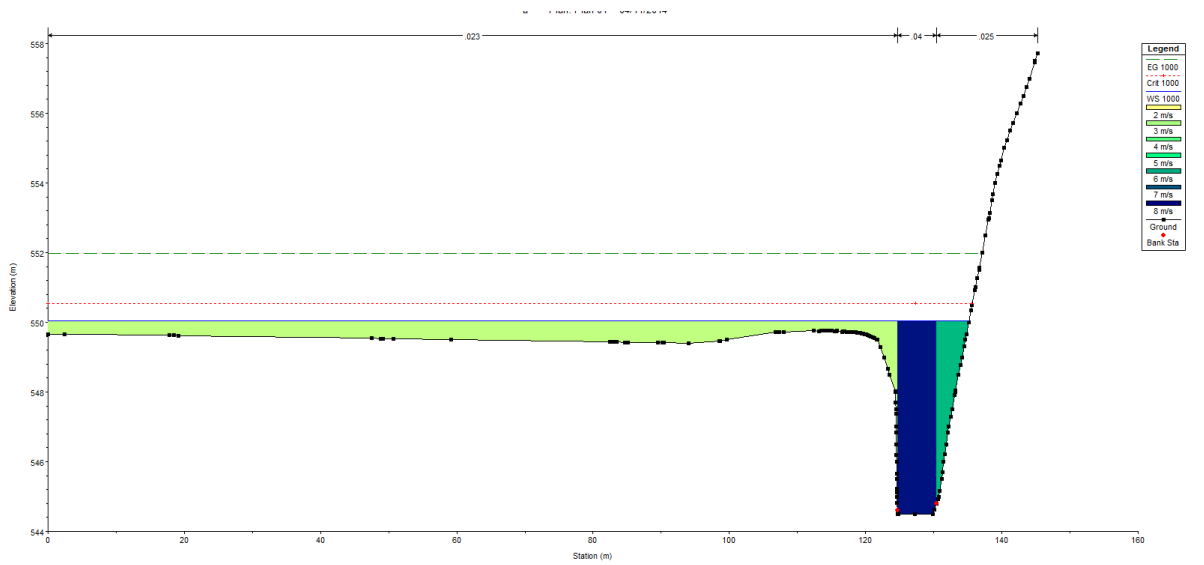
➤ Progresiva 0+210 :



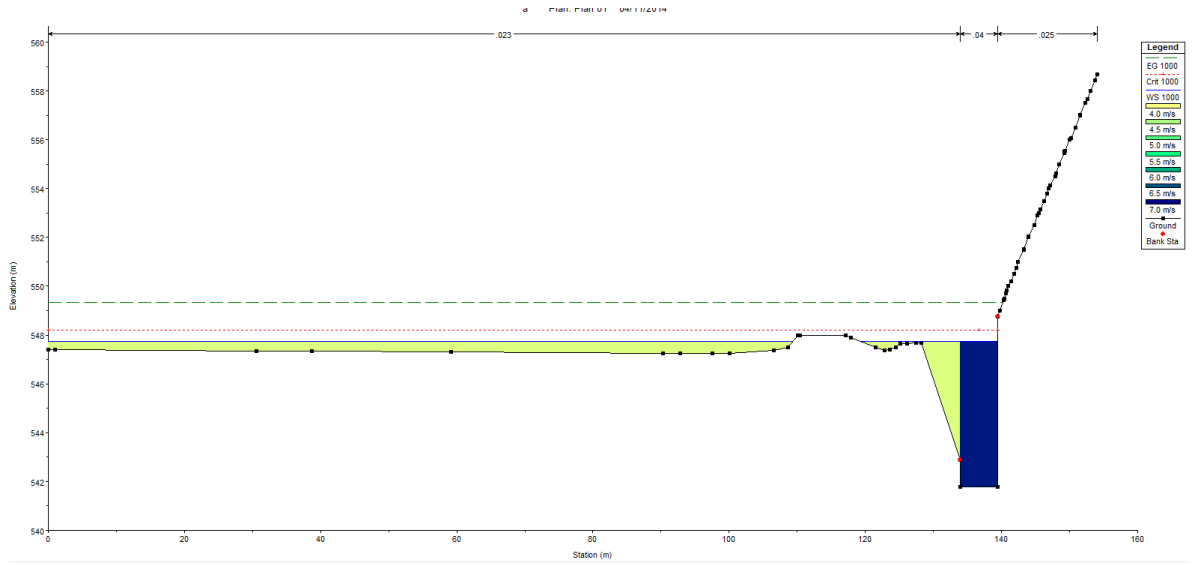
➤ **Progresiva 0+270 :**



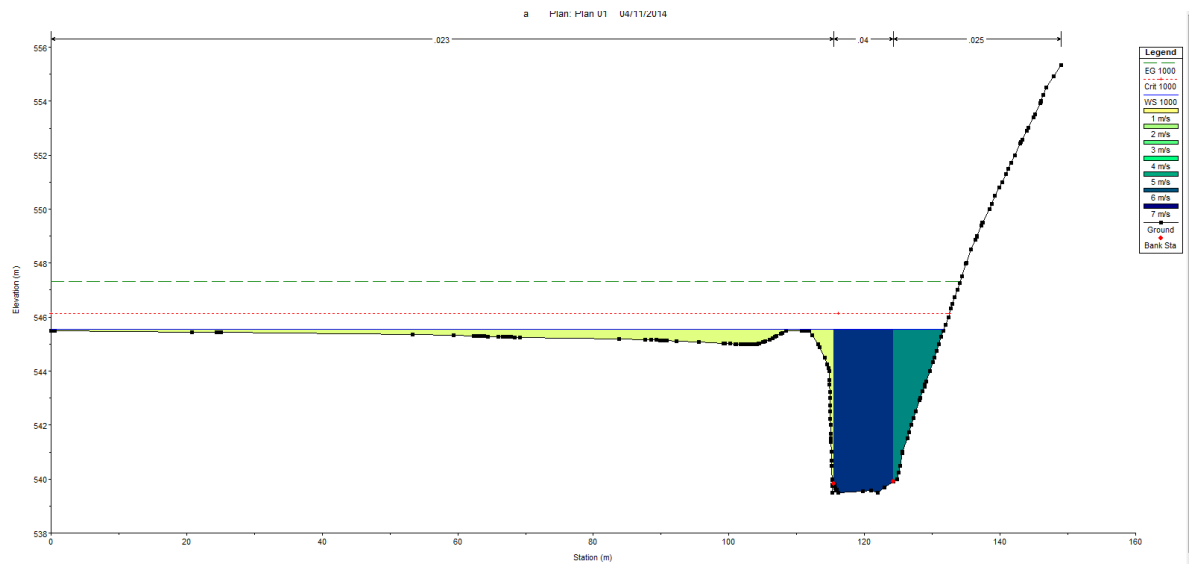
➤ **Progresiva 0+340 :**



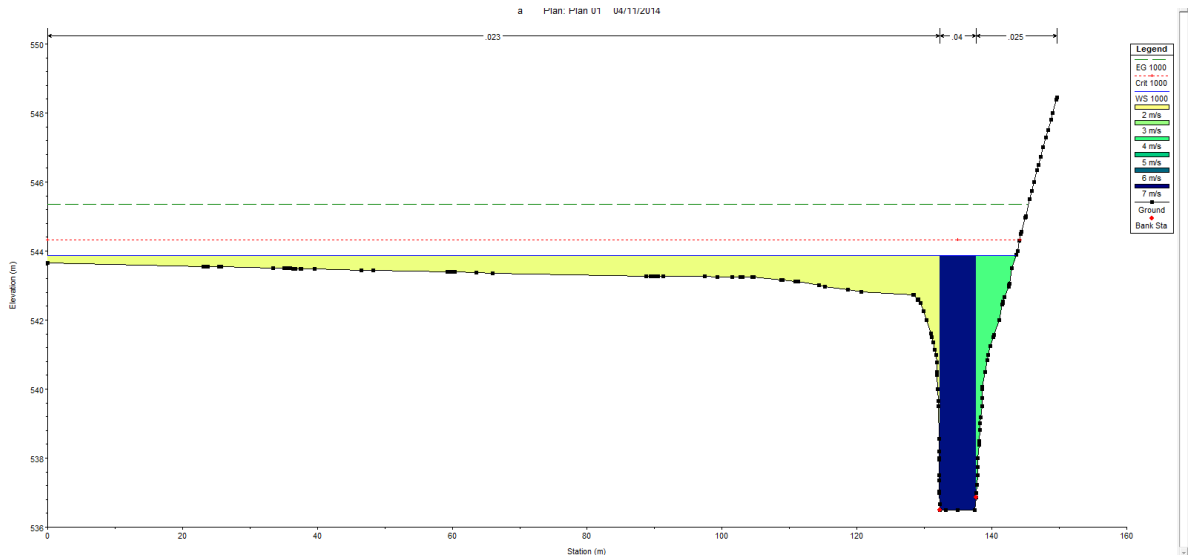
➤ **Progresiva 0+440 :**



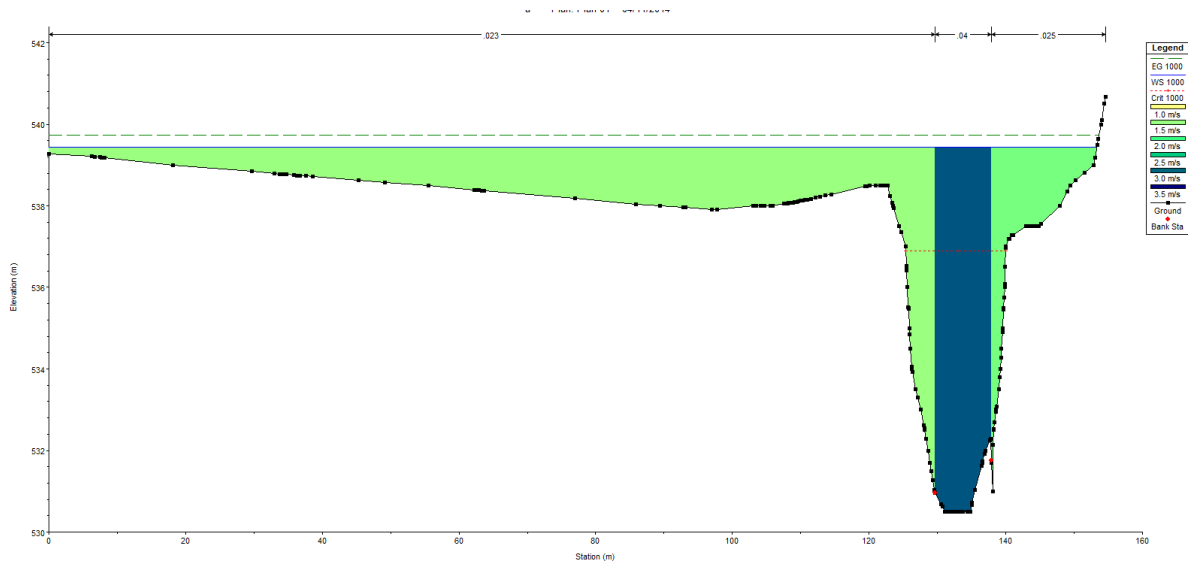
➤ **Progresiva 0+520 :**



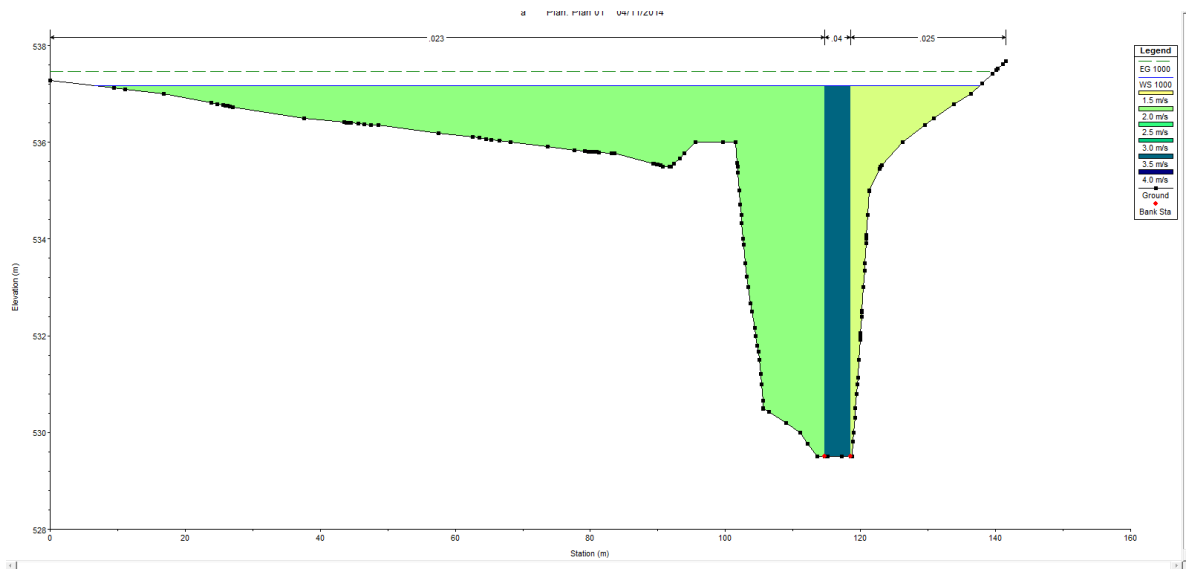
➤ **Progresiva 0+620 :**



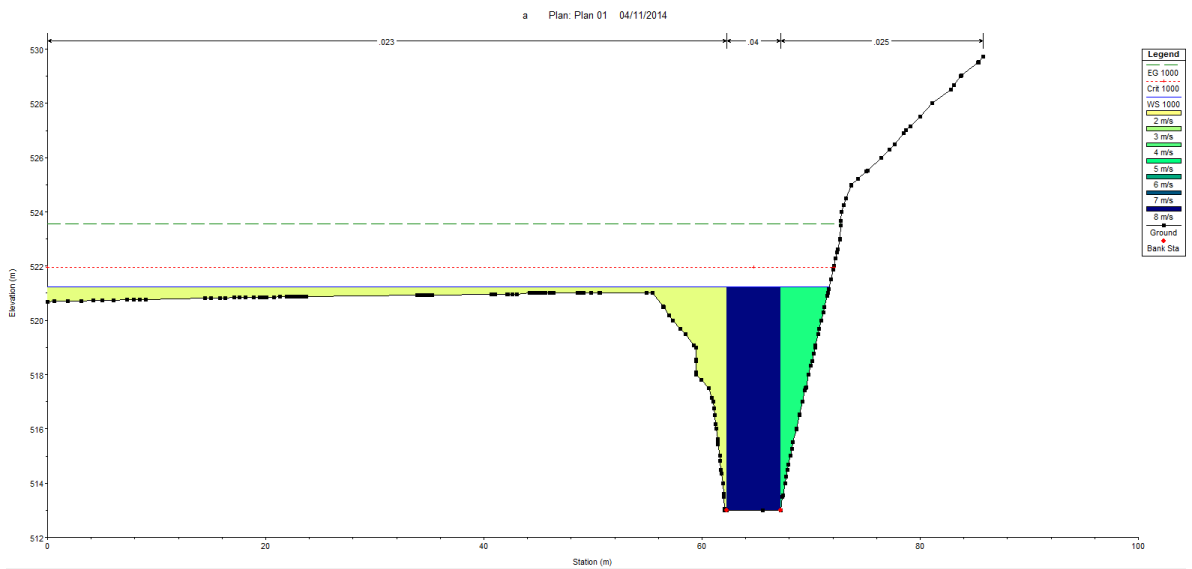
➤ **Progresiva 0+800 :**



➤ **Progresiva 0+860 :**

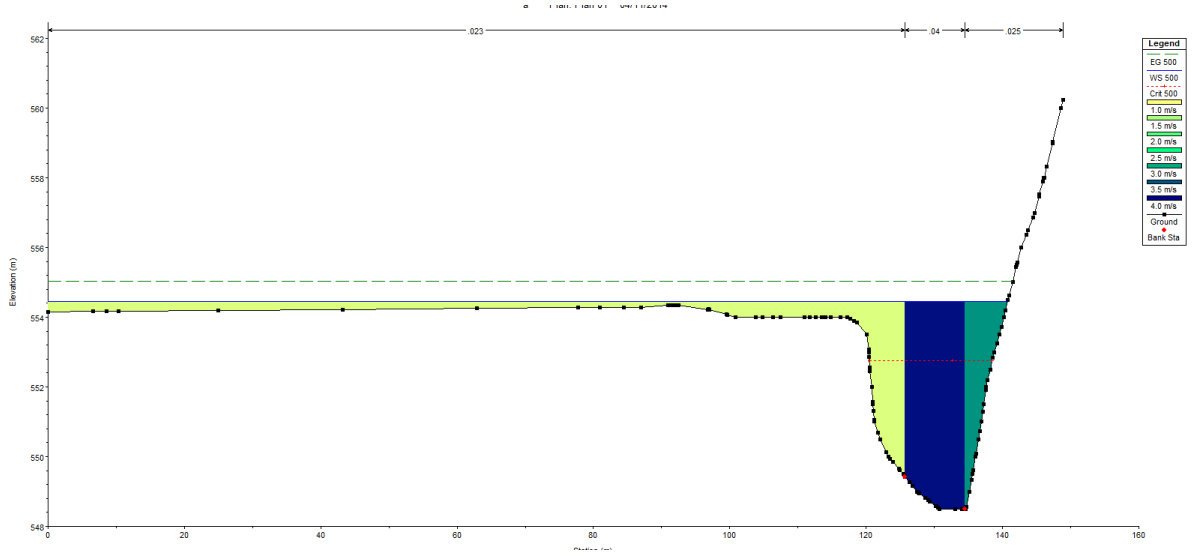


➤ **Progresiva 1+360 :**

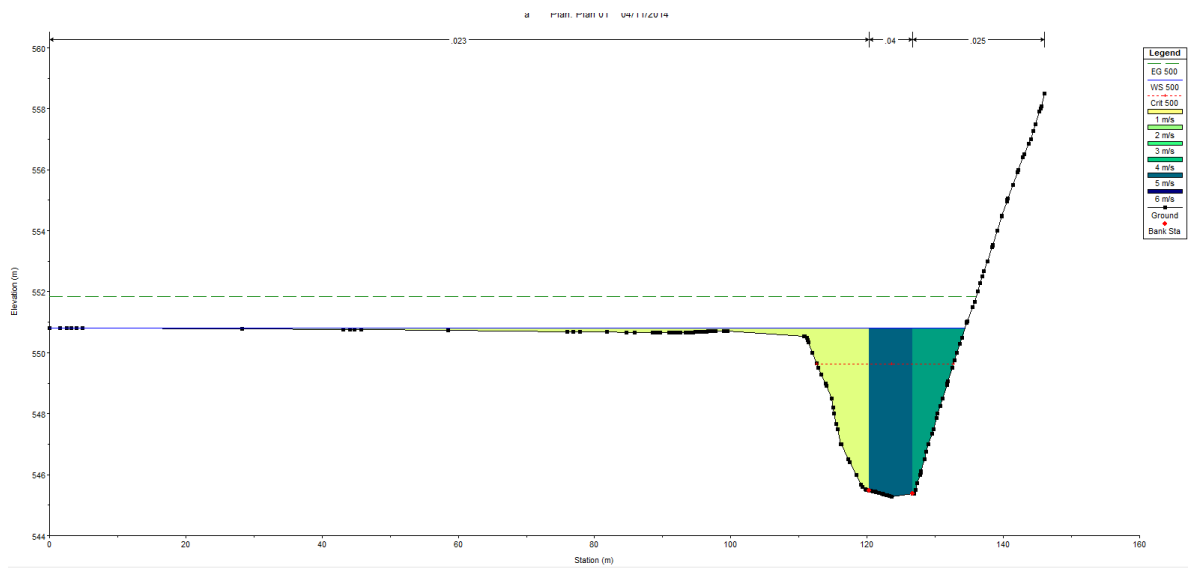


A. PARA PERÍODO DE RETORNO DE 500 AÑOS:

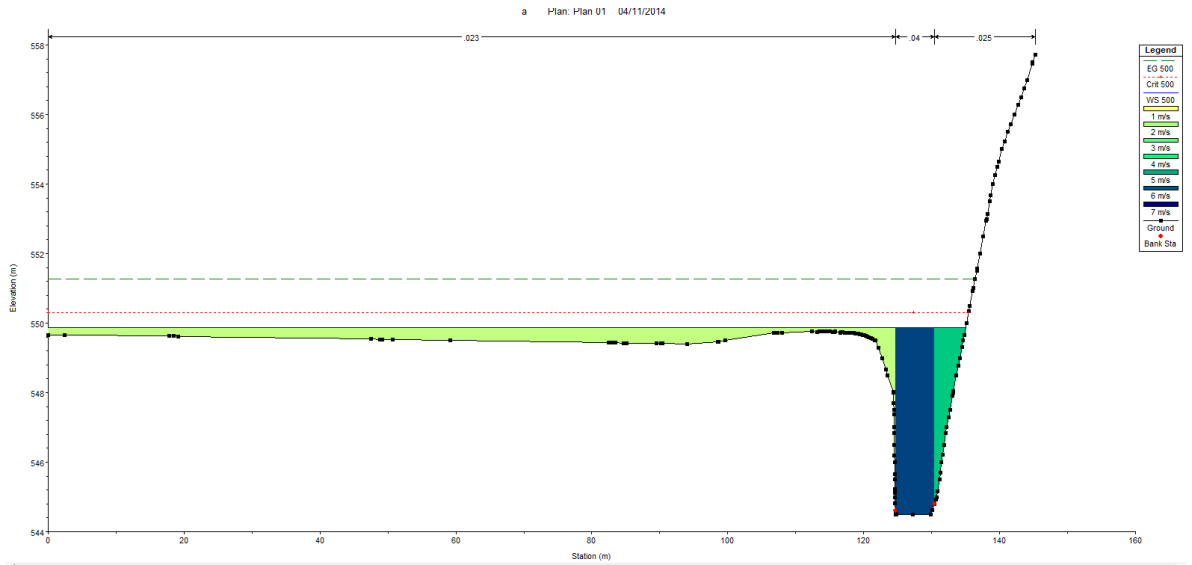
➤ **Progresiva 0+180 :**



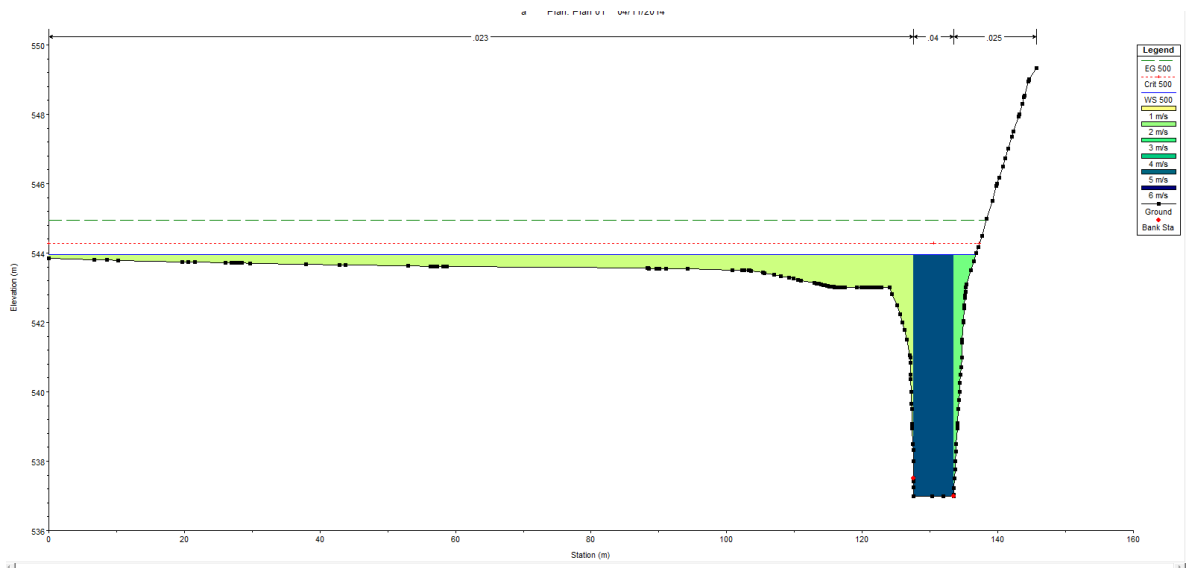
➤ **Progresiva 0+300 :**



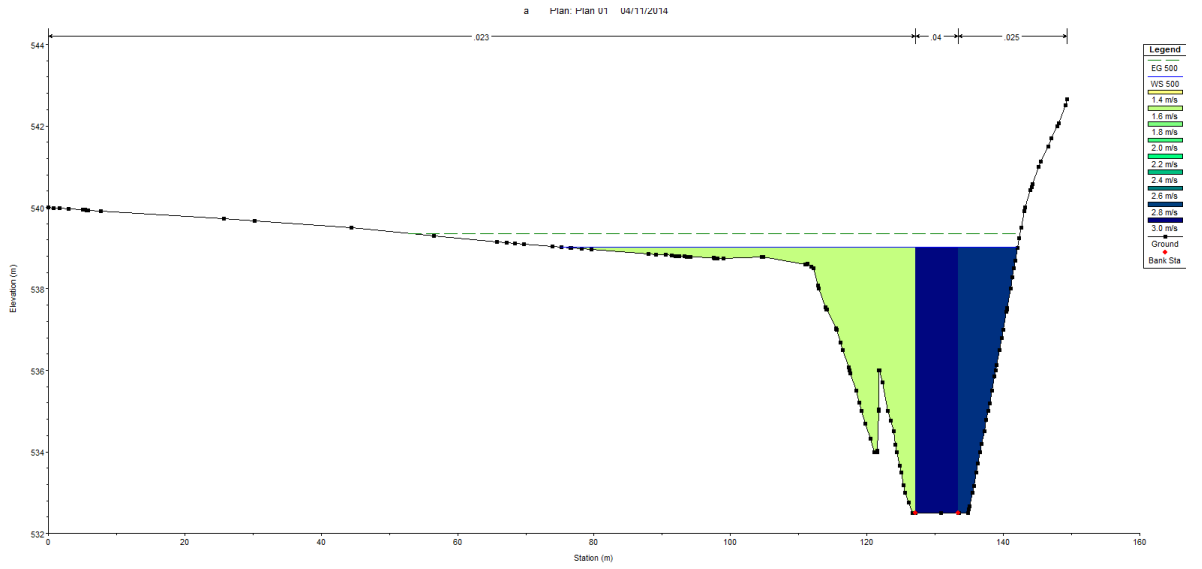
➤ **Progresiva 0+340 :**



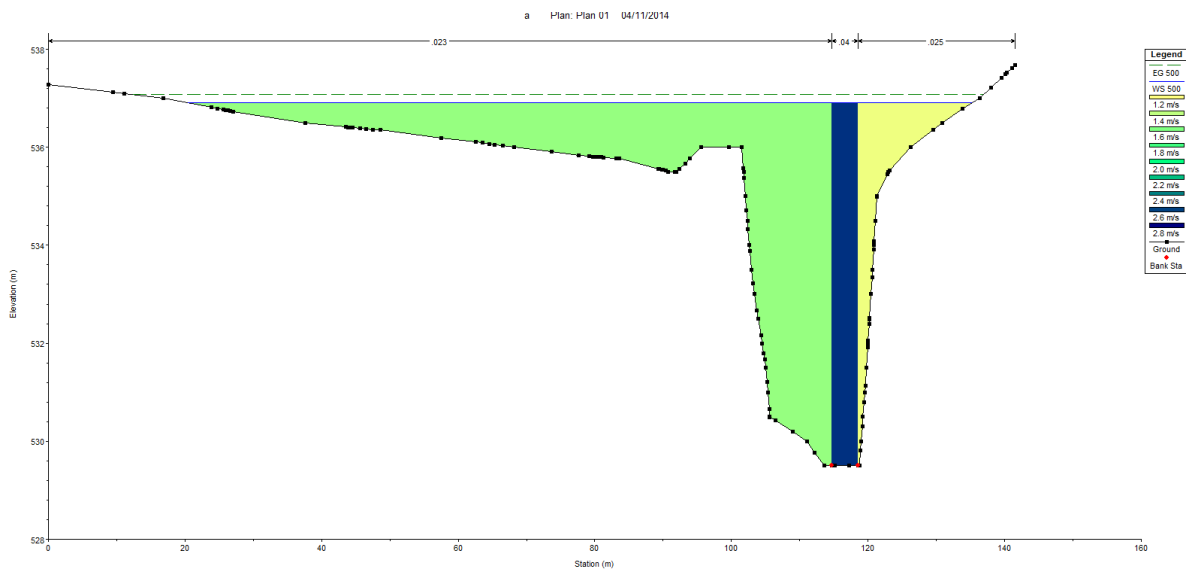
➤ **Progresiva 0+610:**



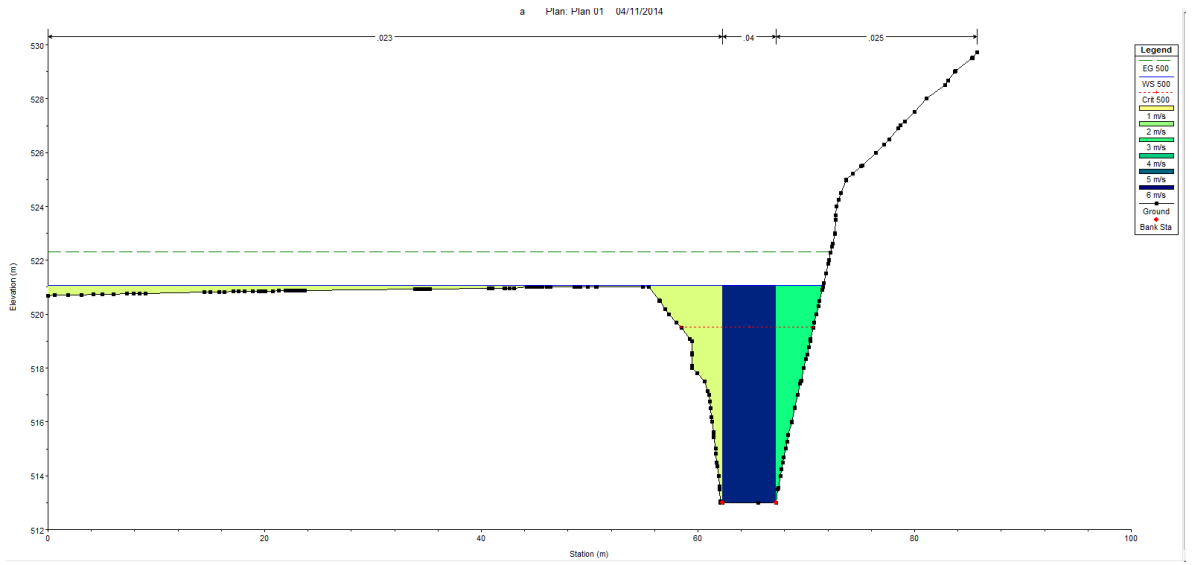
➤ **Progresiva 0+770:**



➤ **Progresiva 0+860:**

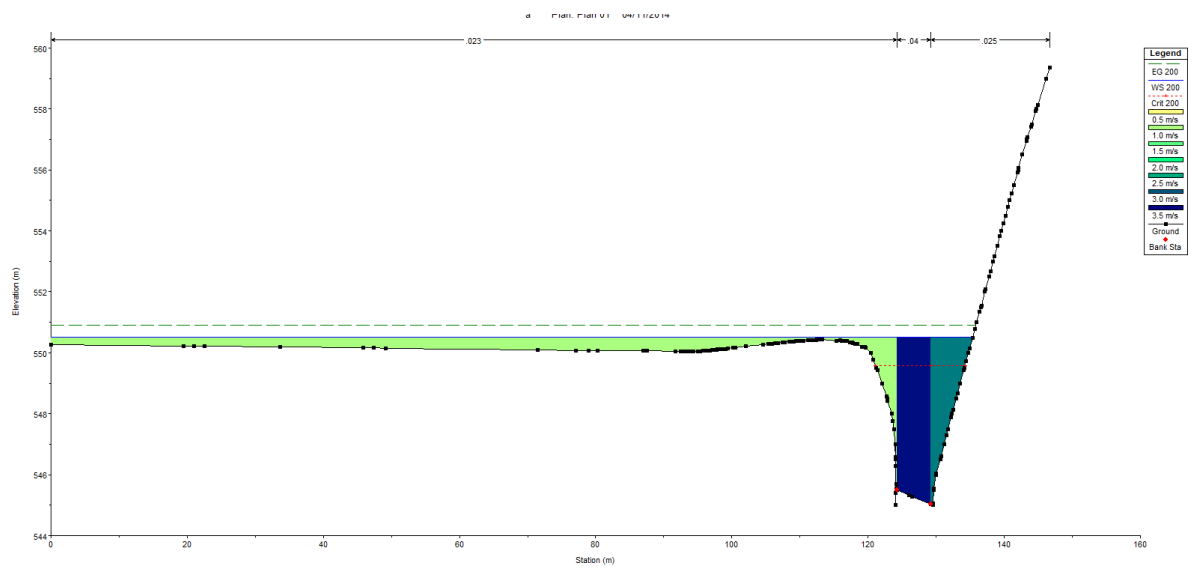


➤ Progresiva 1+360:

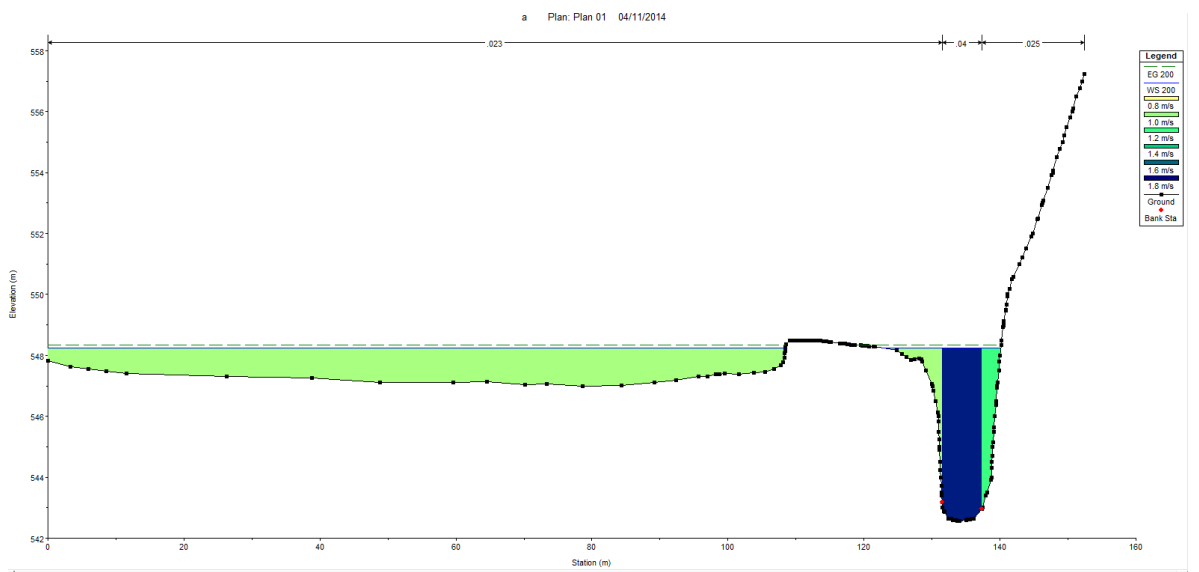


A. PARA PERÍODO DE RETORNO DE 200 AÑOS:

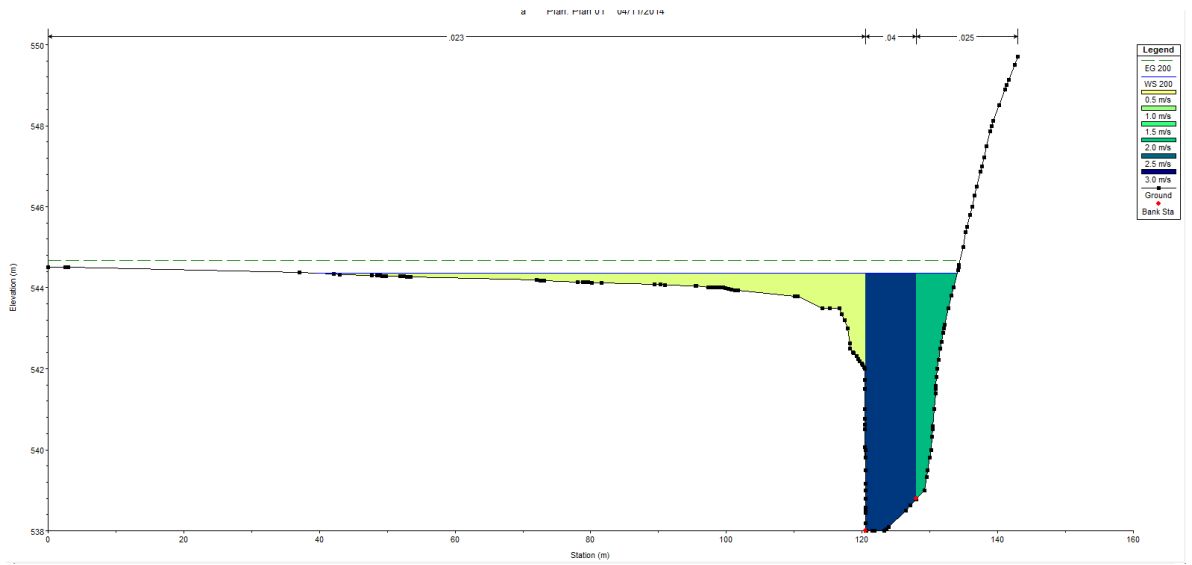
➤ Progresiva 0+320:



➤ Progresiva 0+420:

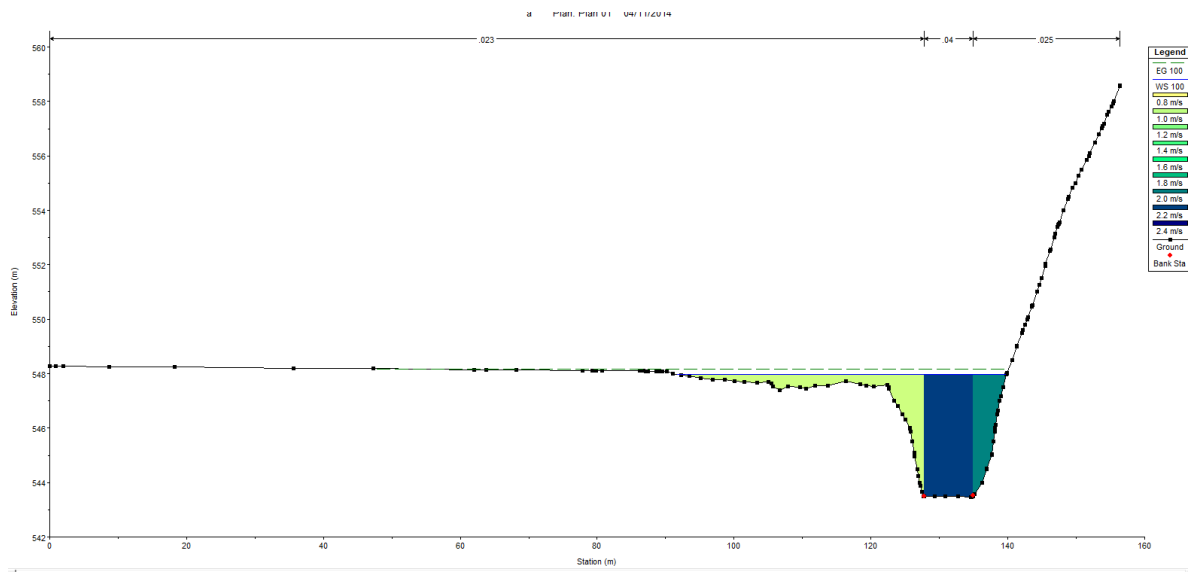


➤ **Progresiva 0+580:**

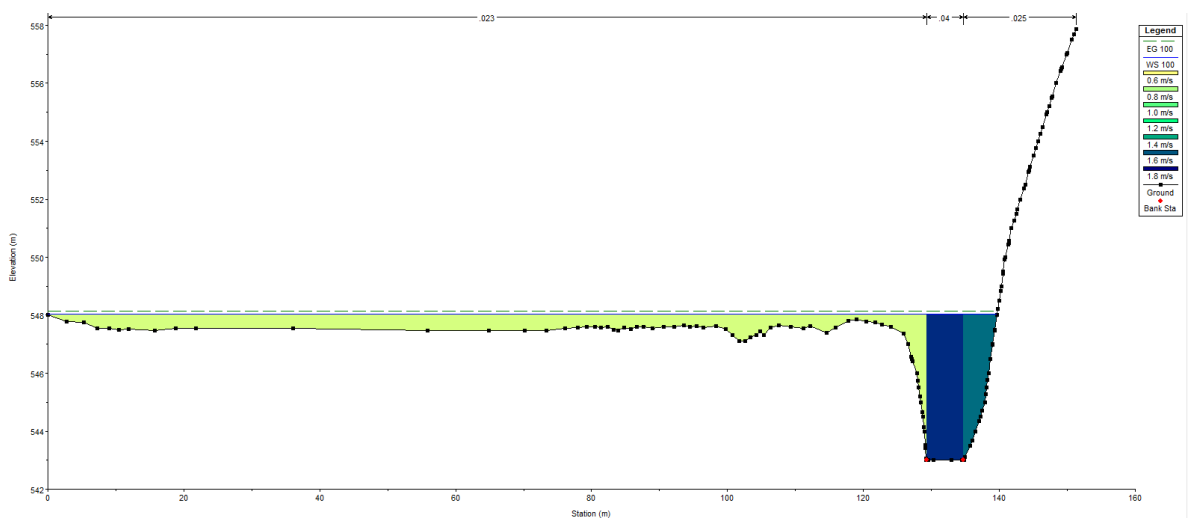


A. PARA PERÍODO DE RETORNO DE 100 AÑOS:

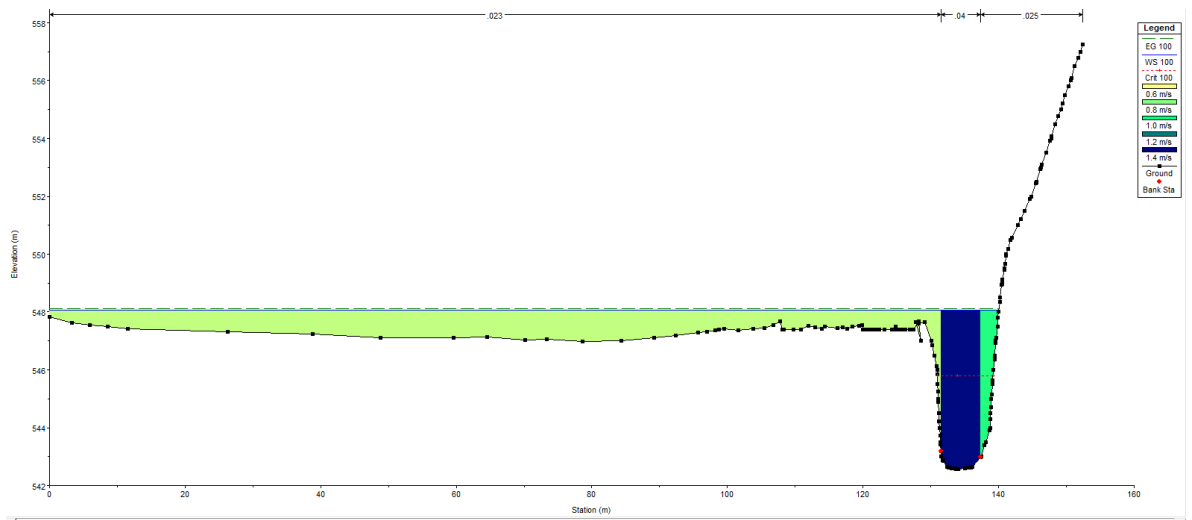
➤ Progresiva 0+400:

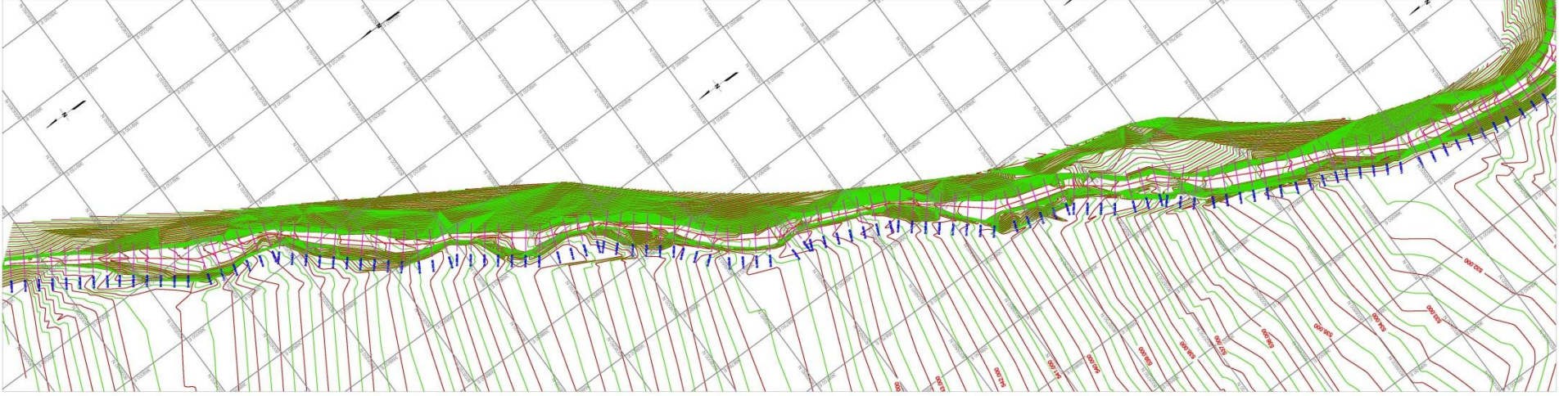


➤ Progresiva 0+410:

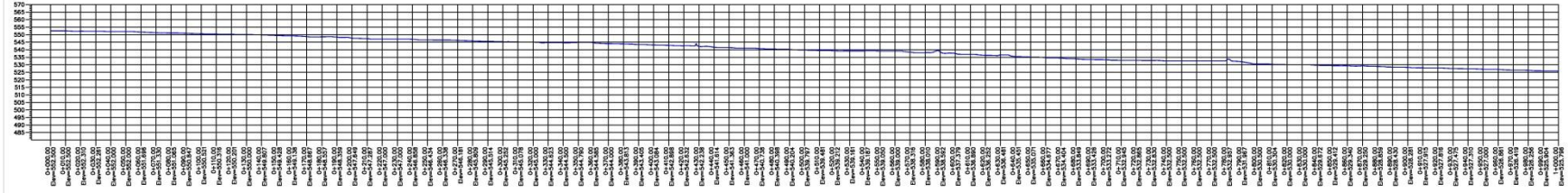


➤ **Progresiva 0+420:**

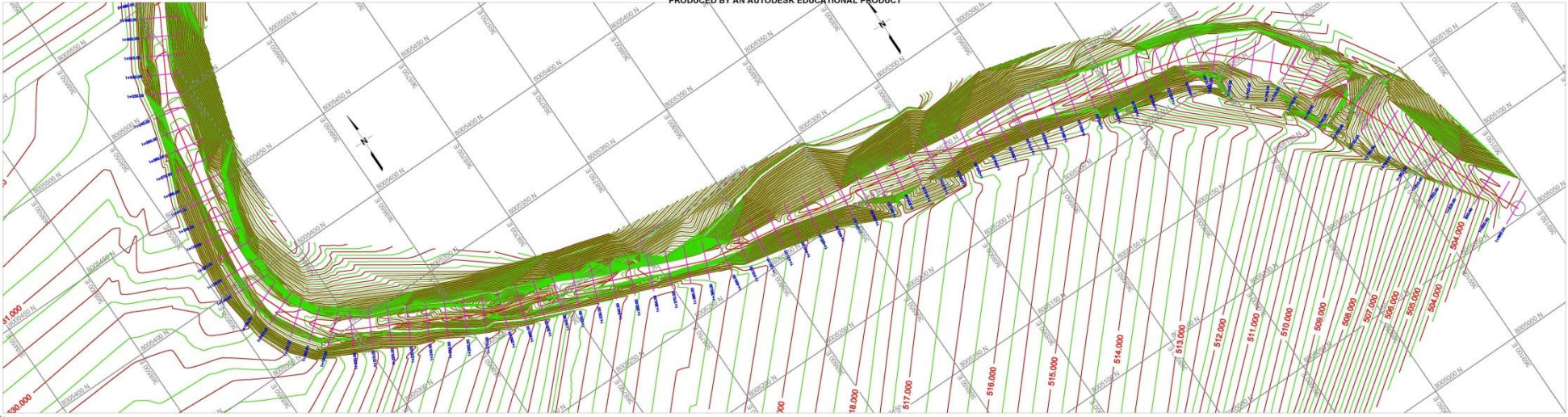




PERFIL LONGITUDINAL RIO SECO TRAMO: 0+000 - 1+000

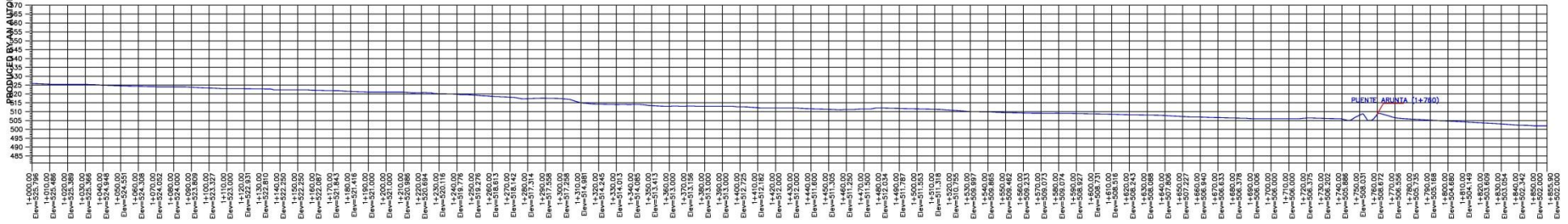


UNIVERSIDAD NACIONAL JOSÉ GARCÍA ORCHAMÁN		0000
ESCUELA DE POST GRADO		
ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD MEDIANTE MOVILAMIENTO HORIZONAL DEL CAUCE DEL RÍO SECO DEL CONDOMINIO DE LA CIUDAD DE TACNA		
PLANO TOPOGRAFICO Km 0+000 al 1+000		
ELABORADO POR: TACNA, GAL	FECHA: JUNIO 2018	



PERFIL LONGITUDINAL RIO SECO

TRAMO: 1+000 - 1+855



PERFIL 1
 ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
 ESCALA VERTICAL 1 : 1000

UNIVERSIDAD NACIONAL JOSÉ BENEGUI GICHMAN		PT-02
SECCIÓN DE PUERTO GRANDE		
ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD MEDIANTE MODELAMIENTO HIDRODINÁMICO DEL CAUCE DEL RÍO SECO DEL CONDO SUR DE LA CIUDAD DE TACNA		
PLANO 1 TOPOGRÁFICO Km 1+000 al 1+855		
ELABORADO POR: TACNA DAL	REVISADO POR: HERRERA	FECHA: 2 JUNIO 2018

ZONA DE ESTUDIO



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROCHMANN				JARRA
ESCUELA DE POST GRADO				
ANALISIS DE VULNERABILIDAD MEDIANTE MODELAMIENTO HIDRODINAMICO DEL CAUCE DEL RIO SECO DEL CONO SUR DE LA CIUDAD DE TACNA				
PLANO : CATASTRAL ZONA DE ESTUDIO				
DEPART.: TACNA	PROV.: TACNA GAL.	DISTR.: ING° FELIX FRISANCHO C.	Elaborado:	Escala: INDICADA
			Fecha:	JUNO-2015

PC-01