

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN  
CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS,  
GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LA  
BOCATOMA EN LA MINICENTRAL  
HIDROELÉCTRICA DE ACOBAMBA -  
HUANCAVELICA

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

BACH. JIMMI RAÚL GUINEA PÉREZ

ASESOR:

Msc. ING. CRISTIAN CASTRO PÉREZ - UNSCH


AYACUCHO - PERÚ

2019

“OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA EN LA  
MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA DE ACOBAMBA – HUANCVELICA”.

APROBACIÓN DE LA BORRADORA DE TESIS: 06 DE JUNIO DEL 2018

APROBACIÓN DE SUSTENTACIÓN: 13 DE SEPTIEMBRE DEL 2018



-----  
Dr. JAIME A. HUAMAN MONTES  
(Presidente)



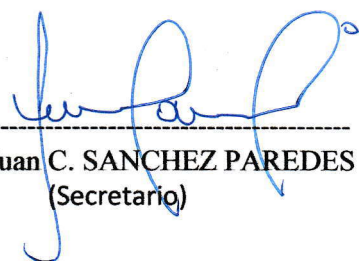
-----  
Msc. Ing. JAIME L. BENDEZU PRADO  
(Miembro)



-----  
Msc. Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ  
(Miembro)




-----  
Msc. Ing. ANGEL H. VILCHEZ PEÑA  
(Miembro)




-----  
Arq. Juan C. SANCHEZ PAREDES  
(Secretario)

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 13 de septiembre del 2018, en la sustentación de tesis presentada por el bachiller en ciencias de la ingeniería civil: **JIMMI RAÚL GUINEA PÉREZ**, con la tesis titulada: “**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA EN LA MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA DE ACOBAMBA – HUANCAVELICA**”, fue calificada con la nota de DIECISEIS (16), Por lo que se le da la respectiva APROBACION.



---

Dr. JAIME A. HUAMAN MONTES  
(Presidente)



---

Msc. Ing. JAIME L. BENDEZU PRADO  
(Miembro)




---

Msc. Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ  
(Miembro)



---

Msc. Ing. ANGEL H. VILCHEZ PEÑA  
(Miembro)



---

Arq. Juan C. SANCHEZ PAREDES  
(Secretario)



**UNIVERSIDAD  
NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL  
DE HUAMANGA**

*Real, Pontificia y Nacional  
1677*

*A DIOS quien me ha demostrado tantas veces su existencia, brindándome su infinita gracia.*

*A mis padres Raúl y Lucinda ejemplos de superación y dedicación*

*A mi esposa Melissa y mi hijo Nicolás, quienes son mis pilares fundamentales que me dan fortaleza y alegría día a día en mi sendero.*

*A mis hermanos Sandro, Omar, Vanessa y Jorge, por sus consejos y alientos para seguir adelante en este proyecto trazado.*

# AGRADECIMIENTOS

---

- ☞ A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, mi alma máter y sus profesionales como docentes Ingenieros y trabajadores administrativos de la facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil, especialmente a la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por contribuir y ser parte de mi formación académica profesional, durante mi vida universitaria.
- ☞ Al Msc. Ing. Cristian Castro Pérez, mi asesor por su apoyo, orientación y enseñanza; brindándome la motivación de querer investigar.
- ☞ Al Msc. Ing. Jaime Bendezú Prado, por su entusiasmo, dinamismo y sobre todo empeño en las clases académicas.
- ☞ Al Msc. Ing. Ángel Hugo Vílchez Peña, como Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por haberme brindado todo el apoyo para poder seguir con el proyecto emprendido.
- ☞ Al Dr. Ing. Francisco Coronado del Águila por la orientación brindada con la presente tesis y por permitirme conocerlo como persona
- ☞ A la empresa consultora I&S ingenieros S.R.L por acogerme en sus ambientes.
- ☞ A mis amigos y compañeros de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga y otros que contribuyeron en el desarrollo de este trabajo.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
AYACUCHO, OCTUBRE DEL 2018

*Jimmi Raúl Guinea Pérez*

# ÍNDICE GENERAL

---

	<i>Página</i>
<b>Portada</b>	<b>I</b>
<b>Dedicatoria</b>	<b>I</b>
<b>Agradecimientos</b>	<b>II</b>
<b>Índice General</b>	<b>III</b>
<b>Lista de Figuras</b>	<b>VI</b>
<b>Lista de Tablas</b>	<b>IX</b>
<b>Resumen</b>	<b>X</b>
<b>Introducción</b>	<b>XI</b>
<b>1. Generalidades</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes bibliográficos . . . . .	1
1.1.1. Antecedentes a nivel local . . . . .	1
1.1.2. Antecedentes a nivel nacional . . . . .	2
1.2. Descripción de la realidad problemática . . . . .	2
1.3. Formulación del problema . . . . .	3
1.3.1. Problema principal . . . . .	3
1.3.2. Problemas secundarios . . . . .	3
1.4. Justificación e importancia de la investigación . . . . .	4
1.4.1. Justificación . . . . .	4
1.4.2. Importancia . . . . .	4
1.5. Objetivos . . . . .	4
1.5.1. Objetivo General . . . . .	4
1.5.2. Objetivos Específicos . . . . .	4
1.6. Hipótesis . . . . .	5
1.6.1. Hipótesis Global . . . . .	5
1.6.2. Subhipótesis . . . . .	5
1.7. Limitaciones . . . . .	6
1.8. Variables e indicadores . . . . .	6

1.9. Unidad de análisis . . . . .	6
1.10. Tipo de Investigación . . . . .	7
1.10.1. Nivel de investigación . . . . .	7
1.11. Plan de Trabajo . . . . .	7
1.12. Fuentes de información . . . . .	7
1.13. Instrumentos utilizados . . . . .	7
1.14. Recolección de datos . . . . .	8
1.15. Procesamiento de datos . . . . .	8
<b>2. Marco Referencial</b>	<b>9</b>
2.1. Marco Conceptual . . . . .	9
2.1.1. Investigación operativa y optimización . . . . .	9
2.1.2. Investigación operativa y optimización . . . . .	10
2.1.3. Bocatomas en régimen Subcrítico . . . . .	12
2.1.4. Bocatomas en régimen supercrítico . . . . .	14
2.1.5. Componentes y Dimensionamiento de una Bocatoma Mixta . . . . .	17
2.1.6. Concreto y materiales de alta resistencia para bocatomas . . . . .	19
2.1.7. Estudio de Hidráulica Fluvial en Bocatomas . . . . .	21
2.1.8. Las fallas establecidas en bocatomas . . . . .	24
2.1.8.1. Primer caso Bocatoma Chavimochic . . . . .	25
2.1.8.2. Segundo caso Bocatoma Quiroz . . . . .	30
2.2. Marco Teórico . . . . .	34
2.2.1. Avance de las investigaciones hasta la actualidad . . . . .	34
2.3. Marco Normativo . . . . .	36
<b>3. Materiales y Metodología</b>	<b>38</b>
3.1. Optimización del diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba . . . . .	38
3.1.1. Estudio hidrológico de la bocatoma Urubamba . . . . .	38
3.1.1.1. Análisis de la Cuenca . . . . .	38
3.1.2. Análisis y tratamiento de la información meteorológica e hidrométrica . . . . .	50
3.1.2.1. Análisis de consistencia de la información pluviométrica . . . . .	56
3.1.2.2. Completación y extensión de la información pluviométrica . . . . .	62
3.1.2.3. Oferta Hídrica . . . . .	63
3.1.2.4. Modelo Determinístico - Estocástico de Lutz Scholz . . . . .	64
3.1.2.5. Ingreso de datos . . . . .	71
3.1.2.6. Simulación . . . . .	72
3.1.3. Estudio hidráulico de la bocatoma Urubamba . . . . .	80
3.1.3.1. La ubicación correcta de la Bocatoma . . . . .	84



3.1.3.2.	Alineación de la bocatoma . . . . .	85
3.1.3.3.	Aforamiento en la ubicación de la bocatoma . . . . .	85
3.1.3.4.	Dimensionamiento de las partes de la bocatoma urubamba	87
3.1.4.	Medidas de mitigación de la bocatoma Urubamba . . . . .	94
3.1.4.1.	Medidas preventivas y de mitigación . . . . .	94
3.1.5.	Desarrollo de la optimización en la bocatoma Urubamba . . . . .	96
3.1.5.1.	Introducción . . . . .	96
3.1.5.2.	El primer caso con un barraje móvil con un ancho de solera de 4m. . . . .	97
3.1.5.3.	El segundo caso con un barraje móvil con un ancho de solera de 12m. . . . .	98
<b>4.</b>	<b>Análisis de Resultados</b>	<b>100</b>
4.1.	Análisis de falla en la bocatoma Chavimochic . . . . .	100
4.2.	Análisis de falla en la bocatoma Quiroz . . . . .	100
4.3.	Estudio hidrológico de la bocatoma Urubamba . . . . .	101
4.4.	Estudio hidráulico de la bocatoma Urubamba . . . . .	102
4.5.	Medidas de mitigación en la bocatoma Urubamba . . . . .	102
4.6.	Optimización en la bocatoma urubamba . . . . .	103
	<b>Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>104</b>
	Conclusiones . . . . .	104
	Recomendaciones . . . . .	104
	Temas afines por investigar . . . . .	104
<b>A.</b>	<b>Apéndice A</b>	<b>109</b>
<b>B.</b>	<b>Apéndice B</b>	<b>115</b>
<b>C.</b>	<b>Planos</b>	<b>120</b>

# LISTA DE FIGURAS

---

2.1. Bocatoma con barraje Móvil(C.H.Machupicchu) . . . . .	13
2.2. Bocatoma con barraje mixto(Chavimochic) . . . . .	14
2.3. Captación tipo partidior(Bocatoma san Ramón) . . . . .	15
2.4. Captación con cambio de régimen(Bocatoma Tutti) . . . . .	16
2.5. Captación de Fondo . . . . .	17
2.6. Ubicación Política . . . . .	25
2.7. Ubicación de la bocatoma Chavimochic . . . . .	26
2.8. Componentes de la bocatoma chavimochic en planta de 1992 . . . . .	27
2.9. Erosión local en el pilar 02 . . . . .	28
2.10. Perfil de 45 grados frente al pilar 02 . . . . .	29
2.11. Perfil hidrodinámico colocado en prototipo . . . . .	30
2.12. Bocatoma Quiroz . . . . .	31
2.13. Fallas en la Bocatoma Quiroz . . . . .	32
2.14. Funcionamiento de la Bocatoma antes de la falla . . . . .	33
2.15. Funcionamiento de la Bocatoma despues de la falla . . . . .	34
3.1. Ubicación Política . . . . .	39
3.2. Delimitación de la cuenca . . . . .	40
3.3. Procedimiento para hallar curva hipsometrica - Cuenca Urubamba . . . . .	44
3.4. Gráfica de la curva hipsometrica - Cuenca Urubamba . . . . .	45
3.5. Alturas características - Cuenca Urubamba . . . . .	46
3.6. Determinación del Tiempo de concentración (Tc) en la cuenca Urubamba . . . . .	49
3.7. Registro de estaciones meteorológicas . . . . .	50
3.8. Ubicación de estaciones meteorológicas . . . . .	51
3.9. Variación mensual multianual de la temperatura que influencia el comportamiento en la cuenca de estudio . . . . .	52
3.10. Variación mensual multianual de la Humedad relativa que influencia el comportamiento en la cuenca de estudio . . . . .	53

*Lista de Figuras*

3.11. Variación mensual multianual de la Evaporación que influencia el comportamiento en la cuenca de estudio . . . . .	55
3.12. Variación mensual multianual de la precipitación que influencia el comportamiento en la cuenca de estudio . . . . .	56
3.13. Evapotranspiración Potencial en la cuenca Urubamba . . . . .	56
3.14. Gráfica de caja, Precipitación total multianual (mm) . . . . .	59
3.15. Gráfica de caja, Precipitación total mensual multianual (mm) . . . . .	61
3.16. Registro de precipitación anual completada y extendida (mm) . . . . .	63
3.17. Evapotranspiración potencial . . . . .	67
3.18. Cálculo de la evapotranspiración potencial . . . . .	68
3.19. Caudal promedio generado - Cuenca Urubamba . . . . .	72
3.20. Cálculo de regresión triple . . . . .	73
3.21. Registro de precipitación mensual (mm) PE II - Estación generada . . . . .	74
3.22. Generación de caudal mensual (m3/s) . . . . .	75
3.23. Curva de persistencia . . . . .	75
3.24. Número de curva cuenca Urubamba . . . . .	77
3.25. Número de curva cuenca Urubamba . . . . .	78
3.26. Precipitación (Max 24Hrs) - Periodos de retorno . . . . .	79
3.27. Periodos de retorno para diferentes años . . . . .	79
3.28. Batimetría con estación total y prismas . . . . .	81
3.29. Excavación y selección de piedras en la orilla del río en un área de 1mx1m .	83
3.30. Datos de la sección 30 . . . . .	86
3.31. Datos de la sección 29 . . . . .	86
3.32. Modelamiento hidráulico con HEC RAS . . . . .	94
3.33. En esta figura el tirante y es Max Clh Dpth(m) =7.02m . . . . .	94
3.34. Caudal versus ancho de solera en el barraje móvil . . . . .	97
3.35. Resultado gráfico del programa TORA . . . . .	99
A.1. Ubicación del proyecto . . . . .	109
A.2. Grafica de caja precipitación total mensual multianual (mm) . . . . .	110
A.3. Variación mensual multianual de la evaporación potencial de la cuenca Urubamba . . . . .	110
A.4. Precipitación anual completada y extendida de las 6 estaciones pluviométricas	111

*Lista de Figuras*

A.5. Registro de precipitación total mensual multianual . . . . .	111
A.6. Variación mensual multianual de la precipitación (1990-2014) . . . . .	112
A.7. Numero de curva de la tabla . . . . .	112
A.8. Calculo de la evaporación potencial . . . . .	113
A.9. Determinación de caudales mensuales . . . . .	114
B.1. En el eje de la bocatoma Urubamba . . . . .	115
B.2. Tomando datos en el eje de la bocatoma Urubamba . . . . .	116
B.3. Medición de seccionamiento del río Urubamba . . . . .	116
B.4. Realizando el levantamiento topográfico en sus afluentes del río Urubamba .	117
B.5. Realizando una calicata en el eje de la bocatoma Urubamba . . . . .	117
B.6. Batimetría del río Urubamba con estación total y prismas . . . . .	118
B.7. Unión del río Pariahuanca y Jarapa que da nacimiento al río Urubamba . .	118
B.8. Medición del diámetro de rocas del interior del río Urubamba . . . . .	119
B.9. Modelación con el Programa HEC RAS . . . . .	119

# LISTA DE TABLAS

---

1.1. Variables e indicadores . . . . .	6
--	---

# RESUMEN

---

El objetivo principal de la presente investigación consistió en optimizar el diseño hidráulico de la bocatoma mixta buscando la maximización de la longitud del ancho de solera del barraje móvil usando la programación lineal y específicamente el programa TORA, la aplicación práctica se realiza en el departamento de Huancavelica, provincia de Acobamba y distrito de Anta en el río Urubamba. Se realiza la optimización a partir de dos modelos de bocatomas con el barraje móvil de diferente ancho de solera y tras la investigación demostramos que con un ancho de solera de 12 metros se puede minimizar costos debido a que se necesita menos concreto para su construcción y mejora la eficiencia del barraje móvil ya que del análisis de falla de bocatomas si el barraje móvil no puede evacuar el caudal de crecidas de dos años de periodo de retorno en un tiempo mínimo la bocatoma queda inservible o con reparaciones de gran magnitud, debido al mal funcionamiento del barraje móvil.

**PALABRAS CLAVES:** Bocatoma mixta, barraje fijo, barraje móvil.

## Abstract

The main objective of the present investigation was to optimize the hydraulic design of the mixed intake, seeking to maximize the length of the width of the floor of the mobile bar using linear programming and specifically the TORA program, the practical application is carried out in the department of Huancavelica , province of Acobamba and Anta district on the Urubamba river. The optimization is carried out from two models of intakes with the mobile barrage of different width of hearth and after the investigation we showed that with a width of hearth of 12 meters can be minimized costs because less concrete is needed for its construction and improvement the efficiency of the mobile bus and that of the analysis of failure of intakes if the mobile bus can not evacuate the flow of floods of two years of return period in a minimum time the intake is unusable or with repairs of great magnitude, due to the malfunction of the mobile bus

**KEY WORDS:** Mixed intake, fixed bus, mobile bus.

# INTRODUCCIÓN

---

Las bocatomas son estructuras de captación de agua que descarga un río o que se encuentran embalsadas en un reservorio , con fines de entregarla a poblaciones, riego, centrales hidroeléctricas u otros usos, en nuestro caso nos abocaremos a captaciones de ríos o captaciones superficiales. (Coronado,2014)

El diseño de bocatomas es siempre difícil y tenemos que recurrir tanto a métodos analíticos como a la investigación en modelos hidráulicos y esto se complica más habiendo tantas fallas en nuestro país y no teniendo una metodología adecuada de diseño de bocatomas por el régimen que sustenta el río y siendo esta una estructura clave ya que si esta falla las demás estructuras dejaran de funcionar y quedaran inservibles, en consecuencia tanto el diseño como la construcción, la operación y el mantenimiento de una bocatoma debe ofrecer el máximo de seguridad.

En el diseño óptimo de bocatomas intervienen todas las ramas de la ingeniería civil ya que optimizar esta estructura es minimizar costos en el material utilizado a la vez se tiene que maximizar la eficiencia de sus componentes hidráulicos para no afectar la seguridad hidráulica para que pueda funcionar de una manera correcta cuando se presente una avenida de diseño.

se presenta el desarrollo de la tesis, la cual inicia con un análisis de falla en las bocatomas en el Perú, dos casos muy estudiados como son la bocatoma Quiroz y la bocatoma Chavimochic, en segundo lugar se hace un estudio hidrológico para nuestro diseño de la bocatoma Urubamba, en tercer lugar se desarrolla el diseño hidráulico y cómo podemos llegar a la optimización de la bocatoma Urubamba y como último tema dejamos las medidas de mitigación que garanticen la duración de la bocatoma en el tiempo.

El desarrollo de la estructura de la presente investigación está organizado de la siguiente manera:

- ☞ **Capítulo 1 – Generalidades:** Contiene los antecedentes bibliográficos, descripción de la realidad problemática, formulación del problema, justificación e importancia de la investigación, objetivos, hipótesis, variables e indicadores, tipo y nivel de investigación, periodo de análisis, fuentes de información e instrumentos utilizados, técnicas de recolección.
- ☞ **Capítulo 2 – Marco Referencial:** Se describe la revisión de la literatura, que ha incluido la revisión e inclusión de aspectos teóricos y trabajos realizados con

anterioridad relacionados al tema de investigación. Aborda el estudio de causas de falla en la bocatoma Chavimochic y Quiroz. El cual nos deja muchas lecciones para posteriormente corregir y afinar los cálculos en el diseño hidráulico.

- ☞ **Capítulo 3 – Desarrollo del trabajo de tesis:** Aborda integralmente los diferentes métodos y técnicas que se realizaron para obtener el diseño hidrológico del río Urubamba. También aborda los cálculos hidráulicos de la bocatoma tipo mixta del río Urubamba y por último las medidas de mitigación que garanticen la permanencia de la bocatoma Urubamba durante las crecidas.
- ☞ **Capítulo 4 – Análisis y resultado de la investigación:** Aborda resultados y discusiones del análisis de falla, estudio hidrológico, estudio hidráulico y medidas de mitigación de la bocatoma Urubamba que se realizaron para obtener los resultados.
- ☞ **Conclusiones y recomendaciones:** Aborda las conclusiones y recomendaciones de los resultados que se obtuvieron del capítulo 04.
- ☞ **Referencias bibliográficas:** Se presenta información de los materiales consultados, citados durante el desarrollo de la tesis.
- ☞ **Anexos:** Contiene los resultados gráficos, tabulares documentados y los planos.



*“El futuro tiene muchos nombres. Para los débiles es lo inalcanzable. Para los temerosos, lo desconocido. Para los valientes es la oportunidad”*

— *Víctor Hugo*

Capítulo

1

## GENERALIDADES

### 1.1 Antecedentes bibliográficos

En la actualidad existe poca literatura sobre causas de falla en bocatomas. En Latinoamérica y en Perú tenemos ríos de gran pendiente, régimen irregular de descargas y transporte sólido intenso el cual es difícil de manejar con simples fórmulas por tanto se dan problemas de falla en estas estructuras que pasamos a describir:

#### 1.1.1 Antecedentes a nivel local

**Estudio hidrológico y diseño hidráulico de obras de captación y conducción para la implementación de un nuevo sistema de riego en una tierra de cultivo para palta en el distrito de Luricocha de la provincia de Huanta, departamento de Ayacucho. (Tello,2016)**

Tello, (2016) Realizo la investigación: “ Estudio hidrológico y diseño hidráulico de obras de captación y conducción para la implementación de un nuevo sistema de riego en una tierra de cultivo para palta en el distrito de Luricocha de la provincia de Huanta, departamento de Ayacucho ”. En la “Universidad Peruana de Ciencias”. En esta tesis propone el diseño de una bocatoma considerando las disposiciones legales de la Autoridad Nacional del Agua (ANA), la cual ha proporcionado el manual de criterios de diseño de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos, sin embargo esta tesis aborda el diseño de una bocatoma sin considerar el número de Froude ni la pendiente del río que nos daría el tipo de régimen en el que se encuentra y que tipo de bocatoma colocar, debido a que nos falta difundir esta metodología de colocar el tipo de bocatoma de acuerdo al régimen del río. Ya que tampoco se encuentra en el (ANA).

### 1.1.2 Antecedentes a nivel nacional

---

#### **Optimización del diseño hidráulico del proyecto Miraflores utilizando el modelo numérico Telemac 2D. (Willis,2015)**

(Willis, 2015) Realizo la investigación: “ Optimización del diseño hidráulico del proyecto Miraflores utilizando el modelo numérico Telemac 2D ”. En la “ Universidad de Piura”. En la cual propone la modelación numérica bidimensional de la bocatoma Miraflores con la cual calcula muchas magnitudes como los cambios en el nivel de agua en cualquier punto en el modelo o en la descarga que fluye a lo largo del río, o una evaluación de las trayectorias, etc. Sin embargo en la tesis no se da importancia al régimen en el que se encuentra el río y que tipo de bocatoma se utilizara. Esto se debe a que una vez mas no existe una metodología adecuada que se pueda seguir.

En nuestro país tenemos muchas fallas de bocatomas pero tocaremos dos casos sonados que son la bocatoma Chavimochic en la Libertad y la bocatoma Quiroz en Piura que más adelante se tocaran las causas de falla en estas a detalle.

## **1.2 Descripción de la realidad problemática**

---

(Coronado,2014,p.221). Define las bocatomas son estructuras de captación de agua que descarga un río o que se encuentra embalsadas en un reservorio, con fines de entregarla a poblaciones, riego, centrales hidroeléctricas u otros usos.

Las bocatomas son estructuras claves en un proyecto, ya que si esta falla todas las demás estructuras hidráulicas dejaran de funcionar, sin embargo debido a que no existe un criterio claro acerca de qué tipo de bocatoma utilizar nos falta una metodología para el diseño hidráulico de bocatomas en ríos, limitándonos en el diseño hidráulico de bocatomas en ríos, esto es debido a que no existe mucha literatura a quien consultar y como prueba de ello es que existe un sin número de fallas de bocatomas en el Perú y el mundo debido a que existe limitaciones en estudiar causas de falla de bocatomas en nuestro país. Lo que nos motivó investigar y analizar las fallas en bocatomas y de acuerdo a esto proponer una metodología para el diseño de bocatomas de acuerdo al régimen del río.

Un punto importante para el diseño de bocatomas es el referido a las condiciones hidrológicas es decir los máximos caudales que pueden presentarse en el río. Estos valores máximos se definen a partir del estudio hidrológico, el cual sino se realizó adecuadamente, entonces existirá una distorsión en los resultados y el diseño hidráulico sera erróneo.

De la revisión de otras tesis y libros nos damos con la sorpresa que se ha tratado de resolver el diseño hidráulico de las bocatomas abordando diferentes criterios de diseño hidráulico. Sin embargo no están colocando la bocatoma adecuada para el régimen que sustenta ese río, debido a que se están utilizando libros antiguos de hidráulica el cual nos lleva a retroceder en los diseños hidráulicos, así tampoco nadie le presta importancia al análisis de fallas frecuentes en bocatomas o nadie se pregunta porque fallan tantas bocatomas en el Perú.

La falla de una bocatoma afecta a todo el proyecto que depende de ella, con los consiguientes gastos de reconstrucción o rehabilitación de la estructura hidráulica y los originados por la interrupción del servicio. Debido a que existen carencias de medidas de mitigación por parte del estado debido a que los mantenimientos de estas estructuras se deben realizar de manera regular ya que tienen consecuencias no solo económicas, sino sociales pues la falta de agua es mortal para el ser humano.

Las bocatomas deben cumplir con asegurar la derivación de un caudal, controlar el ingreso de sólidos de arrastre y transportados en suspensión, así como de cuerpos flotantes y controlar el gasto máximo que pueda ingresar. Cuando se construye una bocatoma en un río los problemas principales se originan por las limitaciones, distorsiones y carencias en el diseño hidráulico de esta que da como resultado que la bocatoma falle antes de su vida útil.

## **1.3** Formulación del problema

---

### **1.3.1** Problema principal

---

- ☞ ¿Limitaciones, distorsiones, deficiencias y carencias en la optimización del diseño hidráulico de la bocatoma urubamba en la Minicentral hidroeléctrica de Acobamba-Huancavelica. ?

### **1.3.2** Problemas secundarios

---

1. ¿Limitaciones en estudiar las causas de falla de bocatomas debido a que no existe una metodología adecuada de diseño hidráulico de bocatomas en ríos por el tipo de flujo que sustente el río?
2. ¿Distorsiones del estudio hidrológico de la cuenca de la bocatoma urubamba?
3. ¿Deficiencias en el diseño hidráulico de la bocatoma urubamba?
4. ¿Carencias de medidas de mitigación que garanticen la estabilidad y permanencia de la bocatoma urubamba ante la presencia de eventos extremos?

5. ¿Investigar la resistencia de los nuevos materiales y concretos que resistan los problemas frecuentes de las bocatomas como son la abrasión, cavitación e Impacto?

## **1.4** Justificación e importancia de la investigación

---

### **1.4.1** Justificación

---

Esta investigación es necesaria para los responsables de hacer el proyecto y ejecutores en bien del área de influencia del proyecto.

Es Conveniente para todo el país, porque contribuirá a encontrar la optimización de bocatomas y así disminuir su probabilidad de falla, beneficiando a una gran cantidad de peruanos.

Es asimismo conveniente para la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, dado que tiene como parte de sus fines la investigación científica y la extensión universitaria en beneficio del país.

### **1.4.2** Importancia

---

La bocatoma como parte de la agricultura, de la central hidroeléctrica, del abastecimiento de agua en un país constituye una base primordial para el desarrollo, lo cual es de gran importancia y fundamental para la actividad económica y calidad de vida, pues esta permite la captación de aguas superficiales de los ríos. Por lo que mantenerlos en óptimas condiciones es de vital importancia.

## **1.5** Objetivos

---

### **1.5.1** Objetivo General

---

- ☞ Realizar una optimización del diseño hidráulico de la bocatoma urubamba en la minicentral hidroeléctrica de Acobamba-Huancavelica.

### **1.5.2** Objetivos Específicos

---

1. Estudiar las causas de falla de bocatomas y proponer una metodología del tipo de bocatoma por el régimen que sustenta el río.
2. Presentar el diseño hidrológico de la cuenca de la bocatoma urubamba.

3. Presentar el diseño hidráulico de la bocatoma urubamba.
4. Proponer medidas de mitigación que garanticen la estabilidad y permanencia de las bocatomas ante la presencia de eventos extremos.
5. Determinar la resistencia de los nuevos materiales de construcción que resistan la abrasión, cavitación e Impacto.

## 1.6 Hipótesis

---

### 1.6.1 Hipótesis Global

---

- ☞ Es posible realizar una optimización del diseño hidráulico de la bocatoma urubamba en la minicentral hidroeléctrica de Acobamba-Huancavelica. Utilizando el estudio de las causas de falla en otras bocatomas y proponiendo una metodología del tipo de bocatoma de acuerdo al régimen del río y la aplicación práctica a la bocatoma Urubamba.

### 1.6.2 Subhipótesis

---

1. El hecho de tener un estudio de las causas de falla en bocatomas debido a que no se conozcan o apliquen mal algunos planteamientos teóricos de hidráulica con respecto al régimen del río y el tipo de bocatoma, nos va permitir optimizar los diseños hidráulicos debido a que no fallaran antes de su vida útil.
2. El hecho que no se haya realizado correctamente el diseño hidrológico de la bocatoma Urubamba nos va generar problemas en el diseño hidráulico debido a que no vamos a conocer exactamente de cuanta cantidad de agua tenemos que cuidarnos. Debido a que existe una relación muy estrecha entre la hidrología y la hidráulica.
3. Es posible presentar el diseño hidráulico de la bocatoma urubamba y optimizar el diseño hidráulico incorporando nuevos métodos de solución que se han realizado en el laboratorio de hidráulica debido a la falla de otras bocatomas y reducir costos maximizando la longitud del barraje móvil.
4. Es posible proponer medidas de mitigación que garanticen la estabilidad y permanencia de la bocatoma urubamba ante la presencia de eventos extremos y evitarnos los gastos de reconstrucción.
5. Es posible proponer nuevos materiales y concretos más resistentes que el concreto normal en las bocatomas para que resistan la abrasión, cavitación e Impacto.

## 1.7 Limitaciones

Esta investigación tiene limitaciones de estudio, tiempo, dinero porque los temas tratados no se llevan en cursos de pregrado sino de postgrado por lo cual conseguir información de análisis de falla en bocatomas, resistencia de nuevos materiales a fenómenos de abrasión, cavitación e impacto es un tanto tedioso los cuales no se encuentran en los libros sino se aprende entrevistando a docentes especialistas en el tema y asistiendo a maestrías en recursos hídricos.

## 1.8 Variables e indicadores

La Tabla 1.1 muestra la relación entre las variables e indicadores identificados en la presente investigación según la Norma Técnica de Edificaciones: NTE E-070, 2006.

VARIABLES	INDICADORES
Diseño hidrológico de la bocatoma Urubamba (Dependiente)	Parámetros geomorfológicos
	Precipitación
	Temperatura
	Evapotranspiración
	Tratamiento de datos
Diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba (Dependiente)	Caudal
	Tirante
	Numero de froude
	Transporte solido
	Erosión
Resistencia de la bocatoma Urubamba (Dependiente)	Concreto normal
	Granito
	Concreto ALAG
Durabilidad de la bocatoma Urubamba (Dependiente)	Medidas de mitigación

Tabla 1.1: Variables e indicadores

## 1.9 Unidad de análisis

La unidad de análisis es la búsqueda de la optimización en el diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba.

## **1.10** Tipo de Investigación

---

El tipo de investigación es aplicada con un enfoque cuantitativo; teniendo como fin, llevar los conocimientos científicos a la práctica. Posteriormente se pondrán en juicio dichos conocimientos, y finalmente se tendrá la sistematización y racionalización de los resultados, generando nuevas teorías.

### **1.10.1** Nivel de investigación

---

El nivel de la investigación será descriptiva y predictiva, en el cual se evaluará y medirá diversos aspectos y características del objeto a investigar; así mismo se recopilara datos sobre la situación actual. Posteriormente se investigara las causas del fenómeno físico, para luego explicar como ocurre el fenómeno, pudiendo predecir su comportamiento.

## **1.11** Plan de Trabajo

---

Se presenta el plan de trabajo, en el cual se plantea los procedimientos a seguir, para alcanzar los objetivos propuestos.

El cual consiste en buscar la optimización hidráulica de la bocatoma Urubamba; para lo cual se realizara, la recopilación de información relevante, análisis de fallas en bocatomas en el Perú. Estudio hidrológico de la bocatoma Urubamba, diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba, medidas de mitigación que garanticen la estabilidad y permanencia de la bocatoma Urubamba y materiales y concretos de alta resistencia para la abrasión, cavitación e impacto.

## **1.12** Fuentes de información

---

La información solicitada al Dr. Ing. Jorge Reyes Salazar quien enseña en la maestría en recursos hídricos en la universidad de Piura por la información compartida y al Dr. Ing. Francisco Coronado del Águila un gran proyectista y ejecutor con muchos años de experiencia en bocatomas por la información compartida en análisis de falla en bocatomas.

## **1.13** Instrumentos utilizados

---

Las aplicaciones y equipos utilizados para alcanzar las metas de los objetivos de la investigación presentados en dos rubros:

### 1. Aplicaciones:

- ☞ ARC GIS v10.2
- ☞ HEC - RAS v4.2
- ☞ HEC - HMS v3.5
- ☞ CIVIL 3D
- ☞ MiKTEX 2.9
- ☞ T<sub>E</sub>Xmaker
- ☞ JabRef 2.10
- ☞ LYX 2.1

### 2. Equipos de ensayo:

- ☞ Estacion total Sokia
- ☞ Prismas
- ☞ Wincha de 50 metros
- ☞ Pintura, clavos, etc.

## 1.14 Recolección de datos

---

Se utilizó estación total y prismas para el levantamiento topográfico y batimétrico del río Urubamba.

Asimismo se recabo información a través del aforamiento en el río Urubamba en diferentes meses del año que son: Enero, Febrero, Marzo, Abril, Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre, Noviembre, Diciembre. Así mismo se recolecto datos de estaciones pluviométricas del área de influencia del río urubamba para realizar el diseño hidrológico.

## 1.15 Procesamiento de datos

---

Los datos recogidos para el diseño hidrológico e hidráulico se han procesado con *M. Excel, Arc Gis, Hec Ras, Hec Hms, Civil 3D*, con la finalidad de contrastar la hipótesis y validación de la investigación, se desea demostrar la optimización del diseño hidráulico de la bocatoma urubamba.



*“Cuando amamos, siempre nos esforzamos por ser mejores de lo que somos. Cuando nos esforzamos por ser mejor de lo que somos, todo a nuestro alrededor se vuelve mejor”*

— El Alquimista de Paulo Coelho

Capítulo

# 2

## MARCO REFERENCIAL

---

### **2.1** Marco Conceptual

---

Tal como señala Lozano: Cualquiera sea el punto de origen o el tratamiento de origen o el tratamiento del problema, una investigación requiere de una delimitación conceptual, donde las categorías descriptivas y operativas propias del problema se ubiquen en un sistema y en una estructura que les permita definir claramente los aspectos y los caracteres de los mismos. (Lozano,2011,p.3)

En este capítulo se tiene una delimitación conceptual que se considera relevante, donde se describe y analiza los conceptos fundamentales y definidos, en la que está basada y enfocada esta investigación.

#### **2.1.1** Investigación operativa y optimización

---

Las primeras actividades formales de investigación de operaciones (IO) se iniciaron en Inglaterra durante la Segunda Guerra Mundial, cuando un equipo de científicos empezó a tomar decisiones con respecto a la mejor utilización del material bélico. Al término de la guerra, las ideas formuladas en operaciones militares se adaptaron para mejorar la eficiencia y productividad en el sector civil y las disciplinas típicas de la investigación operativa son la optimización con sus múltiples sabores (lineal, no lineal, entera, estocástica, multiobjetivo), teoría de la decisión y de juegos, teoría de colas y simulación, teoría de grafos o flujo de redes. Otras disciplinas como algoritmos metaheurísticos y lógica borrosa, redes neuronales artificiales, reconocimiento de patrones y otras técnicas de inteligencia computacional, aunque conceptualmente se encuadren dentro de la investigación operativa, habitualmente se estudia dentro de otras disciplinas ligadas a la ingeniería informática como la inteligencia artificial. (Taha,2012,p.1)

## Optimización

(Taha,2012). Explica que la optimización consiste en la selección de una alternativa mejor, en algún sentido, que las demás alternativas posibles. Es un concepto inherente a toda investigación operativa. Sin embargo determinadas técnicas propias de la investigación operativa se recogen bajo el nombre de optimización o programación matemática.

Los problemas de optimización se componen generalmente de estos tres ingredientes:

**Función Objetivo:** Es la medida cuantitativa del funcionamiento del sistema que se desea optimizar (maximizar o minimizar). Como ejemplos de funciones objetivo se puede mencionar la minimización del material utilizado en la construcción. (Taha,2012,p.678)

**Variables:** Representan las decisiones que se pueden tomar para afectar el valor de la función objetivo. Desde un punto de vista funcional se pueden clasificar en variables independientes o principal o de control y variables dependientes o auxiliares o de estado, aunque matemáticamente todas son iguales. En el caso de fabricación de un producto, sus dimensiones físicas. (Taha,2012,p.678)

**Restricciones:** Representan el conjunto de relaciones (expresada mediante ecuaciones e inecuaciones) que ciertas variables están obligadas a satisfacer. Por ejemplo las dimensiones del material bruto del producto. (Taha,2012,p.678)

## Programación lineal

Nosotros analizaremos la solución gráfica de una programación lineal con dos variables, de un barraje móvil con diferente ancho de solera, la solución gráfica incluye dos pasos:

1. Determinar el espacio de soluciones factibles
2. Determinar la solución óptima de entre todos los puntos localizados en el espacio de soluciones

### 2.1.2 Investigación operativa y optimización

## El número de Froude en ríos

(Coronado,2014). Explica que el número adimensional de Froude (F) es proporcional a la raíz cuadrada del cociente entre la fuerza de inercia del flujo y el peso del fluido, se calcula como:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot \frac{A}{T}}} \quad (2.1)$$

**v:** Velocidad media del flujo

**g:** Constante de gravedad

**A:** Área mojada

**T:** Ancho superficial

Cuando el valor del número de froude toma el valor de 1 es flujo crítico, si el valor es superior a 1 el flujo se denomina supercrítico y sub crítico si es inferior a 1.

(Coronado,2014). Explica que William Froude halla esta fórmula para determinar la resistencia de los barcos al avance entre las olas. Para ello realiza experimentos con placas arrastradas por el agua. Por lo tanto el número de froude mide la velocidad del fluido y la velocidad de onda de gravedad.

### Concepto y Clasificación de Bocatomas

Las bocatomas son estructuras de captación de agua que descarga un río o que se encuentra embalsada en un reservorio, con fines de entregarla a poblaciones, riego, centrales Hidro-eléctricas u otros usos. De menor orden son aquellas estructuras que permiten derivar agua de un canal mayor a otro lateral o sublateral. (Coronado,2014,p.221)

Los requisitos mínimos que deben cumplir son:

- ☞ Asegurar la derivación de un caudal.
- ☞ Controlar el ingreso de solidos de arrastre y transportados en suspensión.
- ☞ Controlar el gasto máximo que pueda ingresar.

Se complementa con otras disposiciones como:

- ☞ Desgravadores
- ☞ Desarenadores
- ☞ Aliviaderos de excedentes

Su diseño está condicionado al régimen del flujo en el río determinado en función al número de froude con los siguientes límites:

- ☞ Régimen Sub crítico  $F < 1$
- ☞ Régimen Supercrítico  $F > 1$

Aunque en cursos naturales se observa corrientes supercríticas aun con valores del número de froude de 0.8 calculados con las velocidades medias de la sección transversal y el comportamiento de las corrientes con cualquier obstrucción que provoque una perturbación que se desplazaría aguas arriba formando los remansos para el régimen subcritico y una onda que se genere formando un ángulo característico de este flujo y evidentemente en un régimen sub crítico la perturbación se propaga aguas arriba produciéndose un remanso y en consecuencia puede ubicarse una ventana de captación, en tanto que en el régimen supercrítico la perturbación es arrastrada y cualquier ventana no tendría posibilidad de facilitar el ingreso de agua.(Coronado,2014,p.222)

El régimen del flujo define el tipo de bocatoma, se diferencian así las siguientes:

1. Bocatoma en régimen Subcrítico
2. Bocatoma en régimen supercrítico

### **2.1.3 Bocatomas en régimen Subcrítico**

(Coronado,2014). Las Bocatomas en régimen Subcrítico pueden ser tres:

1. Captación directa.
2. Bocatoma Con barraje móvil.
3. Bocatoma con barraje mixto.

#### **Captación Directa**

Se diferencian:

- ☞ Con dique temporal de piedras o caballetes.
- ☞ Sin dique temporal.
- ☞ Sin compuertas de control.

#### **Bocatoma con Barraje Móvil**

Estas Captaciones comprenden barrajes móviles conformados solo por compuertas lo cual les permite controlar las descargas y niveles de agua en el río con la abertura de sus compuertas, como la bocatoma de la C.H. Machupicchu que se muestra y estas bocatomas Facilitan el pase y limpieza de los sólidos de arrastre y cuerpos flotantes. Requieren de mayor mantenimiento de los equipos electromecánicos como los sistemas de izaje y de las compuertas mismas. (Coronado,2014,p.224)

**Fuente:** Imagen de la empresa EGEMSA



**Figura 2.1:** Bocatoma con barraje Móvil(C.H.Machupicchu)

En este tipo de barraje se consigue la retención del caudal y elevación del tirante mediante el cierre del curso del río por un sistema de compuertas sostenidas en un conjunto de pilares y adosadas en sus extremos a los muros de contención es conveniente esta solución cuando el caudal de la captación es igual o mayor de la descarga promedio del río o cuando la velocidad de flujo no es alta debido a la pequeña pendiente del curso del río. Como consecuencia el transporte de sólidos es pequeño y no afecta mayormente al sistema de compuertas en la época de avenidas la toma trabaja con las compuertas abiertas o parcialmente cerradas, de ninguna manera el barraje móvil debe ser un obstáculo para el paso del agua; ya que la obstrucción podría causar remansos desfavorables y en otros casos desbordamientos, por lo que la altura de los pilares y la abertura de compuertas debe calcularse para las máximas descargas. (Coronado,2014,p.224)

### Bocatoma con Barraje Mixto

Se trata de una bocatoma que realiza la captación mediante el cierre del río con una estructura llamada azud o presa de derivación, el cual puede ser fijo o móvil dependiendo del material usado. Será fija cuando se use un material como el concreto y será móvil cuando se use compuertas de acero o madera y la captación en este tipo de bocatomas se realiza por medio de una ventana que puede funcionar como vertedero dependiendo del tirante en el río. (Coronado,2014,p.225)

En la figura 2.2 se muestra la bocatoma Chavimochic de barraje mixto, se dice mixto porque es la combinación de un barraje fijo (estructura sólida) y un barraje móvil (integrada por compuertas)

La parte móvil tiene en ciertos casos muros guías o separadores del barraje fijo que forma un canal denominado de limpia y un segundo canal separado por un vertedero de rebose lateral que sirve para eliminar las gravas llamado también desgravadores y este tipo de bocatoma se adapta mejor al régimen variable de los ríos de la costa peruana, ya que en la época de estiaje trabajan únicamente con la regulación que se efectúa con el barraje móvil, mediante el cierre o la apertura de las compuertas mientras que en la época de crecidas trabajan con las compuertas de limpia abiertas y el paso libre del flujo encima del barraje fijo. (Coronado,2014,p.226)

**Fuente:** Imagen del proyecto chavimochic



**Figura 2.2:** Bocatoma con barraje mixto(Chavimochic)

#### 2.1.4 Bocatomas en régimen supercrítico

Las captaciones en régimen supercrítico no pueden seguir los lineamientos presentados para el caso de las bocatomas en régimen Subcrítico porque los barrajes para el control de niveles de agua en el curso de esos ríos no producen remanso. Particularmente los ríos de la sierra del Perú que presentan pendientes fuertes que pasan el 3% se caracterizan por su régimen de descargas supercrítico. (Coronado,2014,p.236)

Las captaciones pueden ser de tres tipos:

1. Tipo partidor.
2. Cambiando el régimen a Subcritico.
3. Tipo rejilla de fondo.

### Captaciones Tipo Partidor

Este tipo de bocatomas están compuestos por un barraje fijo y un barraje móvil más un canal que deriva directamente el agua, el cual tiene desgravadores que lo dejan en la puerta del barraje móvil. (Coronado,2014,p.237)

**Fuente:** Imagen de sistema de Irrigacion Pangoa



**Figura 2.3:** Captación tipo partidor(Bocatoma san Ramón)

### Captaciones con cambio de Régimen

Estos diseños requieren de construir barrajes fijos suficientemente altos como para embalsar las aguas y captarlas como un reservorio o como un régimen subcritico y el barraje móvil se instala sobre un nivel por encima del fondo natural con ese mismo fin, así como para permitir limpiar de los sedimentos depositados. Caso de la bocatoma Tutti sobre el río siguas, proyecto majes. (Coronado,2014,p.240)

**Fuente:** Imagen de Infraestructura Peruana



**Figura 2.4:** Captación con cambio de régimen(Bocatoma Tutti)

### Captaciones de Fondo

Estas tomas conocidas en nuestro medio como tomas tirolesas, presentan rejillas, al nivel del fondo del cauce como sobre una grada, entre cuyos espacios libres cae el agua hasta una galería por donde se conducen a los ductos o Canales de derivación. Para evitar el ingreso de sólidos de fondo requiere en algunos casos de un muro sumergido que desvíe las piedras, hasta un canal por donde continua en el río y en otros casos de una poza que retenga las piedras desde donde se evacuan por una compuerta lateral. (Coronado,2014,p.241)



**Fuente:** Imagen de Infraestructura Peruana



**Figura 2.5:** Captación de Fondo

### **2.1.5** Componentes y Dimensionamiento de una Bocatoma Mixta

(Coronado,2014). Explica que las principales componentes de una bocatoma mixta son:

- ☞ Ventanas de captación
- ☞ Barraje móvil y compuerta del degravadador
- ☞ Barraje fijo
- ☞ Disipación aguas debajo de los barrajes fijos
- ☞ Encauzamientos
- ☞ Desarenador, degravadador y aliviadero de excedencias en la captación.
- ☞ Equipamiento electromecánico.

#### **Ventanas de captación**

Las ventanas de captación se dimensionan con las descargas de estiaje del río, con el ingreso del agua a superficie libre en lo posible con velocidades iguales o menores de 1.20m/seg, para disminuir la capacidad del agua de elevar sedimentos y disminuir su ingreso por los vanos así como para reducir las pérdidas de carga al pasar las rejillas que se instalan delante con el objeto de evitar el ingreso de sólidos gruesos y de cuerpos flotantes. (Coronado,2014,p.227)

Por razones de operación y mantenimiento de la captación de agua debe comprender dos o más ventanas. Procediendo a calcular el área neta de las ventanas dividiendo el gasto por captar entre la velocidad de ingreso y a definir sus dimensiones con una proporción K entre 1.5 a 3, entre el ancho b y la altura a, con relación más altas cuanto mayor sea el gasto a captar y debe en este punto señalar que se requiere investigar el funcionamiento del ingreso para las distintas cargas desde el estiaje hasta la avenida de diseño, más aun considerando la relación entre el ancho total de las ventanas de captación con el ancho de las compuertas del barraje móvil. (Coronado,2014,p.227)

### **Barraje Móvil**

El barraje móvil sobre el río, debe controlar el paso de las descargas que se presentan con mayor frecuencia en el cauce, por lo que se recomienda dimensionarlo sea para la avenida con periodo de retorno anual o de dos años esta última corresponde a la descarga dominante y para su dimensionamiento se plantea formar un canal rectangular de aproximación de ancho b, entre el muro vertical con las ventanas de captación y un muro recto que divida el cauce entre el barraje móvil y el barraje fijo, de modo que la aproximación a las compuertas del barraje móvil sea con un tirante igual a la altura del umbral más la altura de las ventanas de captación. (Coronado,2014,p.232)

### **Barraje Fijo**

El barraje fijo tiene por función permitir el paso controlado de la avenida de diseño, de preferencia con un periodo de retorno de 100 años y de mantener la carga de agua que garantice la derivación por las ventanas de captación. Por lo tanto su altura deberá ser igual al de las compuertas del barraje móvil más las pérdidas de carga en el ingreso de las ventanas de captación y la longitud del barraje fijo, L, resulta de restar el ancho del encauzamiento el ancho del barraje móvil y el ancho del número de pilares que se resulte de su diseño. El ancho del encauzamiento debe mantener la aplicación de la curva de descargas del cauce natural. (Coronado,2014,p.233)

### **Encauzamiento**

La altura del encauzamiento se tomara igual de la altura hasta la superficie libre de la descarga en la avenida de diseño con un periodo de diseño de 224 años sobre el barraje fijo para un riesgo de falla del 20% en una vida útil de 50 años, más un

borde libre igual al 10% del tirante pero no menor de 0.50m y los muros de encauzamiento mayormente se diseñan verticales principalmente el muro con las ventanas de captación aunque el muro de la margen opuesta puede ser inclinado con un talud que se acomode al terreno con el objeto que no requiera ser reforzado. (Coronado,2014,p.236)

### El Degradador

Son estructuras incorporadas a las bocatomas para disminuir el ingreso de cantos y gravas, esto es de la carga de fondo o de arrastre. Cabe mencionar que en las avenidas, cantos de 6pulg. a 8pulg. algo achatadas pueden levantarse, pasar entre las rejillas de retención de cuerpos flotantes y continuar hasta el desarenador y según su ubicación delante o detrás del muro con las ventanas de ingreso de la bocatoma, los degradadores pueden clasificarse en externos e internos. (Coronado,2014,p.246)

#### 2.1.6 Concreto y materiales de alta resistencia para bocatomas

(Reyes,2012). Explica que se han investigado muchos materiales que resistan el impacto, abrasión y cavitación y tenemos los siguientes:

### Granito

Es un material natural(roca) que se encuentra en el río que resiste de muy buena manera estos tres fenómenos, ha sido probado en laboratorio, el inconveniente es que es difícil de labrarlos ósea piedra por piedra para que se adapten a la estructura. (Reyes,2012)

### Hormigón tipo ALAG

Se ha sacado este nuevo hormigón y se ha probado en laboratorio contra las pruebas de impacto, abrasión y cavitación y dio buenos resultados el cual pasó a detallar y se ha demostrado que es incluso más resistente que el granito y la durabilidad frente al desgaste puede evaluarse mediante una serie de ensayos de abrasión. (Reyes,2012) Han sido seleccionados:

- ☞ Velocidad del agua comprendida entre 3 y 50 m/seg.
- ☞ Carga de arena, ángulo de chorro del agua.
- ☞ Condiciones hidráulicas reales, a fin de estimar una esperanza de vida real.

(Reyes,2012). Explica que de los resultados del ensayo ASTM C 1138 de abrasión típica puede establecerse 3 normas principales:

- ☞ El hormigón Alag puede considerarse casi como 8 a 10 veces más resistente que el hormigón de cemento Portland y aproximadamente el doble de resistente que algunos granitos, según el ensayo de C.N.R.
- ☞ El hormigón Alag puede considerarse casi como 4 a 8 veces más resistente que el sofisticado hormigón de cemento Portland con humo de sílice, según el ensayo de ASTM.
- ☞ Las fibras de acero no incrementan la resistencia a la abrasión (ASTM).

(Reyes,2012). Explica que para evaluar su comportamiento en condiciones de cavitación, se utilizó un túnel especial diseñado por C.E.R.G., laboratorio de C.E.G. ALSTHOM ACB en Francia y se realizó un determinado número de ensayos comparativos con una alta velocidad de flujo (110 m/s.) y alta presión (54 bares) durante 2 minutos, con las siguientes mezclas: Un hormigón y un mortero de alta resistencia.

### Concreto Fondag

(Reyes,2012). Explica que el concreto Fondag es un micro concreto de alto performance, listo para usar, exento de cloruros, a base de Cemento Fondu Kerneos y agregados Alag (agregado sintético de alta densidad, porosidad nula, elevada dureza y resistencia a altas temperaturas de hasta 1100 °C). El Fondag es un concreto especial pre-mezclado en seco, listo para usar, a base de cemento y agregados sintéticos tanto finos como gruesos y el producto tiene un diseño pre-dosificado desde fábrica que garantiza sus propiedades de alta resistencia a la abrasión, al desgaste, a los choques e impactos, así como alta resistencia mecánica en corto tiempo.

Al concreto Fondag basta simplemente de agregar el agua y proceder de manera convencional para preparar concretos y es recomendado su aplicación en obras hidráulicas, por ejemplo en bocatomas para resistir fenómenos de abrasión-erosión y choques-impactos que ocurren por efectos de los altos caudales de ríos con sedimentos y piedras de gran tamaño. El diseño de este concreto está siendo ya aplicado en Perú en varias obras hidráulicas de gran envergadura con resultados satisfactorios y entre las referencias de aplicación en Perú para obras hidráulicas tenemos en: Bocatoma de la C.H. Yanango, Bocatoma de la C.H. Chimay, Bocatoma Chavimochic, en la Presa Tablachaca Mantaro, en el Reservorio Huinco, en Bocatoma de C.H. El Platanal, en Bocatoma de Presa Picunche de la C.H. Cheves, en Bocatoma de la C.H. Carpapata, en Bocatoma de la C.H. Renovandes, etc. (Reyes,2012)

Son aplicaciones comunes en pisos y muros de las zonas sometidas a mayor desgaste e impactos. Como concreto de revestimiento final con espesores promedio de 15 cm. y 10 cm. Trabajar con el concreto Fondag es tan simple como trabajar con los concretos de cemento Portland tradicionales. (Reyes,2012)

### **2.1.7 Estudio de Hidráulica Fluvial en Bocatomas**

La Hidráulica fluvial combina conceptos de hidrología, hidráulica general, geomorfología y transporte de sedimentos y estudia el comportamiento hidráulico de los ríos en lo que se refiere a los caudales y niveles medios y extremos, las velocidades de flujo, las variaciones del fondo por socavación y sedimentación. (Rocha,1998)

La hidráulica fluvial tiene mucho que ver con el comportamiento de importantes estructuras hidráulicas, así las bocatomas son obras construidas en un río con el objeto de captar sus aguas para utilizarlos en proyectos hidráulicos. El diseño construcción y operación de una bocatoma es importante tema de la hidráulica fluvial, pues su implementación significa una modificación profunda en el escurrimiento fluvial. (Rocha,1998)

Hay tres grandes ideas que debemos tener presente para enfrentarnos al estudio de los ríos:

1. Los ríos debemos mirar como riqueza, como recursos naturales, como fuentes de vida como posibilidades de aprovechamiento en beneficio de la humanidad. (Rocha,1998)
2. Los ríos como elementos naturales de los cuales tenemos que defendernos. Las avenidas son fenómenos naturales. Producto de la aparición de determinadas condiciones hidrometeorológicas. (Rocha,1998)
3. los ríos debemos mirar su protección. Debemos proteger al río de la agresión humana. Una forma típica de agresión a los ríos, que luego se vuelve contra quien la causo, es la contaminación. (Rocha,1998)

Las tres características señaladas en el estudio de los ríos nos hacen ver que la hidráulica fluvial tiene que ubicarse dentro del estudio y tratamiento integral de la cuenca.

### **Clasificación de los Ríos**

(Rocha,2008). Explica que los ríos se clasifican en dos tipos:

1. Río con confinamiento natural: Son ríos que se encuentran entre cerros, como es nuestro caso el río Urubamba.

2. Río Aluvial: Son ríos de ancho indefinido ya que no tienen obstáculos, en este tipo de ríos se forman los ríos meandricos.

### Grados de Libertad

Los ríos presentan cuatro grados de libertad:

- ☞ Un grado de libertad (un canal de concreto): para cada valor de caudal habrá un valor de tirante, prácticamente no hay desplazamientos laterales, dicho en otras palabras al variar el caudal solo puede variar el tirante, esta variación se expresa con una de las conocidas fórmulas de Chezy o Maning. En estas condiciones se dice que el canal tiene un grado de Libertad. (Rocha,1998)
- ☞ Dos grados de libertad (canal con paredes de concreto y con fondo granular): En este tipo de canal puede desarrollarse diversas formas del fondo con rizos, dunas o antidunas y eventualmente con mayores velocidades podría aparecer un fondo plano y la vinculación entre el caudal y el tirante no puede establecerse con una sola formula. Como la de maning, sino que debe tenerse en cuenta las leyes propias del flujo a dos fases (sólida y líquida), en estas condiciones la corriente adquiere su propia pendiente y tirante. (Rocha,1998)
- ☞ Tres grados de libertad: Es un río en el que las paredes no son rígidas sino erosionables al igual que el lecho e interviene una nueva ley de comportamiento que es la que vincula la mayor o menor erosionabilidad de las márgenes y la capacidad de ataque de las corrientes sobre ellas y como consecuencia el río puede adquirir su propio ancho. (Rocha,1998)
- ☞ Cuatro grados de libertad: Cuando el río no puede conservar sus características de alineamiento o su álveo, podría entonces formarse meandros o bien aparecer los brazos propios de un río entrelazado o de un abanico fluvial. (Rocha,1998)

### El fenómeno de la erosión

(Rocha,1998). Explica que la erosión, socavación o degradación: significa excavar por debajo de alguna cosa, dejándola en falso.

Existen dos tipos de erosión:

- ☞ Erosión local: se produce en un lugar determinado del río.
- ☞ Erosión generalizada: Se produce a lo largo y ancho del cauce fluvial.

### Modelos Fluviales

Uno de los problemas importantes que se presentan en los proyectos de ingeniería fluvial es la predicción del comportamiento de un río de modo de lograr el diseño más eficiente de las estructuras hidráulicas que están en contacto con él y podríamos decir que un modelo es un eficaz instrumento de ayuda al diseñador, para los casos en que la teoría es incompleta, inaplicable o inexistente, por ejemplo en una bocatoma la captación de agua y de sólidos es un fenómeno que ninguna fórmula matemática de la hidráulica puede describir totalmente y el comportamiento de las estructuras hidráulicas se caracteriza por la fuerte influencia de eventos naturales extraordinarios, que escapan al control humano, como una crecida fluvial o una avalancha por ejemplo. (Coronado,2014)

### Modelamiento Numérico de Flujo Superficial en Ríos

El modelo como una representación de un sistema o proceso real y un modelo conceptual es una hipótesis de cómo se comporta un sistema o proceso real y el modelado numérico (a veces llamado modelización numérica) es una técnica basada en el cálculo numérico, utilizada en una amplia gama de campos de estudio, como diversos tipos de ingeniería, desde los años 60, para validar modelos conceptuales de procesos u objetos observados. (Konikow,1996)

En el presente apartado se describe y se da a conocer algunos conceptos sobre modelos numéricos aplicados a flujo superficial en ríos.

### Dimensionalidad

En los modelos unidimensionales (1D) se asume que una de las dimensiones prevalece sobre las otras dos. Esta dimensión es la longitudinal a lo largo del eje del río o canal. La información topográfica e hidráulica se introduce mediante secciones transversales, en las cuales se calculan el tirante y velocidad promedios en toda la sección transversal. Es decir, toda la sección es representada por un único valor medio de velocidad, no considerándose variaciones en la distribución de velocidades tanto horizontalmente como verticalmente y asumen por defecto que el flujo es perpendicular a la sección transversal, lo cual es una de sus limitaciones. Estos modelos son aplicables en tramos de ríos y canales muy largos, generalmente mayores a 20 veces el ancho y cuando se busca principalmente determinar el máximo nivel del agua (por ejemplo para diseño de diques o puentes). (Villón,2010)

Los modelos bidimensionales (2D) consideran las variaciones en las dos dimensiones del plano horizontal. Las variaciones de la velocidad u otra magnitud de interés en la columna vertical de agua se promedian y se asumen como un único valor. Estos modelos son especialmente útiles en flujos muy extendidos (como estuarios, lagos, etc.) donde la variación vertical de velocidad es pequeña, por eso suelen llamarse modelos de aguas someras o poco profundas. Estrictamente no son aplicables a casos en que la variación vertical de la velocidad es apreciable, como por ejemplo el flujo sobre un vertedero o a través de un orificio sumergido; sin embargo mediante uso de expresiones empíricas o similares pueden incorporar estas singularidades dentro de la modelación. (Villón,2010)

Los modelos tridimensionales (3D) representan el estado más avanzado de la modelación. Estos modelos son capaces de calcular las tres componentes espaciales de la velocidad, y por tanto aplicables a cualquier caso práctico. (Villón,2010)

### **2.1.8 Las fallas establecidas en bocatomas**

---

Se ha revisado muchas literaturas sin embargo es muy poco lo que se encuentra sobre casos de falla en bocatomas y a mi modesto parecer este es un tema que se debería tocar a nivel de pregrado para que el futuro ingeniero mejore sus diseños hidráulicos y aquí les presento las investigaciones que se han realizado en el laboratorio de hidráulica de la universidad de Piura y la universidad nacional de ingeniería.

#### **Casos de Falla en bocatomas**

(Coronado,2014). Explica que las fallas de bocatomas pueden presentarse principalmente por las tres causas siguientes:

1. Uso del criterio de régimen sub subcritico cuando el río sustenta un régimen supercrítico.
2. Subestimación de avenidas.
3. Condiciones geotécnicas no estudiadas apropiadamente y de socavación subestimada.

Las fallas de bocatomas es un tema que merece un estudio más profundo, en esta tesis se presentara dos casos tipificados como es la bocatoma Chavimochic y la bocatoma Quiroz.

En un régimen supercrítico, debe recordarse que el cauce presenta sólidos grandes como cantos y bolonería desde que los finos como arenas y gravas son fácilmente transportados.

Del mismo modo, una bocatoma en régimen Subcrítico dispone un barraje fijo con una poza de disipación de energía por la presentación de un salto hidráulico en el empalme con



las aguas en régimen Subcrítico de aguas abajo, lo que no se produce si el tirante aguas abajo es menor que el crítico.

### 2.1.8.1 Primer caso Bocatoma Chavimochic

#### Ubicación

La Bocatoma Chavimochic se encuentra ubicada en el distrito de Chao, Provincia Virú, departamento de la Libertad. A una cota de 412 m.s.n.m.

Fuente: Proyecto Chavimochic



Figura 2.6: Ubicación Política

#### Problema presentado en la Bocatoma

Esta bocatoma fue construida en 1992, es una bocatoma tipo mixto que se usa en régimen sub crítico, sin embargo la pendiente del río Santa es 3% lo que indica que tiene un régimen supercrítico por esta razón y el fenómeno el Niño sufrió daños de las descargas en el año 1999. La bocatoma presenta tres compuertas como barraje móvil y un barraje fijo sobre el

cual prácticamente no pasa agua puesto que el cauce sale de una curva incidiendo con gran velocidad directamente al barraje móvil. El otro problema que tiene esta bocatoma es la mala ubicación de esta con respecto al río.

Como se puede observar existen muchas equivocaciones de parte de los ingenieros que proyectaron y construyeron esta bocatoma la cual tocara las más importantes:

1. Como se está observando existe un uso equivocado del criterio del régimen sub crítico cuando el río sustenta un régimen supercrítico.
2. Existe una sub estimación de avenidas.
3. Mala ubicación de esta bocatoma.
4. Se ha reducido el ancho del río de 65 metros a 31 metros haciendo que la velocidad aumente en la bocatoma.

Fuente: SasPlanet



**Figura 2.7:** Ubicación de la bocatoma Chavimochic

En la figura 2.7 el río va de derecha a izquierda y se nota claramente la mala posición de esta bocatoma con respecto al río, haciendo que impacte sobre el pilar 02 del barraje móvil. También hace falta obras de encauzamiento que direccionen el caudal del río.

Fuente: Análisis del comportamiento hidráulico del concreto (Reyes,2012)

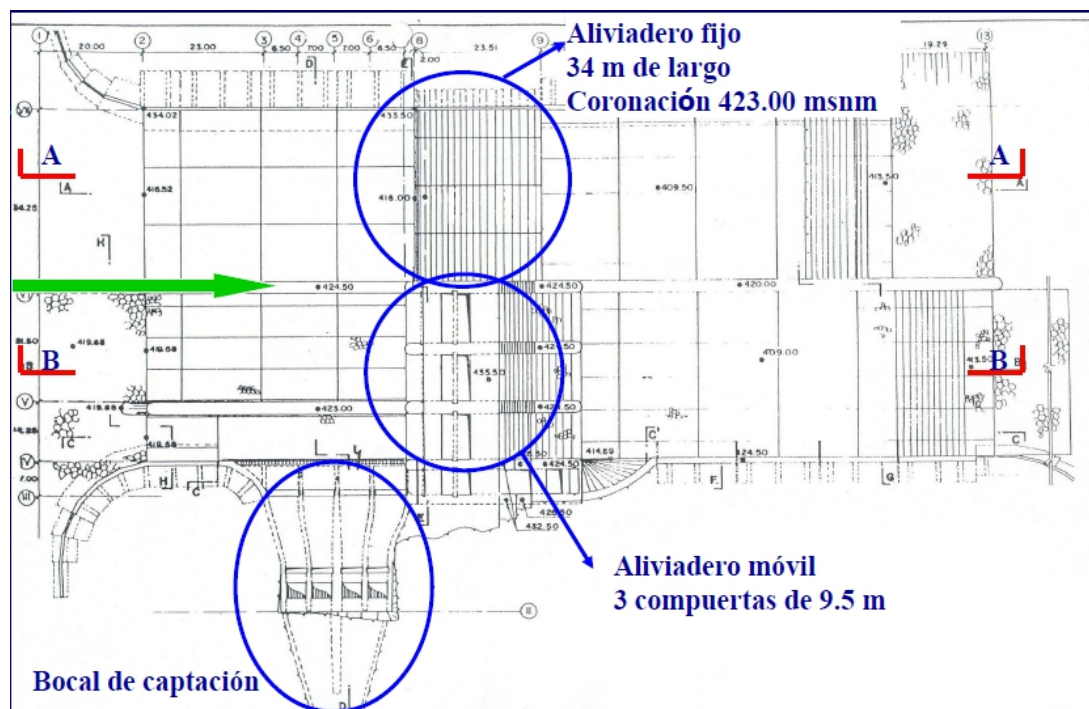


Figura 2.8: Componentes de la bocatoma chavimochic en planta de 1992

En la figura 2.8 se observa las partes de un barraje mixto, el cual trabaja cuando el flujo es sub crítico.

(Reyes,2012). Explica Pero que sucede si nos equivocamos y colocamos una bocatoma mixta que trabaja en flujo sub critico cuando el río sustenta un flujo supercrítico, físicamente existirá mayor velocidad y esta atacara a los pilares de la bocatoma generándole problemas de erosión local, este fenómeno consiste en que alrededor de los muros de encauzamiento o pilar se dan velocidades localmente mayores que las medias de la corriente. Estas altas velocidades son producto del sistema de vórtices que se originan por la presencia del muro de encauzamiento o pilar y son los responsables de la socavación en el pilar.

dejando las siguientes consecuencias:

- ☞ Un deterioro acelerado de las estructuras en contacto con las corrientes de sedimentos. (Reyes,2012)
- ☞ La zona más afectada fue el área aledaña al pilar 02, entre las compuertas 1 y 2. (Reyes,2012)
- ☞ En la losa de fondo alrededor del pilar se produjo una fosa de erosión que alcanzó hasta 3m de profundidad, y una erosión en el pilar mismo del orden de 0.70 m de altura. Reyes (2012)

**Fuente:** Análisis del comportamiento hidráulico del concreto (Reyes,2012)



**Figura 2.9:** Erosión local en el pilar 02

En este caso en la Bocatoma Chavimochic cerca al pilar 02 se generó un vórtice tipo herradura debido:

- ☞ Fenómeno ligado a la ocurrencia de un desprendimiento de la capa límite, en función de la existencia de un gradiente de presiones estático provocado por un obstáculo pues lo dicho anteriormente le ocurrió a la bocatoma chavimochic (pilar 02). (reyes,2012)
- ☞ El gradiente de presiones es positivo en el sentido del flujo y aumenta en forma significativa en las proximidades del obstáculo. Para caudales pequeños, el aumento se produce muy próximo al obstáculo, mientras que, para caudales mayores, las presiones se elevan a partir de puntos más distantes. (Reyes,2012).

- ☞ El núcleo de cualquier vórtice es una región de bajas presiones pues las partículas tienden a ser expelidas por efecto de fuerzas centrífugas. Ocurriendo presiones del orden de la presión de vapor de agua, se forman burbujas que, al ser transportadas a regiones de presiones elevadas, implosionan y provocan daños por cavitación al ocurrir cerca de la frontera sólida. (Reyes,2012)
- ☞ En Chavimochic, el proceso erosivo se ve incrementado por la presencia de sólidos en gran concentración. Es decir, la formación del vórtice en el flujo mixto líquido-sólido es la causa de la profunda erosión localizada en el pilar. (Reyes,2012)

### Solución en la Bocatoma

Este tipo de vórtices tipo herradura se puede mejorar inclinando en la parte baja el pilar con un perfil de 45 grados como indica la siguiente figura. (Reyes,2012)

Fuente: Análisis del comportamiento hidráulico del concreto (Reyes,2012)

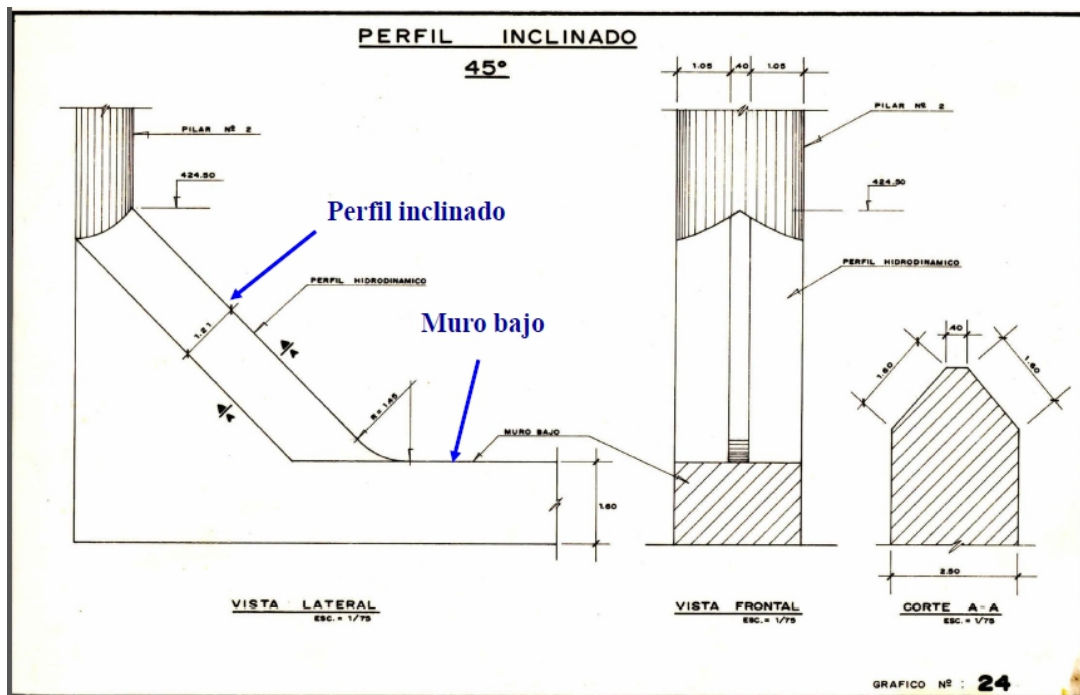


Figura 2.10: Perfil de 45 grados frente al pilar 02

Este perfil de 45 grados se ha colocado a 0.6m de altura debido a que el río trae rocas de regular tamaño.

**Fuente:** Análisis del comportamiento hidráulico del concreto (Reyes,2012)



**Figura 2.11:** Perfil hidrodinámico colocado en prototipo

#### 2.1.8.2 Segundo caso Bocatoma Quiroz

##### Ubicación

La Bocatoma Quiroz se encuentra en la central hidroeléctrica María Auxiliadora de Quiroz, ubicada en el distrito de Paimas, provincia de Ayabava, departamento de Piura. En ella se establece como caudal de captación de 2.6 m<sup>3</sup>/seg.

**Fuente:** Análisis del comportamiento hidráulico del concreto (Reyes,2012)



**Figura 2.12:** Bocatoma Quiroz

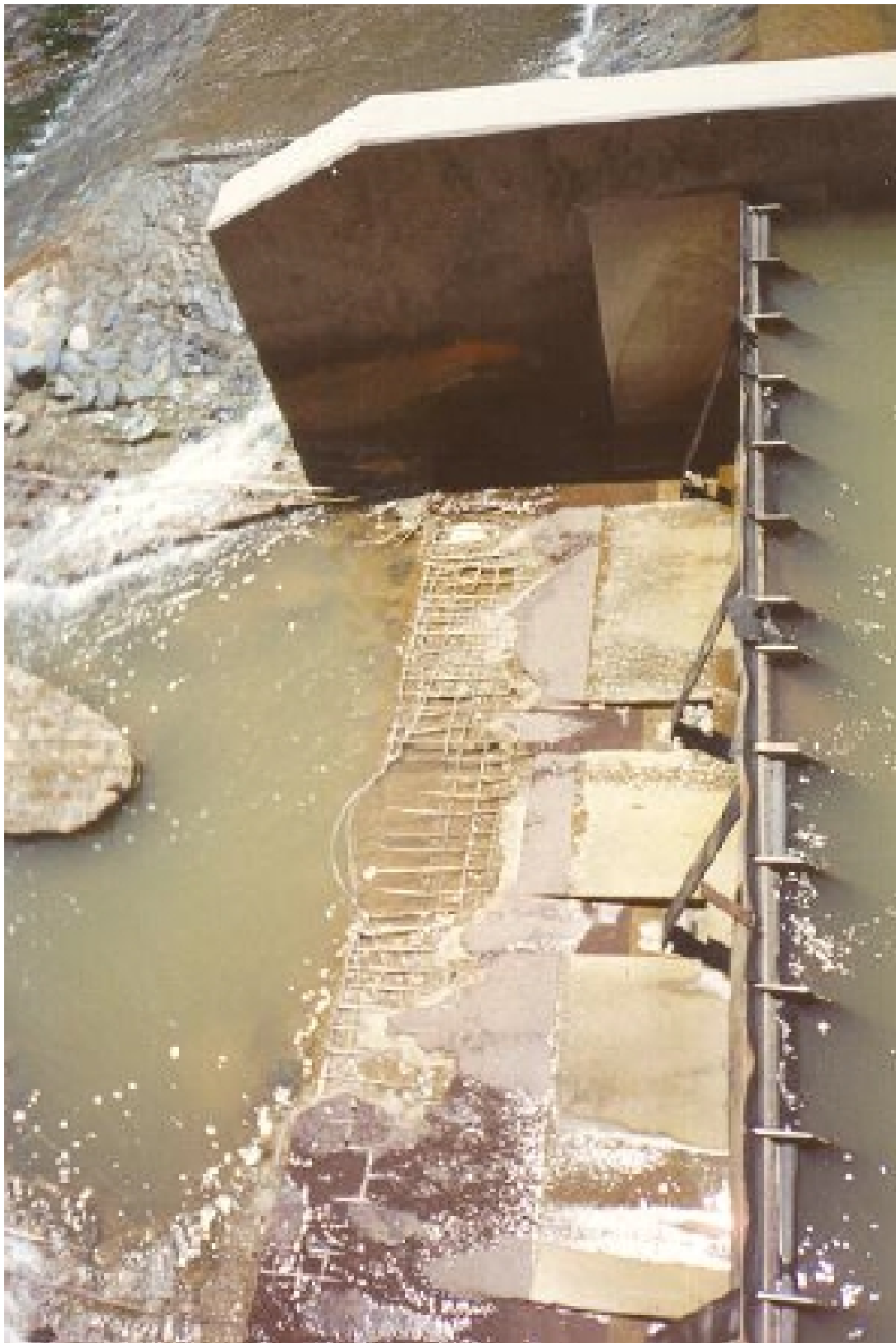
### Problema presentado en la Bocatoma

En la Bocatoma Quiroz se presentó problemas de erosión desde su inicio de operación. Esta bocatoma solo tiene un azud de 2 metros de altura de agua y se colocó concreto ALAG y en 2 meses de funcionamiento en un río que no trae tanta cantidad de agua se habían generado aberturas o huecos en el concreto ALAG. Se han producido erosiones notorias en la losa de concreto aguas abajo, pudiendo agravarse y afectar la estabilidad de toda la estructura. La falla en la losa de concreto, es una falla típica de erosión más impacto. Además la capa superficial de concreto de la losa de fondo han sido removidos, quedando expuestas las varillas del refuerzo e incluso presenta hoyos frente al obermeyer de hasta de 1.5 m. (Reyes,2012)

Aquí lo que pasaba era que el flujo impactaba a gran velocidad de 9 m/seg, debido a que tenía una plataforma horizontal en la que el impacto del chorro producía muchos fenómenos como turbulencia, cavitación, succión y abrasión lo que destruyó la obra en dos meses del material más resistente, pero esto ocurrió porque era un diseño hidráulico inadecuado.

(Reyes,2012)

**Fuente:** Análisis del comportamiento hidráulico del concreto (Reyes,2012)



**Figura 2.13:** Fallas en la Bocatoma Quiroz



(Reyes,2012). Explica que esta bocatoma ha sido evaluada por el instituto Hidráulica, Hidrología e ingeniería sanitaria de la universidad de Piura y concluyo que existían problemas de erosión debido a los siguientes puntos:

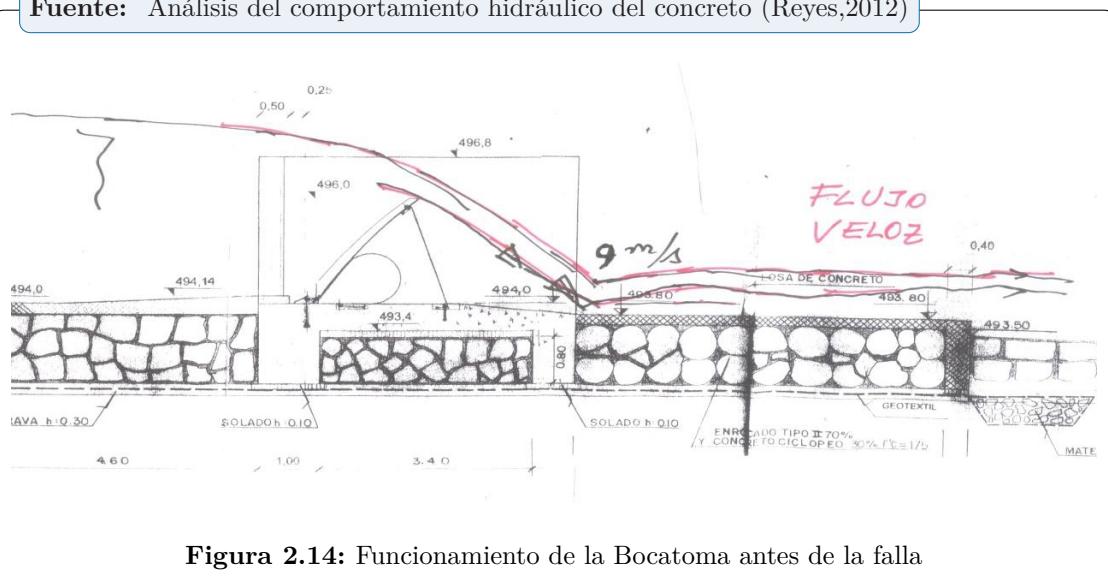
1. La erosión es debido a que no existe un colchón que amortigüe la caída de agua de casi 2 metros de altura, producto del vertimiento sobre dicha presa. (Reyes,2012).
2. La geometría cuando existían las fallas generaba tirantes bajos y velocidades altas, y elevada carga de sedimentos, lo que favorecía la abrasión. (Reyes,2012)

### Solución en la Bocatoma

(Reyes,2012). Explica que debido al alto nivel de deterioro se procedió a la remoción, reconstrucción y modificación estructural e hidráulica de la losa aguas abajo del Obermeyer, de tal manera que soporte el impacto y las fuertes velocidades del flujo para conseguir ello:

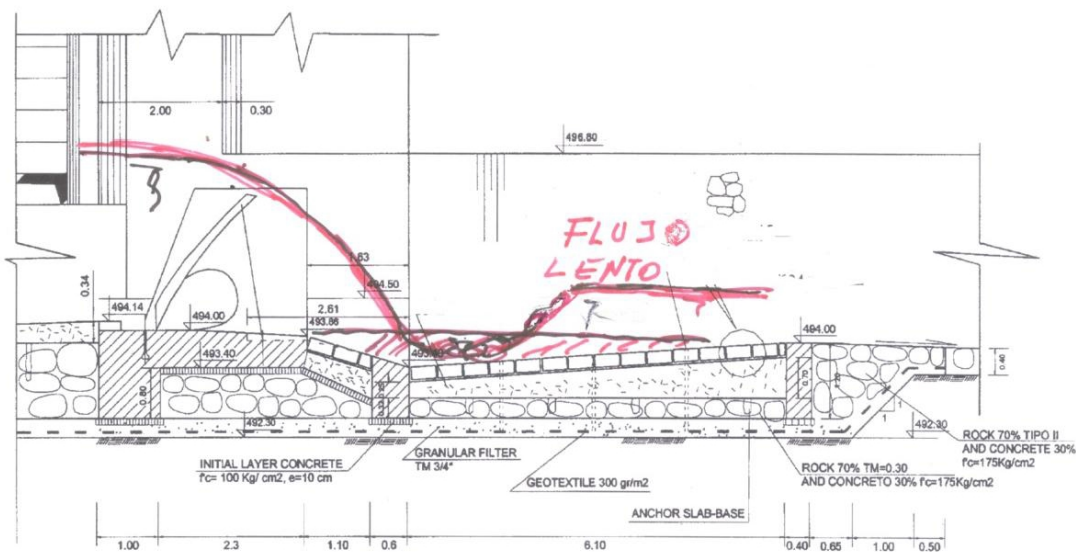
1. Se creará un nivel de aguas abajo de la presa inflable. Esto se conseguirá profundizando la losa hasta la cota 493.40 msnm para luego subir en contra pendiente hasta la cota 494.00 msnm. como en la figura 2.15. (Reyes,2012)
2. Construcción de una losa de concreto reforzado de 6.10 m de longitud y ancho de 8.0 m, de espesor variable. Como en la figura 2.15. (Reyes,2012).
3. Protección de la losa con un enchape de roca uniforme acomodada de alta resistencia a la abrasión. (Reyes,2012)

**Fuente:** Análisis del comportamiento hidráulico del concreto (Reyes,2012)



**Figura 2.14:** Funcionamiento de la Bocatoma antes de la falla

**Fuente:** Análisis del comportamiento hidráulico del concreto (Reyes,2012)



**Figura 2.15:** Funcionamiento de la Bocatoma despues de la falla

(Reyes,2012). Explica que aquí se ha solucionado poniendo una poza disipadora de energía que convierte el flujo rápido en flujo lento. Haciendo que el agua no impacte contra un sólido, sino que impacte contra el agua y no ejerza la supresión de fondo.

Como material para que resista la supresión de fondo y otros fenómenos se escogió el granito labrado en bloques de  $0.4 \times 0.4 \times 0.2$  como indica la figura 2.15, el cual hasta la fecha ha dado buenos resultados. (Reyes,2012)

## 2.2 Marco Teórico

En el presente capitulo, trata sobre la descripción y la fundamentación de la teoría utilizada y expuesta para la presente investigación. Teniendo como premisa lo que indica (Lozano,2011,p.12): El marco teórico no es un resumen de las teorías que se han descrito sobre el tema objeto de la investigación. Es una revisión de quienes están investigando o que han investigado el tema y los planteamientos de esos autores y cuáles son los principales aspectos por ello estudiados.

### 2.2.1 Avance de las investigaciones hasta la actualidad

Santillana, E. (1963). Diseño de la bocatoma Barranca-Supe-San Nicolás (tesis de pregrado). Universidad nacional de ingeniería, Lima, Perú.

El trabajo de investigación se realizó con el objeto de estudiar el diseño hidráulico y estructural de una bocatoma mixta. La manera como plantea la elección del tipo de bocatoma por considerar su menor costo de mantenimiento, debido a la fluctuación del tirante de agua en el río, durante el año, se recomienda una bocatoma con barraje. Como el ancho del río es amplio y las avenidas máximas considerables el barraje debe ser fijo y móvil. Los caudales que toma para dimensionar las estructuras hidráulicas como la ventana de captación y el barraje móvil se acerca al diseño que mi persona está planteando en esta tesis. Sin embargo no toma en consideración las proporciones que deben tener la ventana de captación y la velocidad de ingreso.

En conclusión en la presente tesis, se ha tenido especial cuidado de hacer resaltar las disciplinas que inciden en el estudio de un proyecto de bocatoma y las decisiones hidráulicas porque escoge una bocatoma mixta.

**Sharps, C. (1966). Estudio en modelo hidráulico de la bocatoma modificada del proyecto de Chao y Virú (tesis de pregrado). Universidad nacional de ingeniería, Lima, Perú.**

El trabajo de investigación se realizó con el objeto de investigar las posibles fallas de las estructuras de la bocatoma y definir sus formas y proporciones de sus elementos para lograr la máxima eficiencia hidráulica y menor coste posible , ya que mediante cálculos analíticos de la hidrodinámica teórica o aun de la hidráulica no es posible predecir la existencia ni apreciar la magnitud relativa de distintos fenómenos que pueden afectar el correcto funcionamiento de una bocatoma tales como la formación de vórtices de eje horizontal o eje vertical.

Dentro del criterio para la ubicación de la bocatoma se ha considerado la gran magnitud de la avenida tanto de origen hidrológico como de origen aluvial que se producen en el santa, como consecuencia de roturas de lagunas naturales o derrumbes en la cordillera blanca, debiendo reunir dicha zona las condiciones geológicas y topográficas necesarias para garantizar la seguridad de la estructura, la zona elegida se encuentra en un tramo recto del río el cual me parece correcto.

En conclusión en la presente tesis del modelamiento hidráulico permitieron modificar el diseño de la bocatoma debido a que se ha encontrado muchos errores en el diseño original y se ha modificado con la modelación hidráulica de tal manera que nos ahorra en la operación y nos ahorramos el gasto de reconstrucción.

**Alfaro, M. (1981). Diseño de una bocatoma caso bocatoma de bocanegra (tesis de pregrado). Universidad nacional de ingeniería, Lima, Perú.**

El trabajo de investigación se realizó con el objetivo de realizar el diseño hidráulico de la bocatoma tipo mixto, en la cual nos señala que la bocatoma se encontrara en una posición recta del río, pues así brindara mayor facilidad para la limpia natural del cauce, así como el ancho del cauce en la zona de captación debe guardar relación con el caudal de diseño, para así tener que elevar demasiado las estructuras, procediendo a dimensionar las partes de la bocatoma. En esta tesis en vez de usar el número de froude utiliza los nombres de río y torrente para definir el régimen del río.

En conclusión en la presente tesis ya se tiene una idea que el régimen del río define el tipo de bocatoma, así como la ubicación correcta de la bocatoma tiene que ser en una posición recta, en el diseño hidráulico del barraje móvil me parece muy pequeño debido a que el barraje fijo tiene 40m y el barraje móvil 5m, el cual a la larga genera problemas de mantenimiento y la ventana de captación se diseña como un orificio el cual sabemos a la fecha que ya no se diseñan de esta manera debido a las velocidades fuertes que se dan.

**Ponce, R. (2015). Diseño hidráulico de bocatoma caso bocatoma en el río Chicama, en la zona Fácala (tesis de pregrado). Universidad nacional de ingeniería, Lima, Perú.**

El trabajo de investigación se realizó con el objetivo de entender y promover el adecuado uso de los recursos hídricos a lo largo de la costa del Perú, especialmente en la zona de valles cultivables, para poder garantizar la producción de tierras cultivables en temporadas de avenidas y esencialmente en épocas de sequía. Para este fin se realizó el diseño hidráulico de una bocatoma mixta usando libros de diseño antiguos, que a la fecha ya se han mejorado, En el cual solo usa un periodo de retorno para toda la bocatoma, la ventana de captación lo diseña como orificio.

En conclusión se realizó el diseño hidráulico en función del diseño hidrológico que estimara la demanda de agua para las tierras de cultivo de dicho lugar.

## **2.3** Marco Normativo

---

**Normas**

Una norma es un documento de referencia aprobado por una autoridad competente en la materia, tales como el reglamento nacional de edificaciones. Las normas definen los requisitos, especificaciones, directrices o características que se deben utilizar para asegurar que los materiales, productos, procesos y servicios son adecuados para su propósito. (Rocha,2009)

En el Perú no existen normas que controlen el diseño hidrológico e hidráulico de bocatomas.

### Reglamentos o manuales existentes en el diseño hidráulico e hidrológico de Bocatomas

(Rocha,2009). Explica que en la práctica profesional de la hidrología e hidráulica (presas, bocatomas, canales, etc.). A diferencia de lo que sucede, por ejemplo, con la ingeniería sísmo resistente, no hay en el Perú normas ni códigos y el ingeniero desarrolla libremente sus diseños. Hay, sí, como en todo el mundo, numerosos manuales para el diseño hidráulico, lo que es algo distinto. La preparación de códigos de diseño no es una tarea fácil, pues en gran medida restringe y limita la creatividad y posibilidades del ingeniero diseñador.

Al respecto, gallegos (como se citó por Rocha, 2009) afirma lo siguiente: Los códigos forman parte del marco legal en el que se ejerce la ingeniería. En esencia, ellos deben exigir solo las condiciones mínimas indispensables para lograr la debida seguridad de los objetos en el contexto de un riesgo predefinido. En el proceso de diseño y fabricación, los ingenieros deben necesariamente respetar esas condiciones mínimas -no hacerlo es ilegal, y merece una pena y si su juicio profesional lo considera necesario, superarlas.

Un código no podría, por su propia naturaleza, contemplar todos los problemas que plantea la interacción entre un río y un Bocatoma. Hay Bocatomas grandes y pequeños, complejos y simples y cuando interactúan con un río, a los que se refieren los presentes comentarios, se debe agregar la existencia de diferentes tipos de ríos. (Rocha,2009)

A continuación nombramos algunos manuales que se usan en el Perú:

**Autoridad Nacional del Agua (ANA):** Este manual contiene algunos alcances del diseño de bocatomas tipo mixto, sin embargo no te enseña en qué tipo de régimen se ubica esta bocatoma, tampoco señala la correcta colocación de este tipo de bocatoma, este manual a mi parecer está incompleto y te da pocos alcances sobre el diseño de bocatomas.

*“Queda prohibido no sonreír a los problemas, no luchar por lo que quieres, abandonarlo todo por miedo, no convertir en realidad tus sueños”*

— Pablo Neruda

Capítulo

# 3

## MATERIALES Y METODOLOGÍA

### 3.1 Optimización del diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba

En este capítulo se presenta el desarrollo de la tesis, la cual inicia con un estudio hidrológico de la cuenca urubamba para luego desarrollar el diseño hidráulico de la bocatoma urubamba, las medidas de mitigación que garanticen la duración de la bocatoma en el tiempo. Y como último punto se optimiza el diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba usando dos modelos de bocatomas con barrajes móviles de diferentes ancho de solera de 4m y 12m y haciendo la comparación entre los dos modelos se optimizara costos debido a que entrara menos concreto en el barraje móvil de 12m y a la vez se mejorara la eficiencia del barraje móvil para que funcione adecuadamente descargando el caudal con un periodo de retorno de dos años.

La optimización del diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba se realizó en el río Urubamba, ubicado en el distrito de Anta, provincia de Acobamba y departamento de Huancavelica.

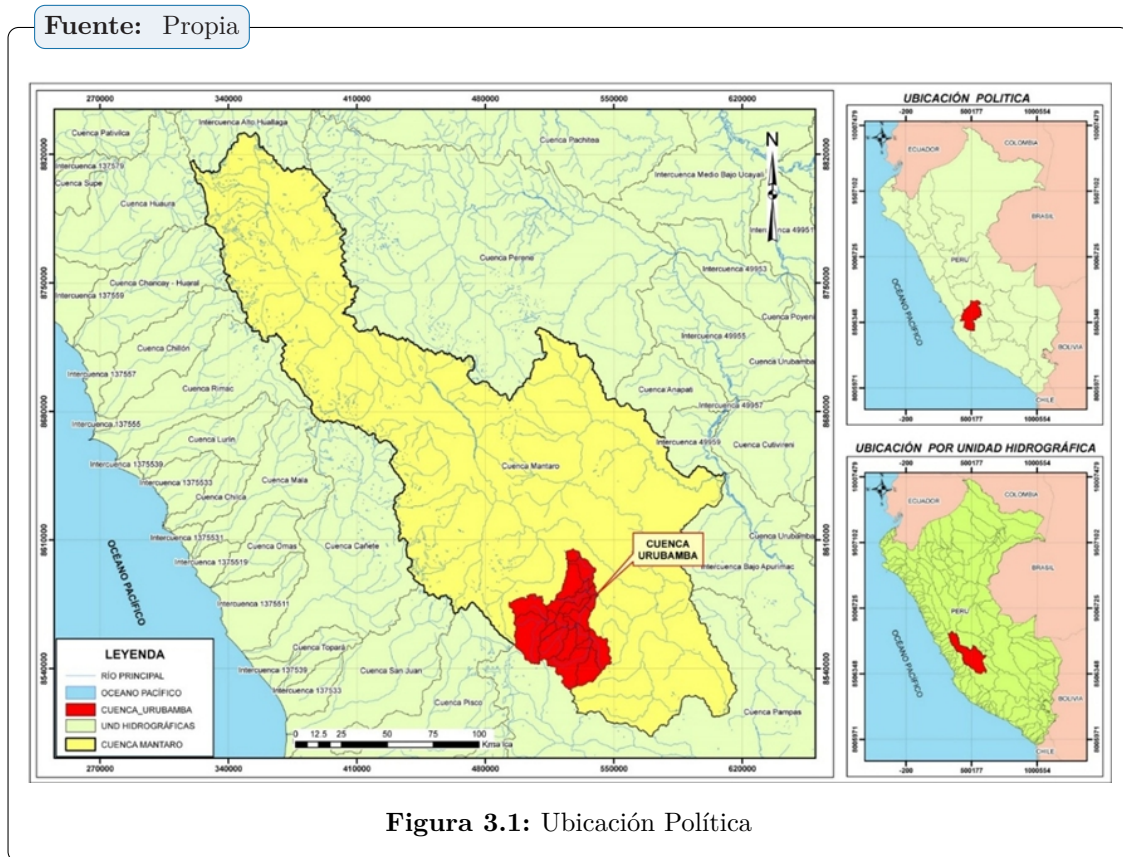
#### 3.1.1 Estudio hidrológico de la bocatoma Urubamba

##### 3.1.1.1 Análisis de la Cuenca

El objetivo del presente estudio hidrológico es evaluar y cuantificar los recursos hídricos en cantidad y oportunidad en la cuenca del río Urubamba, estableciéndose el balance hídrico como base para el aprovechamiento del recurso hídrico superficial para la captación de la bocatoma Urubamba en el abastecimiento de la Minicentral Hidroeléctrica.

En base a lo mencionado, en el presente estudio se ha evaluado la disponibilidad de los recursos hídricos en el punto de captación, así mismo; entre el punto de captación y descarga,

se han definido los estudios de máximas avenidas para los diferentes periodos de retorno, cuya información es requerida para el diseño de la bocatoma Urubamba.



El río Urubamba, nace a una altura aproximada de 5085 msnm. con el nombre de quebrada Intojachahuayo y que aguas abajo toma el nombre de río Huarnislla, luego aguas abajo toma el nombre de río Pantache y que al confluir con el río Chopja forman el río Huayanay; éste último al unirse con el río Sicra toma el nombre de río Casqui y que al confluir con el río Pariahuanca y Jarapa forman el río Urubamba hasta su confluencia con el río Mantaro.

De acuerdo a las Unidades Hidrográficas del Perú, el área de estudio se localiza en la Unidad Hidrográfica X Cuenca del Río Mantaro N° 4996, Cuenca Huarpa N° 49962, Cuenca del río Urubamba.

La caracterización fisiográfica de la cuenca Urubamba son estimadas a partir de ciertos parámetros que son obtenidos del procesamiento de la información cartográfica y de la topografía de la zona de estudio, la cuenca de Urubamba como unidad dinámica natural refleja las acciones recíprocas entre parámetros y variables; entendiendo a las variables como entrada y salida del sistema (precipitación, escorrentía, evaporación, infiltración, transpiración, humedad, cobertura vegetal, entre otros), mientras que los parámetros permanecen constantes en el tiempo y permiten explicar las características fisiomorfométricas de la cuenca Urubamba.

Fuente: Propia

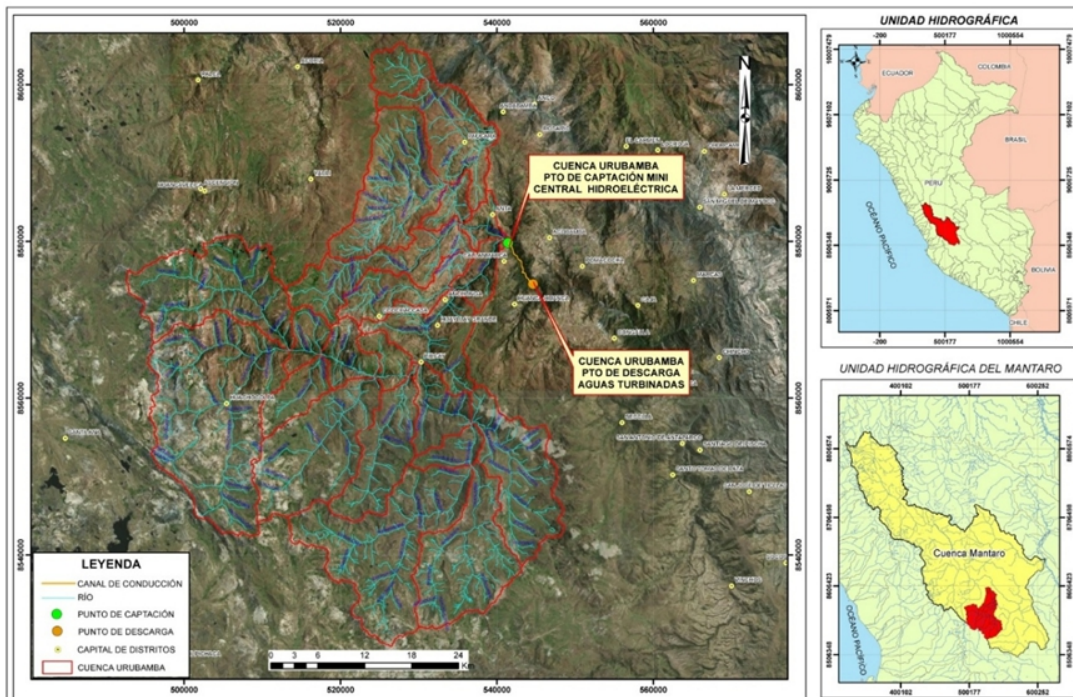


Figura 3.2: Delimitación de la cuenca

Los principales parámetros geomorfológicos de la cuenca Urubamba se detallan a continuación:

### Área de la cuenca

El área de la cuenca Urubamba desde su nacimiento en la parte alta, se alimenta con las aguas de riachuelos y bofedales. Para los fines del diseño de la bocatoma se propone tomar las aguas del río Urubamba en la cual se proyecta la construcción de una bocatoma en el punto de interés.

Una cuenca puede variar de tamaño desde unas cuantas hectáreas a cientos de miles de kilómetros cuadrados. Las cuencas pequeñas son aquellos donde la escorrentía es controlada por procesos de flujo sobre el terreno (overlandflow), mientras que las cuencas grandes son aquellas donde la escorrentía es controlada por procesos de almacenamiento y/o intercepción y propagación en los cauces de ríos y tributarios.

El área de la cuenca es quizá la propiedad más importante, ésta determina el potencial del volumen de escorrentía para una determinada tormenta que cubre el área de la cuenca.

☞ La Cuenca del río Urubamba presenta un área en el punto de interés de 2204.53 Km<sup>2</sup>.



En general a mayor área de cuenca, mayor cantidad de escorrentía superficial y consecuentemente, mayor volumen de flujo superficial.

### Perímetro de la cuenca

El perímetro de la Cuenca está definido por la longitud de la línea divisoria de aguas, que se conoce como el "parte aguas o Divortium Acuarium", la unidad de medida es en Km.

☞ La Cuenca Urubamba presenta un perímetro hasta el punto de interés de: 373.55 Km.

### Coefficiente de compacidad o Índice de Gravelius ( $K_c$ )

El coeficiente de compacidad es una relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia con la misma superficie de la cuenca. Este coeficiente define la forma de la cuenca, respecto a la similitud con formas redondas, dentro de rangos que se muestran a continuación (FAO, 1985).

**Kc1:** Rango entre 1 y 1.25. Corresponde a forma redonda a oval redonda.

**Kc2:** Rango entre 1.25 y 1.5 Corresponde a forma oval redonda a oval oblonga.

**Kc3:** Rango mayor a 1.5-1.75 Corresponde a forma oval oblonga a rectangular oblonga.

**Kc4:** Rango mayor a 1.75 Corresponde a forma rectangular oblonga.

Se determina mediante la siguiente expresión:

$$K_c = \frac{0,28P}{\sqrt{A}} \quad (3.1)$$

Dónde:

**Kc:** Coeficiente de compacidad

**P:** Perímetro de la cuenca (Km)

**A:** Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

Una cuenca se aproximará a una forma circular cuando el valor  $K_c$  se acerque a la unidad. Cuando se aleja de la unidad, presenta una forma más irregular en relación al círculo, valores altos de este parámetro indican una baja tendencia a las crecientes.

☞ La Cuenca del río Urubamba presenta un Coeficiente de Compacidad de: 2.244

### Factor de forma

Se llama factor de forma a la relación entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo. La mayor o menor tendencia de avenidas en una cuenca está medida por este parámetro.

Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda, en la medida que el factor forma tiende a uno.

Una descripción cuantitativa de la forma de la cuenca es definida por la siguiente fórmula:

$$K_f = \frac{B}{L} = \frac{B}{L^2} \quad (3.2)$$

Dónde:

**Kf:** Factor de forma

**A:** Area de la cuenca (km<sup>2</sup>)

**L:** Longitud de la cuenca (km), medido a lo largo del curso más largo.

Un factor de forma bajo o un coeficiente de compacidad mayor, describe una cuenca con una respuesta de escorrentía retardado, contrariamente a estos parámetros la cuenca tendría una respuesta de la escorrentía rápida.

☞ La cuenca Urubamba presenta un factor de Forma de  $K_f = 0.07153$

De los valores mostrados, se desprende que la cuenca Urubamba tiene una respuesta lenta de escorrentía ante una tormenta por presentar una forma alargada.

### Longitud de cauce principal

Recibe éste nombre, el mayor cauce longitudinal que tiene la cuenca de estudio, es decir, el recorrido más largo que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un punto fijo, que puede ser una estación de aforo o desembocadura o punto de interés.

☞ La longitud máxima del cauce natural desde su nacimiento hasta el punto de interés (Captación Urubamba) es: 72.47 km.

### Ancho promedio

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río.

La expresión es la siguiente:

$$A_p = \frac{A}{L} \quad (3.3)$$

**A<sub>p</sub>**: Ancho promedio de la cuenca o Unidad Hidrográfica (Km)

**A**: Área de la cuenca o Unidades Hidrográficas (Km<sup>2</sup>)

**L**: Longitud mayor del río (Km).

☞ El ancho promedio de la Cuenca Urubamba es: 30.42 Km

### Rectángulo equivalente

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (y por lo tanto el mismo índice de compacidad) e igual distribución de alturas (y por lo tanto igual curva hipsométrica). En este rectángulo, las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor. La longitud del lado mayor y menor del rectángulo se determinó mediante la siguiente relación:

$$l = \frac{k\sqrt{A}}{1,12} * \left( 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{k}\right)^2} \right) \quad (3.4)$$

$$L = \frac{k\sqrt{A}}{1,12} * \left( 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{k}\right)^2} \right) \quad (3.5)$$

**l**: Longitud del lado menor del rectángulo.

**L**: Longitud del lado mayor del rectángulo.

**K**: Coeficiente de compacidad.

**A**: Área de la cuenca.

☞ La longitud menor es: 12.55 Km y la longitud mayor es: 175.55 Km

### Parámetros de relieve

Los parámetros de relieve tienen mayor influencia sobre la respuesta hidrológica de la cuenca. Las relaciones área - elevación han sido determinadas por las curvas y alturas características de la cuenca del río Urubamba.

El relieve es la diferencia de elevaciones entre dos puntos referenciales. El relieve máximo de la cuenca es la diferencia de elevación entre el punto más alto (divisoria de cuenca) y la salida de la cuenca (punto de interés).

La altitud media de la cuenca es significativa para el cálculo de la precipitación en la cuenca, puesto que las lluvias orográficas tienen mayor magnitud a mayores altitudes.

- ☞ La Cuenca Urubamba: Comprendido entre las cotas 2945 y 5048 msnm, presenta una altitud media de 4150.1 msnm.

**Curva hipsométrica:** Es la representación gráfica entre los porcentajes de área acumulada por encima de las elevaciones altitudinales de la cuenca. Estos refieren a una curva adimensional que muestra la variación con la elevación de la cuenca.

La elevación media es obtenida del porcentaje de alturas correspondiente al 50 % del área.

La curva hipsométrica es usado cuando una variable hidrológica (precipitación, cobertura vegetativa, o nevados) muestra una tendencia marcada con la altitud, en tales casos la curva hipsométrica proporciona los medios cuantitativos para evaluar los efectos de altitud.

**Curva o polígono de frecuencias:** Es la representación gráfica del porcentaje de superficie ocupada por diferentes rangos de altitud de la cuenca Urubamba, en él se distingue el mayor porcentaje de áreas entre las altitudes de 4114 a 4372 msnm el cual explica su buen rendimiento hídrico y una alta capacidad de recepción de las precipitaciones.

Fuente: Propia

Altitud m.s.n.m	Áreas Parciales		Áreas Acumuladas				Altitud m.s.n.m
	(Km <sup>2</sup> )	(%)	Por Debajo		Por Encima		
	(Km <sup>2</sup> )	(%)	(Km <sup>2</sup> )	(%)	(Km <sup>2</sup> )	(%)	
3114.91	9.32	0.42	9.32	0.42	2195.21	99.58	5048.36
3358.42	37.24	1.69	46.55	2.11	2157.97	97.89	4837.45
3618.67	149.73	6.79	196.28	8.90	2008.25	91.10	4602.53
3850.11	297.67	13.50	493.95	22.41	1710.58	77.59	4372.02
4113.75	373.58	16.95	867.53	39.35	1337.00	60.65	4113.75
4372.02	592.81	26.89	1460.34	66.24	744.18	33.76	3850.11
4602.53	571.60	25.93	2031.94	92.17	172.59	7.83	3618.67
4837.45	163.73	7.43	2195.67	99.60	8.85	0.40	3358.42
5048.36	8.85	0.40	2204.53	100.00	0.00	0.00	3114.91
<b>Total</b>	<b>2204.525</b>	<b>100.000</b>					

Figura 3.3: Procedimiento para hallar curva hipsometrica - Cuenca Urubamba

Fuente: Propia

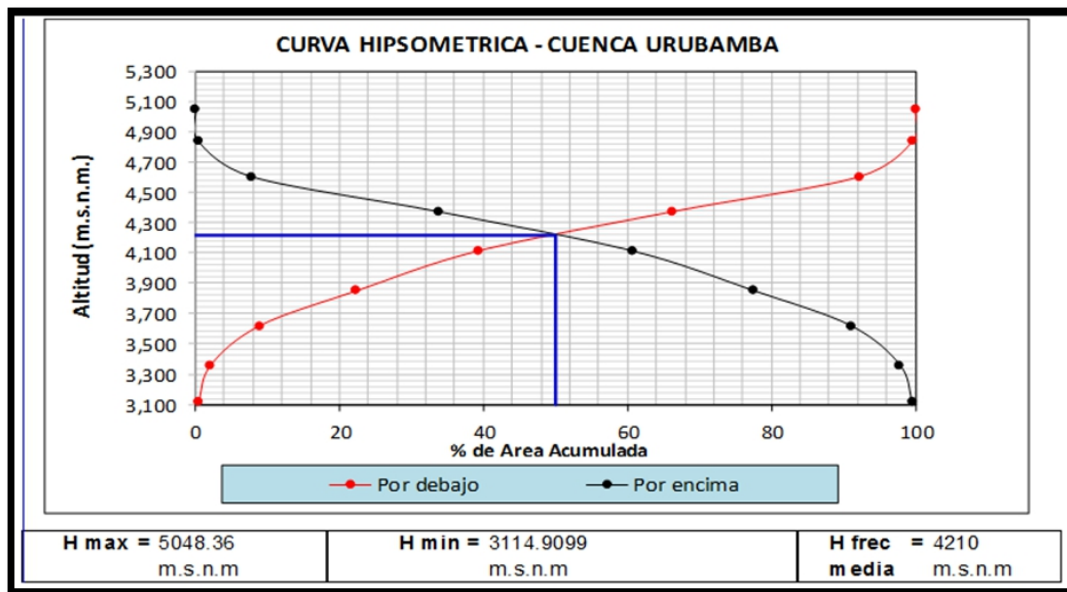


Figura 3.4: Gráfica de la curva hipsométrica - Cuenca Urubamba

#### Alturas características

**Altura media de la cuenca:** Corresponde a la ordenada media de la curva hipsométrica, y su cálculo obedece a un promedio ponderado: elevación - área de la cuenca, su importancia radica en la influencia que ejerce sobre la precipitación y otras variables (evaporación, transpiración y caudal medio). El cálculo se realiza midiendo el área entre los contornos de las diferentes latitudes características consecutivas de la cuenca, la altitud media, el 50 % del área está por encima de ella y el otro 50 % por debajo de ella.

☞ La altitud media de la cuenca Urubamba es de: 4150.1 m.s.n.m.

**Altura de frecuencia media:** Es la altitud correspondiente al punto de abscisa media (50 % del área) de la curva hipsométrica, un valor bajo es indicativo de un bajo rendimiento hídrico de esta cuenca.

☞ La altitud de frecuencia media de la cuenca Urubamba es de: 4210.0 m.s.n.m.

**Altura más frecuencia:** Según el histograma obtenido, la cuenca presenta terrenos entre los límites de altitud de 4114 a 4372 m.s.n.m. En donde se tiene el mayor porcentaje de área de la cuenca es 22.8 %,

Fuente: Propia

CUENCA	ALTITUDES (m.s.n.m)		
	MEDIA	FREC. MEDIA	MAS FRECUENTE
URUBAMBA	4150	4210	4114 - 4372

Figura 3.5: Alturas características - Cuenca Urubamba

### Parámetros de drenaje

Es una de las características más importantes en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento, es decir la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje, proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca. El Sistema o red de drenaje de una cuenca está conformado por un curso de agua principal y sus tributarios; observándose por lo general, que cuanto más largo sea el curso de agua principal, más llena de bifurcaciones será la red de drenaje.

La definición de los parámetros de drenaje se presenta a continuación:

**Tipo de corriente:** La corriente o escurrimiento superficial se basa en la constancia del flujo, el cual está relacionado con las características físicas y climáticas de la cuenca.

- ☞ La clasificación de la corriente de la cuenca Urubamba es perenne por la presencia de flujo constante durante todo el año a excepción de las sequías extremas.

**Densidad de drenaje:** La Densidad de Drenaje (Dd), indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua: (efímeros, intermitentes o perennes) de una cuenca (Lt) y el área total de la misma (A). Generalmente la densidad de drenaje es expresada en Km/Km<sup>2</sup>, tomando valores que van desde 0,5 Km/Km<sup>2</sup> (cuencas con drenaje pobre) hasta 3,5 Km/Km<sup>2</sup> (cuencas excepcionalmente bien drenadas).

La densidad de drenaje tiende a valores mínimos, en ciertas regiones de topografía plana, y un valor alto en regiones húmedas, montañosas y de terrenos impermeables. Esta última situación es la más favorable, pues si una cuenca posee una red de drenaje bien desarrollada, la extensión media de los terrenos a través de los cuales se produce el escurrimiento superficial es corto y el tiempo en alcanzar los cursos de agua también será corto; por consiguiente la intensidad de las precipitaciones influirá inmediatamente sobre el volumen de las descargas de los ríos. Se define como:

**Dd:** Densidad de drenaje (Km/Km<sup>2</sup>)

**Lt:** Suma de longitudes de todos los tributarios y cauce principal (Km)

**A:** Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

☞ La cuenca Urubamba presenta una densidad de drenaje de: 0.03 Km/Km<sup>2</sup> el cual indica que es una cuenca que no presenta un buen drenaje (drenaje pobre).

**Pendiente media del río principal:** Una medida de la gradiente del cauce que toma en cuenta el tiempo de respuesta de la cuenca es la pendiente equivalente (S), el procedimiento de cálculo de la pendiente es dividir el cauce en "n" tramos y una pendiente es calculado para cada tramo basado en la ecuación de Manning.

$$s = \left( \frac{m}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} \dots \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right)^2 \quad (3.6)$$

**S3:** Pendiente equivalente.

**Li:** Cada longitud i de n tramos.

**Si:** Cada pendiente i de n tramos

☞ La cuenca Urubamba presenta una pendiente media del río de: 5.402 %

### Tiempo de concentración (Tc)

El tiempo concentración es el tiempo que demora una gota de agua desde el punto hidráulicamente más distante al punto de interés o punto de aforo.

La determinación de este parámetro se realizó en función a diferentes ecuaciones planteadas, cada una de ellas con sus características propias.

Los métodos más utilizados para el cálculo del Tc, dados en Hora, fueron los siguientes:

**Giandiotti:**

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1,5L}{0,8 * \sqrt{D_m}} \quad (3.7)$$

Donde:

**Tc:** Tiempo de concentración (Hr)

**A:** Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

**L:** Longitud del cauce principal (Km.)

**Dm:** Desnivel medio (m)

**Hataway:**

$$T_c = 0,606 * (L * n)^{0,4678} * S^{-0,24} \quad (3.8)$$

Donde:

**Tc:** Tiempo de concentración (Hr)

**L:** Longitud del cauce principal (Km.)

**n:** Rugosidad Manning.

**S:** Pendiente de la cuenca.

**Kirpich:**

$$T_c = 0,0195 * \left( \frac{L * 1000}{\sqrt{S}} \right)^{0,77} \quad (3.9)$$

Donde:

**Tc:** Tiempo de concentración (Hr).

**L:** Longitud del cauce principal (Km).

**S:** Pendiente de la cuenca (m/m).

**California(U.S.B.R)**

$$T_c = 0,066 * \left( \frac{L^{0,5}}{J} \right)^{0,77} \quad (3.10)$$

Donde:

**Tc:** Tiempo de concentración (Hr).

**L:** Longitud del cauce principal (Km).

**J:** Pendiente promedio del cauce principal.

Asumir una de las ecuaciones presentadas, es muy relativo. Cada una de estas se ha usado en diferentes zonas geográficas. Para el caso del presente estudio, se ha utilizado a criterio un valor promedio, puesto que no hay un estudio específico para la realidad peruana.

Se ha calculado el tiempo de concentración para la cuenca del río Urubamba por los métodos citados anteriormente, la que se muestra detalladamente en Parámetros geomorfológicos y se muestra en forma resumida a continuación:



Fuente: Propia

Microcuenca	Unidad	Urubamba
Área de la cuenca (A):	Km <sup>2</sup>	2204.525
Cota Máxima:	m.s.n.m.	5048.36
Cota Mínima:	m.s.n.m.	3114.91
Pendiente de la cuenca (S):	m/m	0.011
Desnivel del curso principal (H):	Km	1.933
Longitud del curso principal (L):	Km	72.47
Pendiente del curso principal:	m/m	0.054
Desnivel medio (Dm):	m	1933.45
Rugosidad (n):		0.045
T. de concentración Giandioti	Hr	8.43
T. de concentración Hataway	Hr	3.15
T. de concentración Kirpich	Hr	10.19
T. de concentración California (U.S.B.R.)	Hr	5.49
Promedio	Hr	6.82
Desviación Estándar		3.12
Varianza		9.72
Tiempo de concentración asumido	Hr	7.00

Figura 3.6: Determinación del Tiempo de concentración (Tc) en la cuenca Urubamba

De lo anterior, se desprende que la cuenca de Urubamba presenta 7.00 hrs de tiempo de concentración en promedio el mismo que influye en la rapidez de la respuesta de la escorrentía. En esta situación se presenta flujos poco caudalosos.

#### Resultado geomorfológicos de la cuenca

Obtenidos los parámetros geomorfológicos para el área en estudio de la cuenca Urubamba (en el Puntos de interés), éstos han servido para caracterizarla geomorfológicamente, en especial desde el punto de vista de su comportamiento con respecto a la precipitación en términos de caudales promedio y avenidas y/o crecidas de diseño.

La cuenca presenta un área drenada de 2204.53 Km<sup>2</sup>, su perímetro de la línea divisoria de agua es de 373.55 km, su elevación varía entre 2945 m.s.n.m hasta 5048 m.s.n.m, siendo su elevación media de 4150.1 m.s.n.m, la longitud máxima de la cuenca es de 72.47 km. y su ancho medio es de 30.42 km.

Según los resultados de los parámetros geomorfológicos la cuenca Urubamba tiene una forma alargada, la cual significa que tienen poca tendencia a las crecidas. Su altitud media es 4150.1 m.s.n.m. La pendiente media del cauce de la cuenca es: 1.101 %

### 3.1.2 Análisis y tratamiento de la información meteorológica e hidrométrica

#### Análisis de las variables meteorológicas

Las variables meteorológicas como la temperatura, humedad relativa, velocidad del viento y evapotranspiración; son los de mayor importancia para los objetivos del presente estudio, la información pluviométrica disponible se obtuvo de las estaciones climatológicas cercanas a la zona del proyecto y zonas vecinas, las mismas que han registrado las variables de: temperatura media, máxima y mínima y humedad relativa media, las cuales se utilizaron para regionalizar la zona de estudio. Para la selección de estas estaciones se consideró la altitud, la geografía y la distancia entre estaciones.

La cuenca del río Urubamba, de acuerdo a la distribución espacial de las estaciones meteorológicas, cuenta con una (01) estación climática dentro de la cuenca (Estación Lircay), se analizará la estación Lircay así como las estaciones más cercanas que presenta un comportamiento similar, las estaciones próximas a la zona del proyecto son monitoreados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI), las estaciones analizadas son: Est. Pampas, Est. Paucarbamba, Est. Lircay, Est. Colcabamba, Est. Huancavelica y Est. Acobamba, esta última la más cercana a la zona de estudio.

Fuente: Propia

REGISTRO DE ESTACIONES METEOROLÓGICAS UTILIZADAS EN EL ESTUDIO												
N°	ESTACIONES	TIPO	PROPIETARIO	COORDENADAS GEOGRÁFICAS		ALTITUD m.s.n.m.	CUENCA	UBICACIÓN			PERIODO DE REGISTRO	RECORD DE AÑOS
				LATITUD SUR	LONGITUD OESTE			Departamento	Provincia	Distrito		
1	ACOBAMBA	PLU	SENAMHI	12°51' S	74°33' W	3356	MANTARO	HUANCAVELICA	ACOBAMBA	ACOBAMBA	1990 - 2014	25.0
2	PAMPAS	PLU	SENAMHI	12°23' S	74°51' W	3240	MANTARO	HUANCAVELICA	TAYACAJA	PAMPAS	1990 - 2014	25.0
3	PAUCARBAMBA	PLU	SENAMHI	12°28' S	74°35' W	4165	MANTARO	HUANCAVELICA	CHURCAMPA	CHINCHIHUASI	1995 - 2014	25.0
4	COLCABAMBA	PLU	SENAMHI	12°24' S	74°40' W	2920	MANTARO	HUANCAVELICA	TAYACAJA	COLCABAMBA	2004 - 2014	11.0
5	LIRCAY	PLU	SENAMHI	12°58' S	74°43' W	3513	MANTARO	HUANCAVELICA	ANGARAES	LIRCAY	1990 - 2014	25.0
6	HUANCAVELICA	PLU	SENAMHI	12°46' S	75°2' W	3770	MANTARO	HUANCAVELICA	HUANCAVELICA	ASCENCIÓN	1990 - 2014	25.0

Figura 3.7: Registro de estaciones meteorológicas

Fuente: Propia

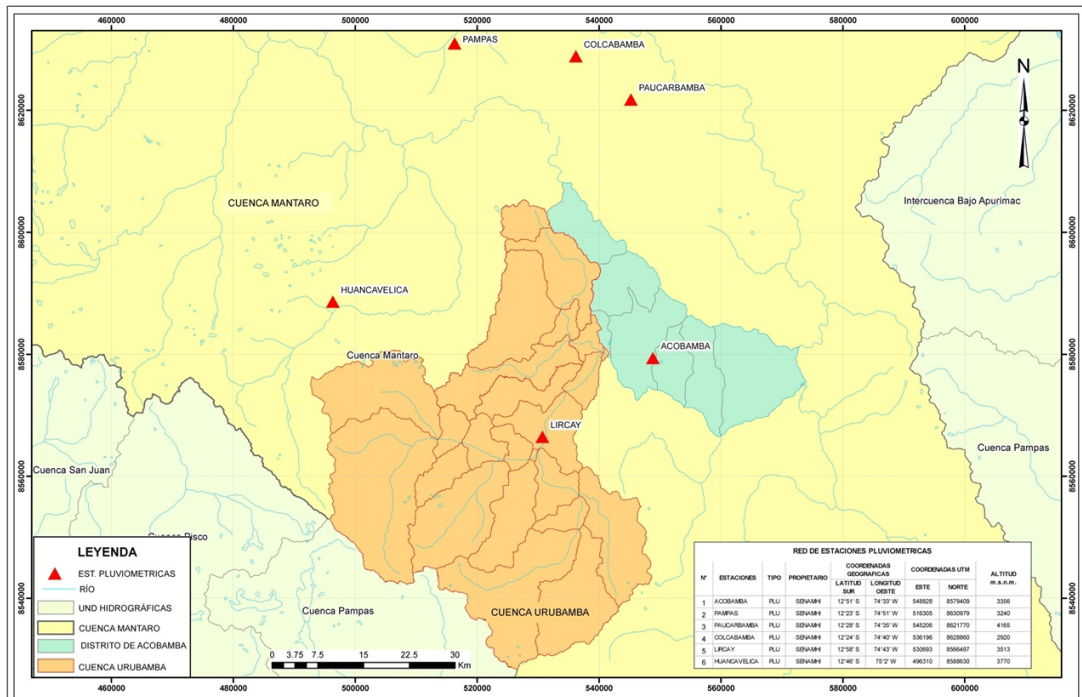


Figura 3.8: Ubicación de estaciones meteorológicas

## Temperatura

La temperatura es el elemento más ligado a la variación altitudinal. En la cuenca en estudio, se ha podido apreciar que varía aproximadamente desde  $7,09^{\circ}C$  a  $9,19^{\circ}C$ , aproximadamente a una altura de 4264 m.s.n.m. La temperatura generada en la zona del proyecto donde se ubicara la estructura de captación presenta una mínima de  $8,63^{\circ}C$  y máxima de  $13^{\circ}C$  a una altura de 3859 m.s.n.m. Quedando comprendida entre estos extremos una serie de variaciones térmicas que caracterizan a cada uno de estos pisos altitudinales apreciados en la cuenca de estudio.

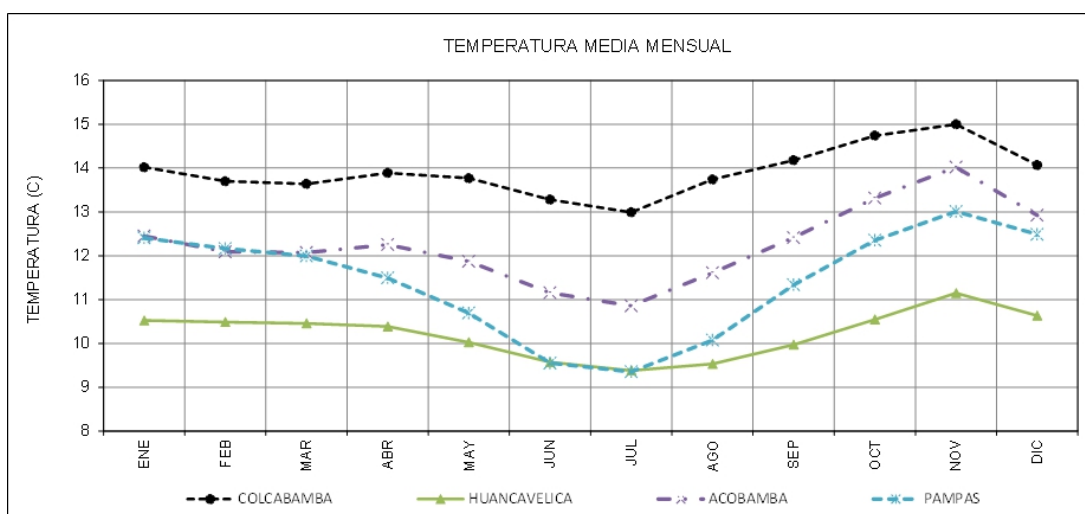
De la red meteorológica utilizadas para el estudio, existen cuatro estaciones que se encuentran próximas al área de estudio las cuales son:

1. Pampas
2. Acobamba
3. Colcabamba
4. Huancavelica

En el que se aprecia el régimen de las temperaturas medias mensuales, así como también el régimen de sus valores mensuales máximos y mínimos extremos.

En lo que respecta a los valores mensuales máximos y mínimos extremos, puede considerarse, que la oscilación entre estos dos valores extremos es relativamente alta en las estaciones ubicadas en el interior o tierra adentro del litoral; esto sería indicativo de que las temperaturas a nivel del litoral son más estables en su régimen que las temperaturas registradas en el interior de las cuencas, lo cual sería explicado por la influencia del mar que actuaría como un termo-regulador.

Fuente: Propia



**Figura 3.9:** Variación mensual multianual de la temperatura que influencia el comportamiento en la cuenca de estudio

Estos altos valores se deben principalmente a factores de orden atmosférico, dentro de los cuales durante los meses invernales es prácticamente ausente permitiendo la incidencia directa de la insolación solar, que durante las horas del día llega a calentar notablemente la superficie terrestre registrando temperaturas muy elevadas; por otra parte, durante la noche, las temperaturas no llegan a descender a niveles inferiores extremos dando como resultado promedios diarios que se pueden considerar altos, generalmente los promedios mensuales son muy poco diferenciales de los promedios registrados durante los meses más cálidos en los cuales si hay presencia de estratos nubosos profundos que interfieren la incidencia de la insolación solar, evitando el sobrecalentamiento de la superficie terrestre.

Por estas razones los valores máximo y mínimo extremos para estaciones ubicadas en la sierra se presentan ligeramente más oscilantes durante el invierno que durante la primavera y verano, obteniéndose como consecuencia de estas variaciones un régimen mensual promedio muy poco oscilante.

Respecto a las temperaturas mínimas extremas, es interesante resaltar, que no obstante encontrar las estaciones indicadas a altitudes comprendidas entre 3,200 y 3,900 m.s.n.m. Estas no alcanzan niveles extremos de congelación, sino que se sitúan, en el peor de los casos, a 1,4°C sobre 0°C durante el mes de Julio, que se registra como uno de los más fríos, esto indicaría que, en este sector del área andina de las cuencas, la ocurrencia de las heladas perjudiciales a la agricultura es probablemente eventual aunque sin descartar que su intensidad debe ser fuerte.

### Humedad relativa

Para el estudio de esta variable, se ha contado con información proveniente de tres estaciones meteorológicas las cuales son:

1. Acobamba
2. Paucarbamba
3. Huancavelica

Fuente: Propia

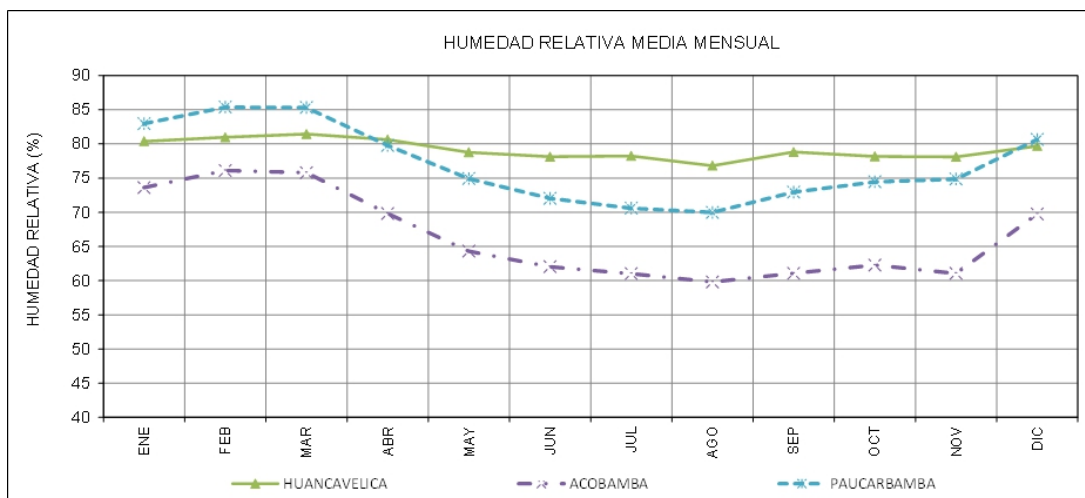


Figura 3.10: Variación mensual multianual de la Humedad relativa que influencia el comportamiento en la cuenca de estudio

La humedad relativa es una variable que se relaciona en forma dinámica con las otras variables climáticas para representar el comportamiento de un sistema (cuenca), su régimen está influenciado por la estacionalidad, las cuales presentan mayor humedad entre los meses de Diciembre - Abril (Estación de Verano), mientras que los meses de menor humedad relativa se presenta en los meses de mayo - Noviembre (Estación de Otoño e Invierno). La oscilación no presenta mayor variación con respecto a los valores máximos y/o mínimos

extremos, observándose que la zona de estudio está conformada por una oscilación que alcanza valores máximo en la estación de Verano con un promedio de 85.41 % y valores mínimos en la estación de invierno con un promedio de 78.54 %.

### **Radiación solar**

Solo la estación de Acobamba cuenta con información de horas sol, esta estación climática esta próxima al área de la cuenca Urubamba, por tal razón será utilizada para el análisis.

En la estación Acobamba, anualmente las horas de sol alcanzan un total de 4240 horas en promedio registrado en los años de 2011-2013, siendo los meses de Abril - Noviembre donde se produce la mayor insolación.

Durante el año las horas de sol fluctúan entre 251.6 horas en el mes de Agosto y 96.4 horas en Febrero, el cual presenta una relación directa a la nubosidad que se presenta en dicha estación.

### **Evaporación**

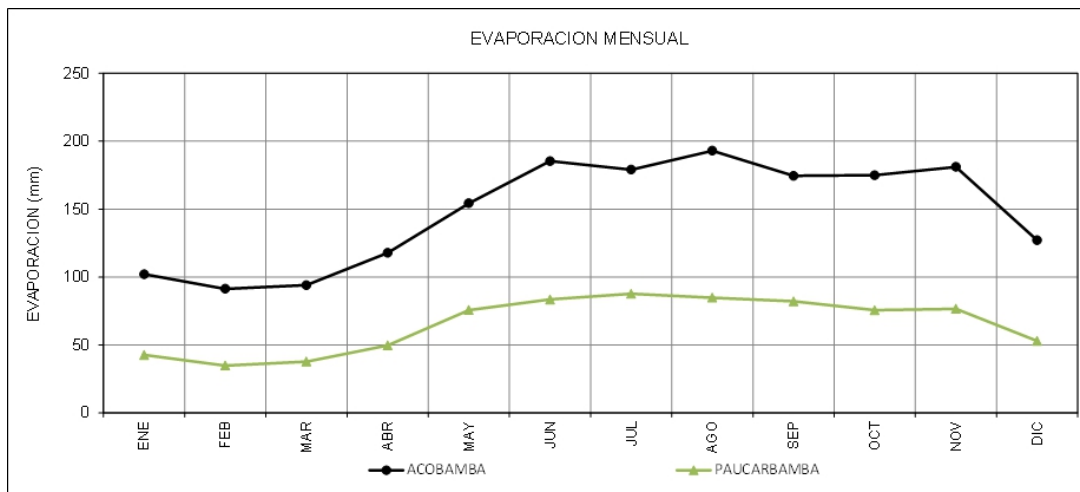
El termino evaporación climatológicamente es referido a la transferencia del agua a la atmosfera a partir de superficies libre, es un proceso físico y continuo por medio del cual el agua a una temperatura inferior al punto de ebullición cambia de estado de líquido a vapor.

La escasa estación que registre este tipo de parámetro (Evaporación) es un problema común, el área del proyecto no cuenta con registros de evaporación, pero las más cercanas son la estación Acobamba y la Estación Paucarbamba.

En la sierra la mayor evaporación se registra durante el invierno, en dicho sector se registra un evaporación anual de aproximadamente 1774.7 mm de evaporación (para este cálculo se ha tomado en cuenta la estación referencial, siendo mayor de Mayo a Octubre, en que el promedio mensual esta alrededor de 176.9 mm, y menor desde Noviembre a Abril, cuando el promedio mensual solo alcanza 118.9 mm.

En la zona de estudio ubicado a una altura de 3859 msnm, punto donde se proyectará la construcción de una estructura de captación, se prevé una evaporación anual regionalizada de 1163.7 mm.

Fuente: Propia



**Figura 3.11:** Variación mensual multianual de la Evaporación que influye el comportamiento en la cuenca de estudio

### Velocidad del viento

La información sobre vientos en el ámbito del proyecto es particularmente escasa, disponiéndose de información solo en la estación Acobamba.

### Precipitación

De acuerdo a la información disponible, la precipitación pluvial en la región varía desde escasos milímetros en épocas de estiaje hasta un promedio multianual de 1263 milímetros a una altitud aproximada de 4,081 m.s.n.m. En el Análisis y Tratamiento de la Información Pluviométrica, se presenta el resumen de datos pluviométricos al nivel de promedios mensuales y anuales adquiridas del SENAMHI.

Las estaciones ubicadas cercanas al proyecto presentan un régimen pluvial estacionario, ya que las lluvias tienen sus inicios en los meses primaverales y cobran mayor intensidad en el mes de Febrero, para luego decrecer casi bruscamente durante el mes de Abril, mes que da inicio al periodo de estiaje, que se caracteriza por la escasa presencia de las precipitaciones o por la ausencia definitiva de estas en algunos meses, especialmente durante los meses más fríos de Junio - Agosto.

En lo que respecta a los valores máximos y mínimos extremos mensuales, es interesante resaltar la estacionalidad. Se podría considerar que la estacionalidad es producto de la alternancia de años húmedos y años secos, en cierta forma es un indicativo del área de estudio, el cual presenta una marcada variación anual y/o estacional.

Fuente: Propia

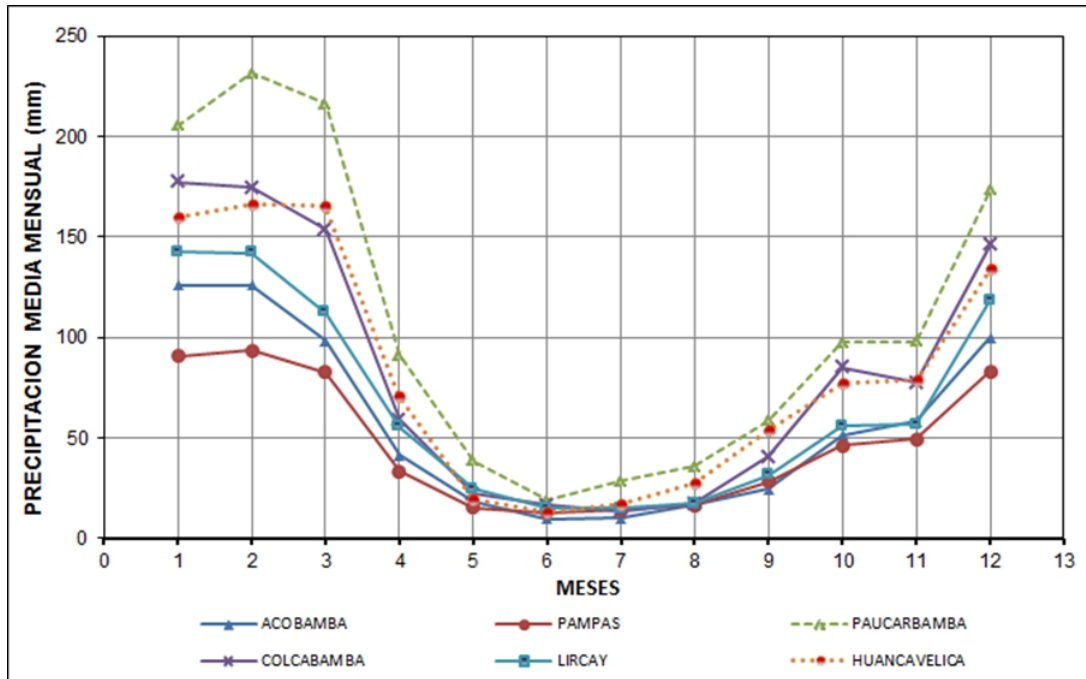


Figura 3.12: Variación mensual multianual de la precipitación que influye el comportamiento en la cuenca de estudio

### Evaporación potencial

Se ha evaluado la Evapotranspiración potencial (ETp) en el área de estudio, mediante la metodología de THORNTHWAITE y Serruto para la cuenca Urubamba. En el Cuadro y figura siguiente se muestra la variación de la Evapotranspiración Potencial mensual para la cuenca en estudio.

Fuente: Propia

ESTACION	ALTITUD (msnm)	EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (mm/mes)												TOTAL ANUAL
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Cuenca med. Urubamba	4081	55.89	52.27	50.86	45.45	43.62	37.77	37.31	42.92	48.17	55.17	57.2	56.34	582.95

Figura 3.13: Evapotranspiración Potencial en la cuenca Urubamba

#### 3.1.2.1 Análisis de consistencia de la información pluviométrica

La precipitación es el elemento básico que determina el comportamiento hidrológico de una cuenca y como tal debe analizarse su comportamiento estacional, multianual e incluso regional.



La no homogeneidad e inconsistencia en secuencias hidrológicas representa uno de los aspectos más importantes del estudio de la hidrología, ya que cuando no se identifica puede introducirse un error significativo en todos los análisis futuros que se realicen obteniendo resultados altamente sesgados.

La inconsistencia se presenta como saltos y tendencias y la no homogeneidad es definida como los cambios de los datos a través del tiempo, Previo a la utilización de la información pluviométrica es necesario analizar el comportamiento hidrológico y la calidad de datos; el tratamiento consiste en efectuar el análisis exploratorio de datos (AED), análisis de consistencia y homogeneidad de los datos, a fin de poder eliminar aquellos valores atípicos que alteran la confiabilidad de los datos.

El análisis de consistencia de la información hidrológica, se analiza mediante los siguientes procedimientos:

- ☞ Análisis Exploratorio de Datos (gráfica Boxplot)
- ☞ Análisis visual gráfico (Histogramas)
- ☞ Análisis de doble masa (CDM)
- ☞ Análisis Estadísticos.

### Análisis exploratorio de datos (AED)

El análisis exploratorio de datos (AED) son técnicas gráficas que ayudan a detectar posibles errores o inconsistencia en los datos de partida, en él se ha elaborado el diagrama de cajas (Boxplot) para tener una primera aproximación del comportamiento hidrológico (mensual y/o multianual) de las estaciones, incrementando la confiabilidad de los datos analizados.

Este primer análisis muestra una visión general de los datos, detectando posibles anomalías (outliers) dentro de la muestra, estos datos (outliers) serán contrastados conociendo su fecha de ocurrencia y el evento que los produjo, realizando una comparación con las estaciones pluviométricas vecinas; es aquí donde se pone en juico la posible presencia de valores atípicos, en base a este análisis se considera su posible eliminación o inclusión en las etapas posteriores

La Figura 3.14 (anual) muestra la distribución de la precipitación total anual (mm) de las seis (06) estaciones pluviométricas analizadas (Acobamba, Colcabamba, Pampas, Paucarbamba, Lircay ,Huancavelica), las cuales se encuentran próximas al área de estudio.

La gráfica Boxplot, muestra la presencia de valores atípicos, estos valores son más recurrentes en los años 2005 y 2011, estos datos clasificados como atípicos pierden significancia al

examinar la totalidad de estaciones, ya que estas presentan una tendencia similar a las estaciones vecinas.

La estación pluviométrica Acobamba, es la que presenta valores atípicos mínimos en mayor cantidad entre los años de 1991, 1992 y 1994. Estos valores son atribuidos a errores sistemáticos en el proceso de medición (presencia de baja precipitación entre los años de 1991 y 1994), mientras que la presencia de un valor atípico en el año 1992 es explicado por la falta de datos en 4 meses de este año.

La Figura A.2 del anexo A (mensual) muestra la distribución de la precipitación total mensual multianual (mm) de las seis (06) estaciones pluviométricas analizadas (Acobamba, Colcabamba, Pampas, Paucarbamba, Lircay, Huancavelica), la gráfica muestra la presencia de valores atípicos en los meses de estiaje (Mayo - Agosto), estos datos no serán eliminados ya que guardan relación con los eventos naturales que se han producido en las estaciones vecinas y en el área de estudio.

Las figuras Boxplot muestran el comportamiento mensual de las estaciones analizadas, observándose que la media y la desviación estándar de la Precipitación aumentan en los meses lluviosos (Diciembre a Abril), mientras que en los meses de estiaje (Mayo a Agosto) estos valores tienden a disminuir. De esta manera se demuestra que la precipitación tienen una marcada estacionalidad (época de avenida y estiaje), de igual manera se demuestra el comportamiento estacionario a nivel anual (ciclo hidrológico).

Fuente: Propia

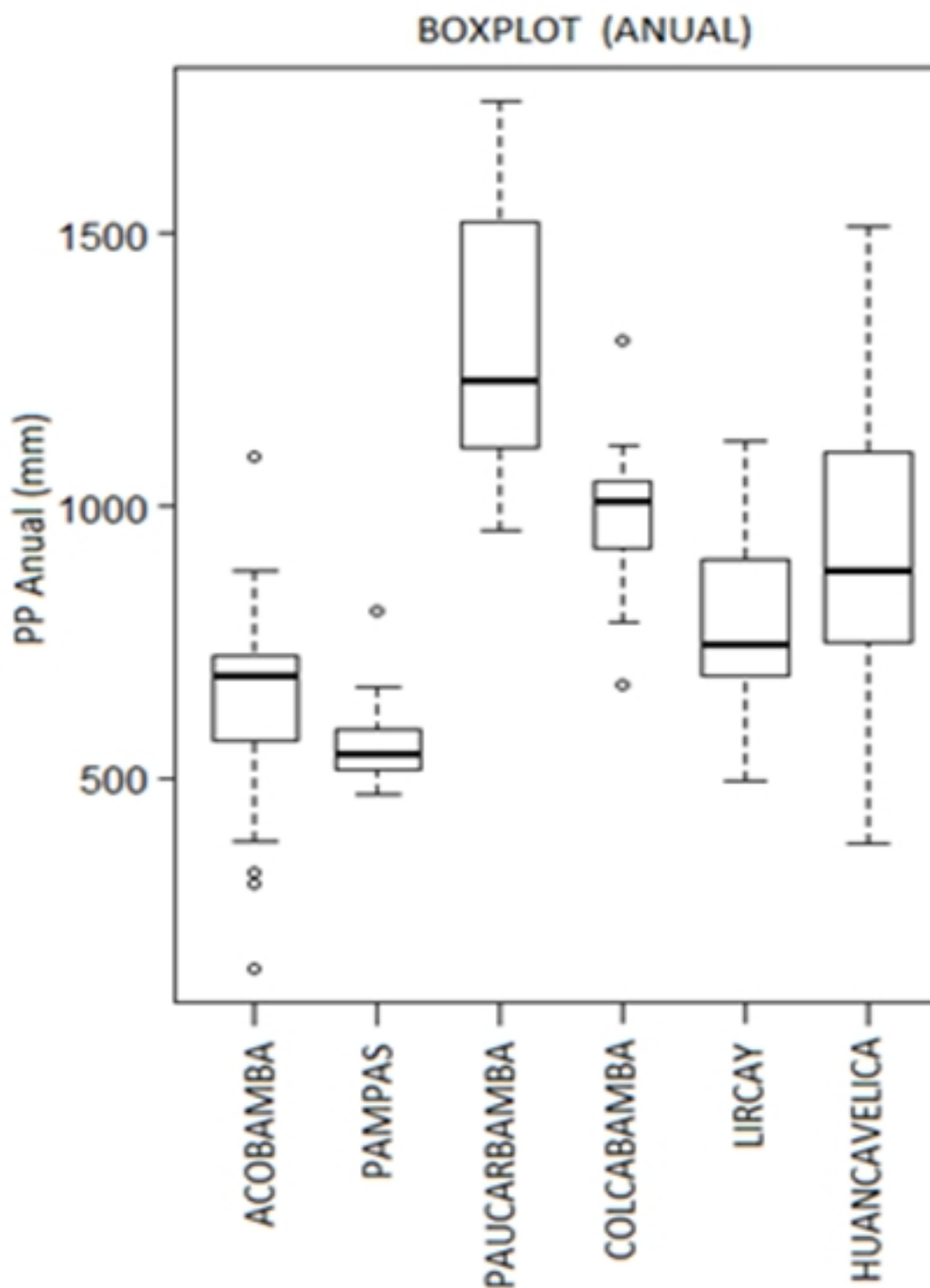


Figura 3.14: Gráfica de caja, Precipitación total multianual (mm)

#### Análisis visual gráfico

**Histogramas:** El análisis gráfico es una herramienta conocida, comprende el análisis de los histogramas a nivel mensual y anual con la finalidad de investigar posibles saltos o

tendencias durante el periodo registrado, así como para detectar valores extremadamente altos o bajos que no reflejen el comportamiento de la variable en el periodo de registro.

Los histogramas se usaron también con la finalidad de establecer el período de registro más confiable en cada serie, es decir estos fueron comparados simultáneamente con la finalidad de visualizar si presentan un comportamiento homogéneo.

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

Un quiebre de la recta de doble masa o un cambio de pendiente, puede o no ser significativo, ya que si dicho cambio está dentro de los límites de confianza de la variación de una recta para un nivel de probabilidades dado (tal es el caso de las estaciones en estudio), entonces el salto no es significativo, el mismo que se comprobará mediante un análisis estadístico.

Del análisis de la curva de doble masa de las estaciones analizadas, se evaluó los resultados gráficos, seleccionado la estación Acobamba como estación base, puesto que presenta mayor regularidad de la serie, vale decir tiene menor número de puntos de quiebre, por tanto se considera como la más confiable.

La estación seleccionada (Est. Acobamba) se ploteó en el eje de las abscisas y en las ordenadas con las demás estaciones, obteniéndose así tantas rectas como números de estaciones se analicen. En estos gráficos se definen el o los quiebres que pueden ser significativos para su posterior análisis estadístico.

La Figura 3.15 muestra el resultado del análisis de doble masa de las estaciones analizadas, obteniendo como resultado la estación base (Est. Acobamba) que presenta menor quiebre y una correlación de 0.9993

**Análisis estadístico:** Después de realizar el análisis gráfico (doble masa) los periodos de posible corrección, y los periodos de datos que se mantendrán con los valores originales, se procede el análisis estadístico mediante el análisis de saltos y tendencias.

Fuente: Propia

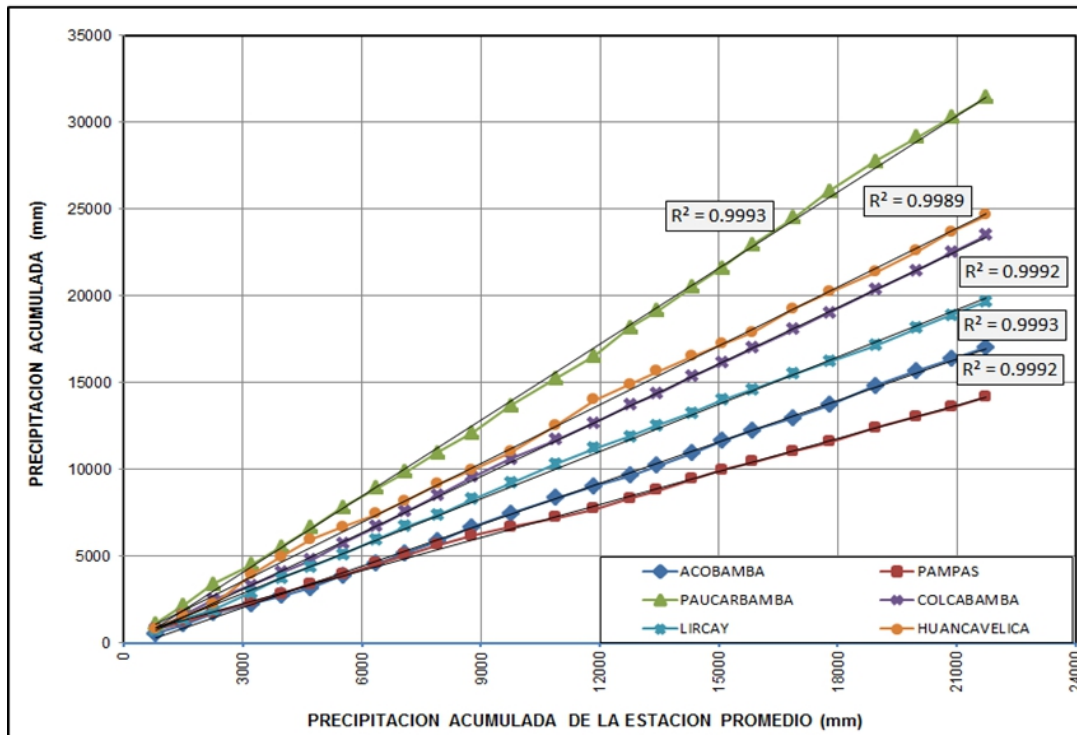


Figura 3.15: Gráfica de caja, Precipitación total mensual multianual (mm)

### Análisis de Saltos

Los saltos, son formas determinísticas transitorias que permiten a una serie estadística periódica pasar desde un estado a otro, como respuesta a cambios violentos hechos por el hombre, debido al continuo desarrollo, explotación y cambios violentos que ocurren en la naturaleza.

Los saltos se presentan en la media y la desviación estándar. El análisis de salto se obtiene al medir la consistencia de la media y la Consistencia en la desviación estándar.

### Eliminación de Saltos

En casos en que los parámetros media y desviación estándar de la sub muestra de las series de tiempo, resulta ser estadísticamente iguales, la información original no se corrige, por ser consistente con 95 % de probabilidad, aun cuando en la curva de doble masa presente pequeños quiebres, caso contrario, se deberá corregir los valores de la sub muestra mediante una ecuación que permita mantener los parámetros del periodo más confiable.

En los cuadros del Análisis y Tratamiento de la Información Pluviométrica, se presenta el análisis y tratamiento estadístico completo de las 06 estaciones utilizadas en el estudio de la

cuenca del río Urubamba incluido el análisis de saltos y tendencias, así como las respectivas correcciones

### **3.1.2.2** Completación y extensión de la información pluviométrica

---

Realizado el análisis de consistencia de la información histórica, se procedió a la completación de datos faltantes y extensión de los registros a un período común de 1990 – 2014, que corresponde a 25 años.

Antes de evaluar la consistencia de la información pluviométrica, se realizó la completación y extensión de los datos faltantes utilizando para ello la información de los años con registro completos (es decir datos durante los doce meses) aun estas no sean consecutivas, obteniendo de esta manera la precipitación promedio multianual a nivel mensual y anual, luego se calculó el factor adimensional ( $K$ ) para cada mes del año con la siguiente ecuación:

$$K_i = \frac{\overline{X}_i}{X} \quad (3.11)$$

Donde:

**$X_i$** : Precipitación promedio multianual del mes  $i$

**$X$** : Precipitación promedio multianual a nivel anual

Con este factor  $K$  se procedió a hallar la precipitación de los meses faltantes, en los anexos se presenta debidamente completada de las 06 estaciones analizadas.

Para realizar la completación y extensión de datos, se utilizó los modelos de regresión lineal simple y múltiple mediante una correlación espacial que se muestran en los Cuadros Análisis y Tratamiento de la Información Pluviométrica.

Finalmente se presenta los registros de las precipitaciones totales mensuales completadas y extendidas de cada estación analizada, así mismo en la Figura A.5 del anexo A, presenta la distribución de la precipitación anual completada.

Debo mencionar que el análisis y tratamiento consiste en realizar un tratamiento a los registros de precipitación, el análisis de doble masa, análisis estadístico para posteriormente completar y extender los datos y obtener la precipitación regionalizada para la altitud de frecuencia media de la cuenca del río Urubamba.

Fuente: Propia

RESUMEN DE PRECIPITACIONES ANUALES (mm)							
Nº	Año	Acobamba	Pampas	Paucarbamba	Colcabamba	Lircay	Huancavelica
1	1990	594.17	756.23	1244.91	856.57	756.68	826.60
2	1991	599.93	468.40	1251.13	861.75	618.10	725.86
3	1992	733.96	533.00	1402.96	988.25	494.20	661.11
4	1993	612.99	584.30	1265.89	874.05	1013.80	1705.42
5	1994	534.67	469.10	1177.05	800.04	849.30	1054.70
6	1995	510.83	565.40	1256.08	777.82	637.60	975.20
7	1996	807.92	544.30	1363.28	1057.68	716.00	733.90
8	1997	790.41	636.50	1248.01	1041.18	887.10	752.50
9	1998	679.74	514.10	1091.84	936.93	746.40	750.40
10	1999	742.18	551.70	1275.84	995.75	639.20	940.20
11	2000	936.08	535.30	1292.06	1178.65	920.70	839.50
12	2001	897.41	503.90	1807.16	1142.22	912.10	1037.70
13	2002	1000.35	531.30	1853.66	1239.19	1120.80	1514.50
14	2003	681.40	518.50	1277.10	939.39	896.80	1489.30
15	2004	625.70	587.30	1617.20	1026.70	689.50	882.70
16	2005	566.60	472.40	965.90	673.20	637.40	744.10
17	2006	708.79	665.90	1379.80	987.30	718.40	848.80
18	2007	725.20	516.90	1105.60	785.40	743.90	711.10
19	2008	598.20	479.20	1340.90	867.20	604.70	691.80
20	2009	713.10	584.70	1541.90	1052.90	901.70	1363.70
21	2010	764.50	553.20	1525.00	980.40	697.40	969.60
22	2011	1089.60	807.30	1744.40	1304.00	935.10	1114.80
23	2012	850.50	637.70	1365.70	1109.50	981.80	1232.72
24	2013	687.80	534.50	1147.60	1035.50	775.20	1100.60
25	2014	700.90	612.20	1156.20	1007.80	791.50	968.31

Figura 3.16: Registro de precipitación anual completada y extendida (mm)

### 3.1.2.3 Oferta Hídrica

Para determinar la disponibilidad de agua en el punto de captación de la cuenca Urubamba, se generó en base a un modelo de transformación de precipitación y escorrentía el cual usa datos de precipitación promedio regionalizada para la altitud media de la cuenca de estudio, haciendo uso de un método estocástico y determinístico conocido como LUTZ SCHOLZ y tomando en cuenta los parámetros geomorfológicos obtenidos de la cuenca del río Urubamba.

A continuación se muestra detalladamente el procedimiento de cálculo de este método.

La estimación de la disponibilidad de agua en la cuenca, se realizó por medio de modelos matemáticos. El uso de los modelos matemáticos en hidrología es muy amplio, tanto así que, prácticamente en cada especialidad hidrológica, se han desarrollado modelos matemáticos para la solución de problemas generales y específicos. En los últimos años las técnicas de simulación hidrológica han tenido una amplia difusión, algunos modelos son de aplicación específica, mientras que otros son de aplicación más general.

Existen asimismo una amplia variedad de formulaciones matemáticas adoptadas por diferentes modelos para describir los diversos componentes de los procesos de precipitación

–escorrentía, pudiendo diferir éstas, no sólo en términos conceptuales sino también en nivel de complejidad, planificadores o diseñadores, quienes requieren información hidrológica, tendrán que elegir entre una amplia variedad de modelos disponibles.

Dado que no existe un modelo universal, apropiado para la solución de todos los problemas hidrológicos, la opción de realizar uno que satisfaga los problemas de la hidrología aplicada en cualquier caso, se hace muy difícil.

La transformación de la Precipitación en Escorrentía, se ha realizado aplicando el método de Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana – Lutz Scholz, desarrollado por el Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones – Plan Meris II en 1980, cuyo cálculo está basado en la modelación matemática del ciclo hídrico.

En las Figuras del anexo A – Análisis de la Oferta de Caudal mensual, se muestra un resumen de los caudales generados para la cuenca en estudio, desarrollado con el modelo determinístico – estocástico de Lutz Scholz, explicado en el siguiente acápite.

#### **3.1.2.4** Modelo Determinístico - Estocástico de Lutz Scholz

---

Este modelo hidrológico es combinado por que cuenta con una estructura determinístico para el cálculo de los caudales mensuales para el año promedio (Balance Hídrico – Modelo determinístico) y una estructura estocástica para la generación de series extendidas de caudal (Proceso markoviano – Modelo Estocástico).

Fue desarrollado por el experto en hidrología, Lutz Scholz para cuencas de la sierra peruana, entre los años 1979 – 1980, en el marco de Cooperación Técnica de la República de Alemania a través del Plan Meris II.

Determinado el hecho de la ausencia de registros de caudal en la sierra peruana, el modelo se desarrolló tomando en consideración parámetros físicos y meteorológicos de las cuencas, que puedan ser obtenidos a través de mediciones cartográficas y de campo. Los parámetros más importantes del modelo son los coeficientes para la determinación de la Precipitación Efectiva, déficit de escurrimiento, retención y agotamiento de las cuencas. Los procedimientos que se han seguido en la implementación del modelo son:

- ☞ Cálculo de los parámetros necesarios para la descripción de los fenómenos de escorrentía promedio.
- ☞ Establecimiento de un conjunto de modelos parciales de los parámetros para el cálculo de caudales en cuencas sin información hidrométrica. En base a lo anterior se realiza el cálculo de los caudales necesarios.



- ☞ Calibración del modelo y generación de caudales extendidos por un proceso markoviano combinado de precipitación efectiva del mes con el caudal del mes anterior

Este modelo fue implementado con fines de pronosticar caudales a escala mensual, teniendo una utilidad inicial en estudios de proyectos de riego y posteriormente extendiéndose el uso del mismo a estudios hidrológicos con prácticamente cualquier finalidad (abastecimiento de agua, hidroelectricidad, etc). Los resultados de la aplicación del modelo a las cuencas de la sierra peruana, han producido una correspondencia satisfactoria respecto a los valores medidos.

### Ecuación del balance hídrico

La ecuación fundamental que describe el balance hídrico mensual en mm/mes es la siguiente:

$$Q_m = P_i - D_i + C_i - A_i \quad (3.12)$$

**Q<sub>m</sub>**: Caudal mensual en mm/mes.

**P<sub>i</sub>**: Precipitación total mensual sobre la cuenca en mm/mes

**D<sub>i</sub>**: Déficit de escurrimiento en mm/mes

**C<sub>i</sub>**: Gasto de la retención en la cuenca (Aporte)

**A<sub>i</sub>**: Abastecimiento de la retención (Retención).

Asumiendo que para períodos largos (en este caso 1 año) el Gasto y Abastecimiento de la retención tienen el mismo valor, es decir  $G = A$  y que para el año promedio, una parte de la precipitación retorna a la atmósfera por evaporación; luego reemplazando  $(P-D)$  por  $(C*P)$ , y tomando en cuenta la transformación de unidades (mm/mes a m<sup>3</sup>/s) la ecuación se convierte en:

$$Q = c' * C * P * AR \quad (3.13)$$

Que es la expresión básica del método racional, donde:

**Q** : Caudal (m<sup>3</sup>/s)

**c'**: Coeficiente de conversión del tiempo (mes/s)

**C**: Coeficiente de escurrimiento

**P**: Precipitación total mensual (mm/mes)

**AR**: Área de la cuenca (m<sup>2</sup>).

### Ecuación de la Evapotranspiración Potencial

Se ha considerado el uso de la fórmula propuesta por L. Turc:

$$C = \frac{P - D}{P} \quad (3.14)$$

Dónde:

**C:** Coeficiente de escurrimiento (mm/año)

**P:** Precipitación Total anual (mm/año)

**D:** Déficit de escurrimiento (mm/año)

Para la determinación de D se utiliza la expresión:

$$D = \frac{P}{\left(0,9 + \frac{P^2}{L^2}\right)^{1/2}} \quad (3.15)$$

Dónde:

**L:** Coeficiente de Temperatura

**T:** Temperatura media anual (grados centigrados)

$$L = 300 + 25 * T + 0,05 * T^3 \quad (3.16)$$

La evapotranspiración potencial, se ha determinado por el Método de Hargreaves en función a la Humedad Relativa y Temperatura.

Los resultados del cálculo de la evapotranspiración potencial se muestran en la Información meteorológica, un resumen de este cálculo se muestra en la Figura A.7 del anexo A y la Figura 3.17.

Fuente: Propia

EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL PROMEDIO														
ESTACION	ALTITUD (msnm)	EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (mm/mes)												TOTAL ANUAL
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Cuenca med. Urubamba	4081	55.89	52.27	50.88	45.45	43.62	37.77	37.31	42.92	48.17	55.17	57.2	56.34	582.95

ESTACION	ALTITUD (msnm)	EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (mm/día)												TOTAL ANUAL
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Cuenca med. Urubamba	4081	1.803	1.867	1.641	1.515	1.407	1.259	1.203	1.384	1.606	1.78	1.907	1.817	19.1883

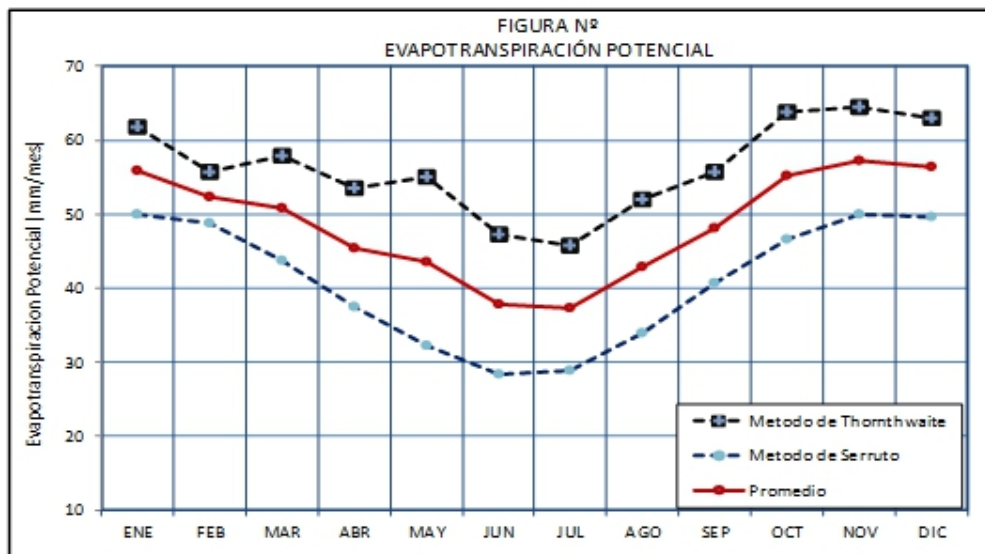


Figura 3.17: Evapotranspiración potencial

### Precipitación efectiva

Para el cálculo de la Precipitación Efectiva, se supone que los caudales promedios observados en la cuenca pertenecen a un estado de equilibrio entre gasto y abastecimiento de la retención. La precipitación efectiva se calculó para el coeficiente de escurrimiento promedio, de tal forma que la relación entre precipitación efectiva y precipitación total resulta igual al coeficiente de escurrimiento.

A fin de facilitar el cálculo de la precipitación efectiva se ha determinado el polinomio de quinto grado:

$$PE = a_0 + a_1P + a_2P^2 + a_3P^3 + a_4P^4 + a_5P^5 \quad (3.17)$$

Dónde:

**PE:** Precipitación efectiva (mm/mes)

**P:** Precipitación total mensual (mm/mes)

**ai:** Coeficiente del polinomio

Se muestra los valores límite de la precipitación efectiva, el Cuadro siguiente muestra los tres juegos de coeficientes para, (ai) que permiten alcanzar por interpolación los límites.

☞ Curva I:  $PE = P - 120.6$  para  $P > 177,8mm/mes$

☞ Curva II:  $PE = P - 86.4$  para  $P > 152,4mm/mes$

☞ Curva III:  $PE = P - 59.7$  para  $P > 127,0mm/mes$

Fuente: Propia

Descripción	Valor del Coeficiente		
	Curva I	Curva II	Curva III
$a_0$	-0.01800	-0.02130	-0.0280
$a_1$	-0.01850	0.13580	0.2756
$a_2$	0.001105	-0.002296	-0.004103
$a_3$	-1.20E-05	4.35E-05	5.53E-05
$a_4$	1.44E-07	-8.90E-08	1.24E-07
$a_5$	-2.85E-10	-8.79E-11	-1.42E-09

Figura 3.18: Cálculo de la evapotranspiración potencial

De esta forma es posible llegar a la relación entre la precipitación efectiva y precipitación total: Dónde:

$$C = \frac{Q}{P} = \sum_{i=1}^{12} \frac{PE_i}{P} \quad (3.18)$$

**C:** Coeficiente de escurrimiento

**Q:** Caudal anual

**P:** Precipitación Total anual

### Retención de la cuenca

Bajo la suposición de que para un año promedio exista un equilibrio entre el gasto y el abastecimiento de la reserva de la cuenca y además que el caudal total sea igual a la

precipitación efectiva anual, la contribución de la reserva hídrica al caudal se puede calcular según las fórmulas:

$$R_i = CM_i - P_i \quad (3.19)$$

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i \quad (3.20)$$

Dónde:

**CMi:** Caudal mensual(mm/mes)

**PEi:** Precipitación Efectiva Mensual(mm/mes)

**Ri:** Retención de la cuenca(mm/mes)

**Gi:** Gasto de la retención(mm/mes)

**Ai:** Abastecimiento de la retención(mm/mes)

**Ri=** Gi para valores mayores que cero(mm/mes)

**Ri=** Ai para valores menores que cero(mm/mes)

Sumando los valores de G o A respectivamente, se halla la retención total de la cuenca para el año promedio, que para el caso de las cuencas de la sierra varía de 43 a 188 (mm/año).

#### Relación entre descarga y retención

Durante la estación seca, el gasto de la retención alimenta los ríos, constituyendo el caudal o descarga básica. La reserva o retención de la cuenca se agota al final de la estación seca; durante esta estación la descarga se puede calcular en base a la ecuación:

$$Q_t = Q_0 e^{-at} \quad (3.21)$$

Dónde:

**Qt:** Descarga en el tiempo t.

**Qo:** Descarga inicial.

**a:** Coeficiente de agotamiento.

**t:** Tiempo.

Al principio de la estación lluviosa, el proceso de agotamiento de la reserva termina, comenzando a su vez el abastecimiento de los almacenes hídricos. Este proceso está descrito por un déficit entre la precipitación efectiva y el caudal real.

En base a los hidrogramas se ha determinado que el abastecimiento es más fuerte al principio de la estación lluviosa continuando de forma progresiva pero menos pronunciada, hasta el final de dicha estación.

### Coeficiente de agotamiento

Mediante la fórmula anterior se puede calcular el coeficiente de agotamiento “a”, en base a datos hidrométricos. Este coeficiente no es constante durante toda la estación seca, ya que va disminuyendo gradualmente.

Con fines prácticos se puede despreciar la variación del coeficiente “a” durante la estación seca empleando un valor promedio.

El coeficiente de agotamiento de la cuenca tiene una dependencia logarítmica del área de la cuenca.

$$a = f(Ln * A) \quad (3.22)$$

**a:** Coeficiente de agotamiento por día.

**A:** Área de la cuenca en Km<sup>2</sup>.

**EP:** Evapotranspiración potencial anual en mm/año.

**T:** Duración de la temporada seca en días.

**R:** Retención total de la cuenca en mm/año.

En principio, es posible determinar el coeficiente de agotamiento real mediante aforos sucesivos en el río durante la estación seca; sin embargo cuando no sea posible ello, se puede recurrir a las ecuaciones desarrolladas para la determinación del coeficiente “a” para cuatro clases de cuencas:

- ☞ Cuencas con agotamiento muy rápido, debido a temperaturas elevadas (>10 grados centígrados) y retención que va de reducida (50mm/año) a mediana (80 mm/año).

$$a = -0,00252lnA + 0,034 \quad (3.23)$$

- ☞ Cuencas con agotamiento rápido, cuya retención varía entre 50 y 80 mm/año y vegetación poco desarrollada (puna).

$$a = -0,00252 \ln A + 0,030 \quad (3.24)$$

- ☞ Cuencas con agotamiento mediano, cuya retención es alrededor de 80 mm/año y vegetación mezclada (pastos, bosques y terrenos cultivados).

$$a = -0,00252 \ln A + 0,026 \quad (3.25)$$

- ☞ Cuencas con agotamiento reducido por alta retención (>100mm/año) y vegetación mezclada.

$$a = -0,00252 \ln A + 0,023 \quad (3.26)$$

Dónde:

**a:** Coeficiente de agotamiento por día

**AR:** Area de la cuenca (km<sup>2</sup>)

**EP:** Evapotranspiración potencial anual (mm/año)

**T:** Duración de la temporada seca (días)

**R:** Retención total de la cuenca (mm/año)

### Almacenamiento hídrico

Tres tipos de almacenes hídricos naturales que inciden en la retención de la cuenca son considerados:

- ☞ Acuíferos
- ☞ Lagunas y pantanos
- ☞ Nevados

#### 3.1.2.5 Ingreso de datos

---

Los datos de ingreso son la Precipitación regionalizada, los porcentajes mensuales de almacenamiento del acuífero (retención), los aportes del acuífero (aporte) y los Caudales de comparación.

Los caudales aforados, las retenciones y aportes serán obtenidos para calibrar la oferta de agua de la cuenca del río Urubamba.

### Calibración del modelo

Consiste en el ajuste de los parámetros del modelo durante un período fijado, por comparación entre valores simulados y los caudales reales medidos o aforados. Es la comprobación entre los datos observados y la capacidad descriptiva del modelo (datos simulados).

Luego de realizar los ajustes dentro de la etapa de calibración del modelo, se han obtenido coeficientes de escurrimiento que oscila entre 0.50 y 0.55, así mismo, se ha obtenido una retención anual de la cuenca en el orden de 77.50 mm/año, los cuales están distribuidos en los siguientes porcentajes: 30 % en el mes de Enero, 20 % en el mes de Febrero, 5 % en el mes de Marzo, 10 % en el mes de Octubre y 35 % en el mes de Diciembre; tal como se muestran en la figura – Análisis de la oferta de caudal mensual.

Fuente: Propia

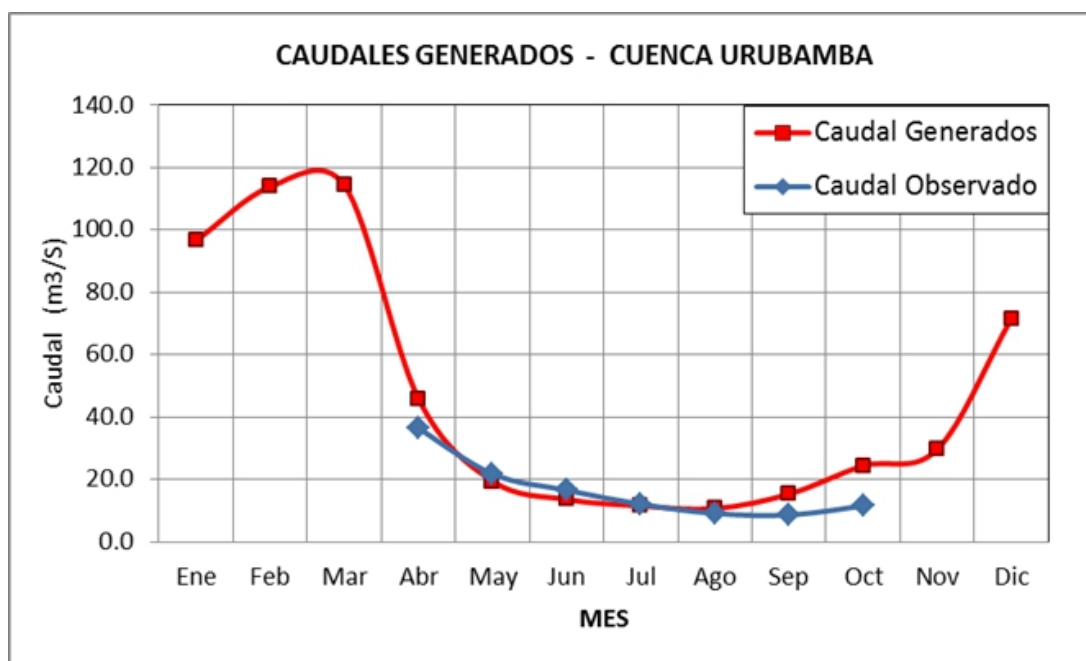


Figura 3.19: Caudal promedio generado - Cuenca Urubamba

#### 3.1.2.6 Simulación

Una vez realizada la calibración, podemos realizar la simulación de caudales en los puntos de interés, utilizando los valores de los parámetros ajustados previamente.



La simulación, para nuestro caso fue en la altitud donde se proyectara la estructura de captación ubicado a una cota de 2945 msnm, tomando como estación de aforo el punto de interés de la cuenca, la cual encierra un área de 2204.53 Km<sup>2</sup>.

Como resultados de La simulación, se obtienen los caudales medios mensuales, para el período 1990 – 2014; las que se muestran en la figura 3.20 – Análisis de la oferta de caudal mensual.

Fuente: Propia

N°	Mes	CAUDALES GENERADOS					PE t mm/mes	CALCULOS					
		Q t	Q t-1	Q t	Q t-1			X11	X12	X13	X22	X23	X33
		m3/s	m3/s	X1 mm/mes	X2 mm/mes	X3 mm/mes							
1	Ene	74.29	90.76	90.26	110.26	116.35	8147.51	9952.87	10501.87	12158.28	12828.93	13536.57	
2	Feb	117.38	74.29	128.81	90.26	131.65	16592.49	11627.01	16958.45	8147.51	11883.45	17332.47	
3	Mar	114.30	117.38	138.87	128.81	122.93	19285.28	17888.29	17071.74	16592.49	15835.09	15112.26	
4	Abr	45.86	114.30	53.92	138.87	18.97	2907.18	7487.71	1022.88	19285.28	2634.52	359.90	
5	May	19.41	45.86	23.59	53.92	3.53	556.35	1271.78	83.31	2907.18	190.44	12.48	
6	Jun	13.54	19.41	15.92	23.59	1.80	253.50	375.54	28.61	556.35	42.39	3.23	
7	Jul	11.49	13.54	13.96	15.92	2.60	194.78	222.21	36.31	253.50	41.42	6.77	
8	Ago	10.63	11.49	12.92	13.96	3.48	166.89	180.29	44.97	194.78	48.59	12.12	
9	Sep	15.28	10.63	17.97	12.92	7.81	322.79	232.10	140.39	166.89	100.95	61.06	
10	Oct	24.36	15.28	29.60	17.97	21.37	876.30	531.84	632.73	322.79	384.02	456.86	
11	Nov	29.65	24.36	34.87	29.60	22.06	1215.60	1032.10	789.30	876.30	653.17	486.85	
12	Dic	90.76	29.65	110.26	34.87	83.80	12158.28	3844.43	9240.67	1215.60	2921.89	7023.20	
SUMA =				670.95	670.95	536.37	62676.94	54846.18	56531.23	62676.94	47564.85	54403.76	
Xm1 =	55.91	S11 =	25162.75	S22 =	25162.75	b1 =	13.312	r =	0.96				
Xm2 =	55.91	S12 =	17131.98	S23 =	17575.04	b2 =	0.120	S =	14.13				
Xm3 =	44.70	S13 =	26541.43	S33 =	30429.15	b3 =	0.803						

Figura 3.20: Cálculo de regresión triple

### Generación de Caudales Mensuales para Periodos Extendidos

A fin de generar una serie sintética de caudales para períodos extendidos, se ha implementado un modelo estocástico que consiste en una combinación de un proceso markoviano de primer orden, según la ecuación siguiente, con una variable de impulso, que en este caso es la precipitación efectiva en la ecuación siguiente.

$$Q_t = f * (Q(t - 1)) \tag{3.27}$$

$$Q = g * (PE_t) \tag{3.28}$$

Con la finalidad de aumentar el rango de valores generados y obtener una óptima aproximación a la realidad, se utiliza además una variable aleatoria.

$$Z = z(S) \sqrt{(1 - r^2)} \tag{3.29}$$

La ecuación integral para la generación de caudales mensuales es:

$$Q_t = B1 + B2 (Q(t - 1)) + B3 (PE_t) + z(S) \sqrt{1 - r^2} \tag{3.30}$$

**Qt:** Caudal del mes t

**Qt-1:** Caudal del mes anterior

**PEt:** Precipitación efectiva del mes

**B1:** Factor constante o caudal básico.

Se calcula los parámetros B1, B2, B3, r y S sobre la base de los resultados del modelo para el año promedio por un cálculo de regresión lineal con Qt como valor dependiente y Qt-1 y PEt como valores independientes. Para el cálculo se recomienda el uso de software comercial (hojas electrónicas).

El proceso de generación requiere de un valor inicial, el cual puede ser obtenido en una de las siguientes formas:

- ☞ Empezar el cálculo en el mes para el cual se dispone de un aforo.
- ☞ Tomar como valor inicial el caudal promedio de cualquier mes.
- ☞ Empezar con un caudal cero, calcular un año y tomar el último valor como valor Qo sin considerar estos valores en el cálculo de los parámetros estadísticos del período generado.

Los valores de gasto generados por la cuenca en estudio se presentan en la figura – Análisis de la oferta de caudal mensual, que resumidamente se presentan en los siguientes cuadros.

Fuente: Propia

Año/ mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Suma
1990	100.11	78.76	96.21	11.77	3.08	2.99	2.08	2.93	6.61	21.70	17.22	80.20	423.67
1991	81.15	99.42	88.48	18.66	3.59	1.49	1.79	2.29	5.93	21.90	19.50	76.80	421.00
1992	120.44	107.40	111.52	13.99	2.95	2.41	3.05	2.48	5.09	28.45	11.37	65.23	474.36
1993	115.13	126.48	120.55	19.46	5.55	3.21	3.05	5.74	16.83	59.21	72.77	121.61	669.58
1994	119.86	134.46	122.62	18.91	3.38	1.45	1.97	2.52	7.74	12.65	14.99	59.59	500.14
1995	136.52	135.53	134.57	23.14	3.63	1.33	2.24	2.69	5.55	3.14	36.50	7.80	492.64
1996	117.87	101.34	49.44	22.21	2.21	1.17	0.52	4.82	8.04	9.95	14.71	84.73	417.00
1997	133.18	63.49	41.50	5.94	2.59	1.40	-0.02	7.25	16.81	23.13	44.96	72.23	412.46
1998	100.11	105.06	110.02	10.70	0.05	1.61	-0.02	2.28	2.50	16.56	8.66	39.40	396.93
1999	128.37	136.25	91.69	24.44	6.48	0.31	1.64	0.34	16.90	10.62	13.91	43.49	474.44
2000	124.16	127.81	130.33	8.21	4.12	2.03	2.81	2.28	2.05	20.90	10.36	51.29	486.35
2001	18.91	130.60	69.59	10.38	17.68	1.46	3.75	4.51	23.64	28.77	50.97	58.17	418.43
2002	71.11	131.61	49.11	83.98	4.71	1.04	37.47	19.73	29.03	35.31	81.23	98.38	642.70
2003	74.73	120.91	87.93	19.06	3.11	-0.02	1.10	12.22	16.21	4.77	2.34	127.84	470.21
2004	38.95	120.53	126.37	8.33	4.10	8.39	12.88	6.27	9.93	28.65	17.78	135.53	517.70
2005	30.73	34.32	87.82	8.47	1.46	0.18	2.41	1.38	5.13	55.91	6.17	82.11	316.10
2006	105.49	79.85	110.41	38.32	0.21	4.46	0.25	6.67	8.94	30.50	37.97	63.99	487.06
2007	63.30	26.59	135.72	16.05	2.20	1.00	2.67	1.65	5.43	26.79	12.32	37.96	331.68
2008	88.43	129.35	61.10	4.71	2.94	0.93	0.71	1.35	3.49	19.54	11.39	65.74	389.58
2009	136.59	135.69	106.34	39.31	2.89	1.22	6.03	6.58	6.42	22.95	100.45	133.58	698.05
2010	104.48	78.03	132.40	13.03	3.39	1.60	0.60	2.60	3.57	75.53	30.73	110.75	566.72
2011	124.43	26.42	20.48	47.30	3.39	0.91	2.49	0.62	8.59	20.15	32.49	101.85	389.14
2012	41.98	92.69	70.00	95.53	2.90	3.01	1.60	1.52	13.65	14.01	24.67	121.73	483.29
2013	111.17	104.47	130.74	7.27	4.55	2.58	2.65	6.02	2.28	14.74	7.16	110.55	504.18
2014	114.27	77.61	89.52	17.12	13.61	0.72	3.15	2.02	9.23	12.20	12.54	62.77	414.75

Figura 3.21: Registro de precipitación mensual (mm) PE II - Estación generada

Fuente: Propia

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Promedio
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
1990	80.89	76.12	84.38	26.02	14.85	13.44	10.02	12.19	12.91	30.80	31.08	72.18	38.74
1991	69.18	89.96	77.06	36.50	13.49	9.58	18.23	12.74	12.78	23.08	23.37	61.40	37.28
1992	96.97	108.20	101.23	33.85	20.07	20.15	12.58	10.16	20.78	37.25	19.96	60.56	46.15
1993	94.57	122.47	107.89	39.72	20.51	13.36	16.87	20.76	29.45	58.51	64.66	102.78	57.63
1994	97.99	125.85	110.17	41.53	14.80	17.07	13.27	16.84	19.33	20.69	26.11	49.31	46.08
1995	108.66	120.55	116.57	46.45	14.80	14.00	14.66	15.70	12.25	12.70	39.54	17.41	44.44
1996	90.65	101.13	55.60	30.88	11.48	12.44	11.36	13.44	22.75	15.61	28.30	74.93	39.05
1997	108.90	76.01	43.82	24.32	20.24	17.43	9.52	19.84	22.16	24.19	40.74	66.17	39.44
1998	82.90	101.83	94.63	34.92	14.98	9.54	8.05	11.76	18.63	19.47	21.42	38.61	38.06
1999	104.68	120.83	82.04	34.98	18.33	15.74	15.03	16.77	26.17	17.91	27.49	47.63	43.97
2000	99.82	123.89	110.97	27.16	15.18	15.62	18.55	12.67	10.20	25.53	20.49	51.73	44.32
2001	32.70	107.77	72.96	23.37	25.30	11.59	16.83	19.14	27.79	31.26	51.67	52.52	39.41
2002	60.48	120.96	60.45	75.10	18.79	11.52	40.56	26.24	38.77	43.83	76.70	80.57	54.50
2003	74.81	106.08	77.72	29.45	14.39	13.34	18.17	21.51	20.77	18.11	16.70	95.98	42.25
2004	47.66	110.78	104.51	28.96	14.92	20.84	25.78	14.71	18.98	29.36	30.30	101.14	46.65
2005	42.12	39.53	72.93	26.35	18.52	14.94	17.00	9.68	14.61	54.64	26.26	70.66	33.94
2006	91.72	81.43	95.88	48.41	17.68	20.61	9.94	14.42	23.69	32.49	42.09	60.14	44.87
2007	63.10	35.95	109.18	38.96	15.99	13.51	9.92	8.80	18.50	26.36	26.37	34.72	33.45
2008	78.02	116.35	63.78	20.94	20.35	12.15	15.10	14.35	16.83	25.51	27.48	54.49	38.78
2009	109.63	124.21	93.04	45.73	14.06	12.66	12.14	19.84	15.11	30.59	82.21	105.18	55.37
2010	89.63	76.65	103.36	32.98	19.09	13.07	16.45	12.87	19.27	67.44	38.88	92.91	48.55
2011	101.71	44.94	28.82	44.99	14.97	18.69	14.72	13.09	17.69	22.03	34.46	80.89	36.42
2012	45.72	85.22	65.98	82.15	19.60	16.05	17.29	16.43	24.69	25.21	28.02	91.43	43.15
2013	96.83	97.35	108.52	34.59	18.84	17.26	15.37	15.36	9.99	22.23	23.32	87.97	46.64
2014	93.67	76.13	80.46	36.80	23.56	11.11	17.79	10.95	23.86	20.02	19.52	51.76	38.80
MAX	109.635	125.849	116.571	82.153	25.297	20.838	40.563	26.242	38.769	67.441	82.213	105.181	57.629
MIN	32.701	35.955	26.819	20.940	11.485	9.542	8.051	8.801	9.988	12.696	16.697	17.413	33.448
PROM	82.521	96.607	84.878	37.801	17.391	14.628	15.809	15.210	19.919	29.392	34.686	68.123	42.997
Q (50%)	90.653	101.832	84.377	34.920	17.677	13.514	15.101	14.419	19.271	25.510	28.016	66.171	43.149
Q (75%)	69.179	76.651	72.930	28.860	14.847	12.437	12.139	12.672	15.114	20.695	23.369	51.757	38.779
Q (90%)	46.496	57.365	57.540	25.002	14.192	11.272	9.932	10.477	12.462	17.989	20.171	42.218	36.762
Q (95%)	42.838	40.615	46.174	23.557	13.603	9.884	9.603	9.777	10.611	16.067	19.611	35.501	34.433

Figura 3.22: Generación de caudal mensual (m3/s)

Fuente: Propia

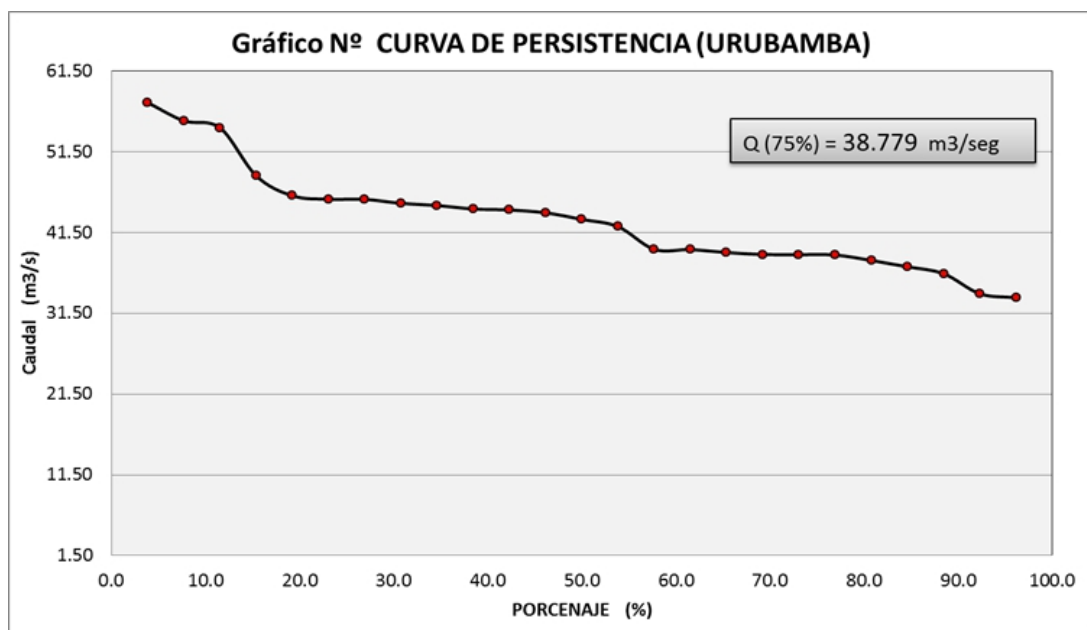


Figura 3.23: Curva de persistencia

### Restricciones del modelo

El modelo presenta ciertas restricciones de uso o aplicación tales como:

- El uso de los modelos parciales, únicamente dentro del rango de calibración establecido.

- ☞ Su uso es únicamente para el cálculo de caudales mensuales promedio.
- ☞ Los registros generados en el período de secas presentan una mayor confiabilidad que los valores generados para la época lluviosa.
- ☞ La aplicación del modelo se restringe a las cuencas en las que se ha calibrado sus parámetros (sierra peruana: Cusco, Apurímac, Huancavelica, Junín, Cajamarca)

Es importante tener en cuenta las mencionadas restricciones a fin de garantizar una buena performance del modelo

### Análisis de eventos máximos

El cálculo de Avenidas por los Métodos Indirectos del SCS: El Método de Temez y el Método del Hidrograma Unitario Sintético del Soil Conservation Service (U.S. Department. Of Agriculture), permite estimar avenidas para diferentes períodos de retorno a partir de datos de precipitaciones máximas.

El método aplicado fue desarrollado por el Soil Conservation Service, ahora conocido como el Natural Resources Conservation Service el cual consiste de un modelo de hidrograma unitario paramétrico. El modelo está basado en un hidrograma unitario promedio derivado del análisis de un gran número de pequeñas cuencas controladas con estaciones de precipitación y escorrentía. Los datos que requiere el modelo son: La precipitación máxima de 24 hrs, área de la cuenca, tiempo de concentración, y un valor CN que representa las condiciones del tipo de suelo y de cobertura vegetal de la cuenca, que varía entre 0 y 100.

En la elección del valor de CN para la cuenca del río Urubamba se tuvo en cuenta las características propias de la cuenca (ligeramente alargadas) y que se eleva gradualmente hasta la divisoria, con depresiones angostas y de profundidad variable en la cuenca media y alta, lo cual se puede corroborar en la curva hipsométrica, y pendiente longitudinal del río.

Es importante destacar que la mayor parte de la cuenca está constituida por áreas con poca cobertura (pastizales de sierra), en base a ello y haciendo uso de la tabla del CN en función del uso del suelo y del grupo hidrológico, se asigna un valor  $CN = 80$ .

Fuente: Propia

No	Hi msnm	Hs msnm	A km2	Uso de Tierra	Cobertura	Grupo Hidrologico	Numero de Curva	NC*A
1	3,859	3,986	2.30	Puna - ichu+pastos+arbustos	Mas del 75%	B	62	143
2	3,986	4,106	8.30	Puna - ichu+pastos+arbustos	Mas del 75%	B	69	573
3	4,106	4,225	15.88	Puna - ichus + pastos	Menos del 75%	B	79	1,255
4	4,225	4,345	18.83	Puna - ichus + pastos	Menos del 75%	C	83	1,563
5	4,345	4,465	20.84	Puna - ichus + pastos	Menos del 75%	C	84	1,751
6	4,465	4,585	5.92	Puna - ichus + pastos	Mas del 75%	D	84	497
		At = $\sum A_i$	72.07				$\sum(NC_i \cdot A_i)$	5,781
							NC = $\sum(NC_i \cdot A_i) / A_t$	<b>80.21</b>

Figura 3.24: Número de curva cuenca Urubamba

### Análisis de frecuencias de precipitaciones máximas

La estimación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno, ha sido cuantificada aplicando distribuciones teóricas ampliamente usadas en la hidrología, seleccionando aquella que mejor describa el comportamiento hídrico de los datos analizados.

Las distribuciones utilizadas en nuestro análisis fueron: Distribución Normal, Distribución-Log - Normal, Distribución Gamma II, Distribución Log Pearson Tipo III, Distribución Gumbel, Distribución Log - Gumbel.

La información de precipitación máxima de 24 horas de las estaciones analizadas, fueron filtradas, seleccionando el máximo valor para formar una serie única para el análisis de eventos máximos o máximas avenidas, el cual se muestra en la siguiente Figura:

Fuente: Propia

N°	AÑO	Acobamba	Pampas	Paucarbamba	Colcabamba	Lircay	Huancavelica	URUBAMBA
1	1990	16.60	17.10	-	-	22.70	21.70	22.70
2	1991	24.60	16.70	-	-	30.40	15.00	30.40
3	1992	8.80	19.10	-	-	22.90	21.60	22.90
4	1993	22.10	21.00	-	-	49.70	31.20	49.70
5	1994	11.90	21.20	-	-	38.00	25.00	38.00
6	1995	14.40	32.80	-	-	37.10	21.30	37.10
7	1996	35.40	33.70	28.90	-	28.20	16.20	35.40
8	1997	22.60	25.30	23.50	-	30.70	17.80	30.70
9	1998	26.40	27.10	31.90	-	48.40	31.20	48.40
10	1999	24.80	23.80	28.10	-	29.80	16.80	29.80
11	2000	32.30	30.30	35.60	-	26.60	14.00	35.60
12	2001	30.40	27.20	40.70	-	29.20	27.30	40.70
13	2002	24.30	20.50	38.90	-	32.30	23.60	38.90
14	2003	25.70	17.20	37.50	-	29.70	33.00	37.50
15	2004	36.40	25.90	33.20	41.60	19.30	16.50	41.60
16	2005	27.30	22.10	25.20	29.80	21.30	15.20	29.80
17	2006	27.60	32.60	31.50	29.60	27.70	17.20	32.60
18	2007	33.80	22.20	29.60	30.30	29.70	15.80	33.80
19	2008	29.20	19.80	33.70	36.50	26.90	18.40	36.50
20	2009	40.00	19.00	35.60	29.20	25.10	34.10	40.00
21	2010	31.00	24.40	32.10	31.90	32.60	-	32.60
22	2011	30.60	29.20	33.60	43.70	35.50	-	43.70
23	2012	27.00	47.40	30.90	38.90	46.30	-	47.40
24	2013	47.00	21.40	36.70	26.20	21.10	-	47.00
25	2014	20.60	23.70	40.20	32.20	28.40	-	40.20

Figura 3.25: Número de curva cuenca Urubamba

### Análisis de máximas avenidas

La avenida de diseño para el dimensionamiento de determinadas obras depende del periodo de retorno de la misma, de la vida útil de la obra y del riesgo de fallas que estamos dispuestos de aceptar durante el tiempo de vida útil.

Para ello se han tomado experiencias similares en la determinación de las avenidas de diseño de diversas obras hidráulicas, donde se han demostrado que el periodo de retorno recomendable desde el punto de vista económico y de seguridad es:

- ☛ La bocatoma Urubamba que abastecerá a la Minicentral Hidroeléctrica se recomienda una vida útil de 100 años, con un periodo de retorno de diferentes años para el diseño de sus estructuras hidráulicas.

Para obtener los caudales máximos para un periodo de retorno se usó de los siguientes métodos como son: hidrograma unitario, y el método regional de donde se obtuvo los siguientes resultados, que serán datos indispensables para el diseño de las estructuras hidráulicas.

El caudal de diseño para proyectar la captación de la Minicentral Hidroeléctrica es de: 1079.10 m<sup>3</sup>/s, estimada según el método del hidrograma unitario triangular (scs) para un periodo de retorno de 500 años. Este caudal es requerido para el dimensionamiento de la estructura hidráulica (muros de encauzamiento), el cual permitirá transitar el caudal de diseño (1079.10 m<sup>3</sup>/s) sin ser afectado la estructura de captación.

La serie de datos seleccionado, fue ajustada a diferentes distribuciones teóricas.

Como resultado de este cálculo se obtienen las precipitaciones máximas probables para diferentes periodos de retorno, los mismos que se muestran en el anexo A.

Los resultados de la precipitación de diseño en el área de estudio (Cuenca Urubamba) para diferentes periodos de retorno se muestran en las siguiente Figuras:

Fuente: Propia

Periodos de retorno (Tr)	Prob. Excedencia P(X>x)	Distribución Gaussiana		Distribución Gamma	Distribución	Distribución Gumbel	
		Normal	Log-Normal II	Gamma II	Log - Pearson III	Gumbel I	Log Gumbel
2	0.500	36.93	36.21	36.44	35.41	35.74	35.01
5	0.200	42.99	43.04	42.85	42.75	42.11	41.97
10	0.100	46.16	47.11	46.48	47.80	46.32	47.34
15	0.067	47.74	49.29	48.36	50.72	48.70	50.66
20	0.050	48.78	50.77	49.62	52.79	50.37	53.12
25	0.040	49.54	51.88	50.56	54.41	51.65	55.10
30	0.033	50.14	52.78	51.31	55.73	52.70	56.76
40	0.025	51.05	54.16	52.45	57.84	54.34	59.48
50	0.020	51.73	55.22	53.31	59.49	55.61	61.67
100	0.010	53.69	58.40	55.87	64.72	59.53	68.97
200	0.005	55.49	61.47	58.26	70.11	63.44	77.10
300	0.003	56.48	63.22	59.60	73.35	65.72	82.28
500	0.002	57.67	65.41	61.23	77.52	68.60	89.31
1000	0.001	59.20	68.32	63.34	83.32	72.50	99.80

Figura 3.26: Precipitación (Max 24Hrs) - Periodos de retorno

A continuación presentamos los periodos de retorno para el diseño hidráulico de la bocato-ma.

Fuente: Propia

Descripcion	Periodos de Retorno								
	1	2	5	10	20	25	50	100	500
Pto de Captacion(m3/seg)	42.838	256.44	406.89	590.80	687.30	716.70	806.60	892.30	1079.10

Figura 3.27: Periodos de retorno para diferentes años

### 3.1.3 Estudio hidráulico de la bocatoma Urubamba

El diseño hidráulico de bocatomas está relacionado con las diferentes disciplinas de la ingeniería como son los aspectos topográficos, geomorfológicos, hidrológicos y geotécnicos los cuales son necesarios tener para realizar el diseño hidráulico ya que cada uno de estos nos darán datos para poder tomar decisiones, el diseño hidráulico es casi siempre difícil y debe recurrirse tanto a métodos analíticos como a la investigación mediante el uso de modelos hidráulicos por esta razón se describe el procedimiento a seguir:

#### Aspectos topográficos

El presente estudio tiene por objetivo determinar el estudio topográfico del río Urubamba donde se ubicara la bocatoma, para ello se tomara toda la información existente en el campo dentro del área de influencia del río. Para esto el ingeniero de campo en coordinación con el ingeniero responsable del proyecto plantea el objetivo final, para así implantar su esquema de trabajo en campo, en función del planteamiento principal a requerirse.

Para nuestro caso específico se utilizó estación total y prismas en temporada de estación seca debido a que los caudales eran mínimos en el río y podía entrar el personal al río.

A continuación detallamos los procesos que se siguieron para realizar el levantamiento topográfico:

- ☞ Para el trabajo de campo, primero es evaluar el terreno de la quebrada a trabajar, con la finalidad de ubicar la mejor posición visual de la franja de la quebrada, en nuestro caso nos encontramos con bastante arbusto que nos impedía tener pocos puntos de cambio, debido a esto lo mejor fue llevar la estación total por el borde del río.
- ☞ Considerando en nuestro caso y por ser áreas pequeñas se ha tomado como punto dos estaciones como base de control para luego realizar cambios con estaciones libres, si bien es cierto esto genera distintos errores de control ya sea por errores compensables, errores atenuables, error por excentricidad y error de cierre, esto se puede corregir y promediar.
- ☞ El proceso de georeferenciación en nuestro caso se ha usado un equipo GPS DIFERENCIAL GEOMAZ ZENIT 35 para georeferenciar los dos puntos base de la poligonal. Estas que a su vez nos dan las coordenadas UTM en tiempo real.

A continuación detallamos los pasos a seguir para poder realizar la batimetría del río Urubamba con estación total y poder calcular:



**Procedimiento para el seccionamiento del río:** Para realizar el seccionamiento del río se recomienda lo siguiente:

- Ubicar un lugar tentativo donde la bocatoma se va proyectar.
- Del punto de ubicación de la bocatoma seccionar el río 100 metros arriba y 500 metros abajo del río.
- En nuestro caso el río tiene un ancho mayor a 20 metros, para este seccionamiento se ha extendido la cinta métrica a todo lo ancho del río y cada 2 metros se ha puesto el prisma para que el seccionamiento del río sea parecido a la realidad.

**Calculo de pendientes en la longitud del río:** Para el cálculo de la pendiente en el río así este tenga sub secciones el nivel del agua es único por lo tanto la pendiente también debe ser única, así las subsecciones tengan diferentes pendientes en este caso se toma las cotas mínimas y se calcula con la siguiente formula:

$$S = \frac{Z_{(minimo)seccion(n)} - Z_{(minimo)seccion(n-1)}}{distancia} \quad (3.31)$$

donde:

**S:** Pendiente

**Z:** Cota

Fuente: Propia



**Figura 3.28:** Batimetría con estación total y prismas

En ese sentido, presentamos la siguiente información topográfica:

- ☞ Plano topográfico en planta y en perfil del cauce del río Urubamba a escala 1/1000, Fecha de elaboración: Año 2017.
- ☞ Plano topográfico de secciones del cauce en el río Urubamba a escala 1/200, Proyecto: Fecha de elaboración: Año 2017.
- ☞ Detalles del aforamiento del río Urubamba. Fecha de elaboración: Año 2017.

#### Aspectos geomorfológicos

El procedimiento de toma de datos de los aspectos geomorfológicos se realizó en dos escenarios; en el primer escenario el levantamiento de información se realizó mediante un recorrido insitu de la cuenca del río urubamba, con la finalidad de recopilar las características de los materiales que conforman el lecho, las márgenes, cobertura vegetal, relieve, origen de los depósitos de materiales de cauce y márgenes, mientras que el segundo escenario engloba la toma de datos que no se efectuaron insitu sino a partir de la recolección de información de entidades oficiales y académicas que contengan información de los aspectos geomorfológicos de la cuenca en estudio, tales como imágenes satelitales.

#### Aspectos hidrológicos

Una vez realizado el estudio hidrológico este nos debe proporcionar las descargar con periodos de retorno de 1 o 2 años correspondientes a la descarga la primera con la avenida anual y la segunda a la descarga de cauce lleno o descarga dominante necesarios para calcular la profundidad de socavación conjuntamente con otras avenidas con periodos de retorno más altos, así como para dimensionar las compuertas del barraje móvil.

Las descargas con periodos de retorno de 5 a 10 años se utilizan principalmente para diseñar las obras provisionales de desvío durante la construcción, en tanto que las descargas con periodos de retorno de 100 o 224 años para dimensionar los barrajes fijos, las disipaciones en el cauce y el encauzamiento, este último periodo de retorno relacionado con un periodo de vida económica de 50 años y de riesgo de falla del 20 %.

#### Aspectos geotécnicos

El proceso de toma de datos en el ámbito de los aspectos geotécnicos comprendió la auscultación en campo del tipo y calidad de los depósitos que conforman el área en estudio.

El muestreo en ríos sigue la guía utilizada por el US BUREAU DE RECLAMACION, que combina la granulometría de los sólidos grandes por conteo en un banco en el cauce, con el análisis por tamizado de los sólidos más finos, apreciando la cobertura que le corresponde en un porcentaje de un área de 1m<sup>2</sup>. El cual detallamos los pasos a seguir:

- ☞ El personal se ubica en la orilla del río donde se va proyectar la bocatoma en un banco de materiales en este se mide un área de 1m x 1m y luego se procede a sacar el material que esta dentro del área en un costal midiendo los diámetros de los cantos rodados, gravas, etc.
- ☞ Luego en laboratorio se halla la curva granulométrica y este se usa en el HEC RAS para hallar la erosión en el río.

Fuente: Propia



**Figura 3.29:** Excavación y selección de piedras en la orilla del río en un área de 1mx1m

### Aspectos hidráulicos

Una vez recolectado los datos de los diferentes aspectos se procede al estudio de la hidráulica fluvial, comenzando con la evolución geomorfológica del tramo del río ubicando huellas dejadas anteriormente por el río Urubamba, la ubicación de afluentes y convergencia de otros cauces como el huayanay y otro 400 metros aguas arriba de la bocatoma, también se procedio a ubicar otras estructuras como puentes aguas arriba y aguas abajo el cual se encuentra aguas abajo a 1200 metros el cual no tiene ninguna implicancia de remanso en la bocatoma, también se ha identificado las alturas de las barras depositadas en el cauce

que nos permite tomar conocimiento de la altura del transporte de fondo de los sólidos, procediendo a la medición de las alturas de los bancos y la determinación de su forma, granulometría y composición mineralógica de los sedimentos en suspensión.

Se procedió a calcular los diámetros de aquellos que se movieron en suspensión, para lo que puede recurrirse al criterio de shields con un valor de uno, de utilidad para el diseño de los desarenadores.

### **3.1.3.1 La ubicación correcta de la Bocatoma**

---

Una bocatoma bien colocada será una obra barata y segura. Una característica esencial del lugar donde se va colocar es su estabilidad fluvial, es decir la garantía de que el río no modifique su cauce con efectos negativos para la bocatoma. De preferencia un sitio estable de lecho rocoso.

A mi parecer el fracaso más elemental es que sufra daños o no funcione o el cauce del río cambie de rumbo o pase por otro sitio después de una avenida. Por ello es importante el estudio del río en un tramo largo, para elegir el cauce más estable que puede ser por ejemplo un lugar en que se encuentre encajado en material duro y por tanto virtualmente inmóvil.

La colocación de la bocatoma en un lugar inestable puede obligar a realizar obras de encauzamiento importante para estabilizarlo. En ocasiones estas obras son imprescindibles pues la falta de estabilidad es extensa y general.

Los ríos aluviales de orillas poco resistentes son ejemplos de que requieren obras complementarias de encauzamientos. Los lugares de cauce estrecho dan la mayor economía aparentemente a la bocatoma sin embargo necesitaran cimentaciones más profundas y caras debido al aumento de velocidad y mayor mantenimiento en el tiempo esto nos saldrá más caro para la bocatoma.

Los lugares de cauce extenso también nos dan un sobre costo debido a que la bocatoma tendrá un ancho más grande y a la vez el río presenta menor estabilidad. El cual requerirá obras de encauzamiento. Lo correcto sería tener cauces rectilíneos con un cauce medio que no sea estrecho ni extenso y a la vez que no sea curva debido a la tendencia a la erosión lateral y a la erosión de fondo en el lado exterior de la curva.

También es mejor un lugar con un cauce principal de gran capacidad que uno fácilmente desbordable. El conocimiento del río, hidrológico e hidráulico y sobre todo morfológico es muy útil en el estudio de la estabilidad necesaria para una bocatoma.

### 3.1.3.2 Alineación de la bocatoma

---

Tras la ubicación de la bocatoma es la alineación de esta con respecto al río. En lo preferible es mejor que los pilares o muros de encauzamiento de la bocatoma sea colocado en la dirección del río para que no se produzcan erosión u otro tipo de falla.

### 3.1.3.3 Aforamiento en la ubicación de la bocatoma

---

El aforamiento se realizó en la sección 30 y 29.

La distancia entre las secciones 30 y 29 es 20m, el cual es un dato fijo entonces la  $Velocidad = \frac{Longitud}{Tiempo}$

entonces tendríamos  $Velocidad = \frac{20m}{Tiempo}$  Ahora nos ponemos a calcular el tiempo con una botella de plástico la cual lanzamos al centro del río y medimos los tiempos.

$$T_1 = 23,40seg$$

$$T_2 = 22,48seg$$

$$T_3 = 21,11seg$$

$$T_4 = 25,86seg$$

$$T_5 = 20,28seg$$

$$T_6 = 25,66seg$$

$$T_7 = 23,82seg$$

Realizando los cálculos tendríamos:

$$T_{(prom)} = \left( \frac{23,40+22,48+21,11+25,86+20,28+25,66+23,82}{7} \right) = 23,23seg. \text{ calculando tendríamos}$$

$V = \frac{20m}{23,23} = (0,8609) * 0,8 = 0,6887m/seg$  Luego ingresando los datos al programa Hcanales tendríamos los datos de la seccion 30 y 29 como se muestra en la siguiente figura.

Fuente: Propia

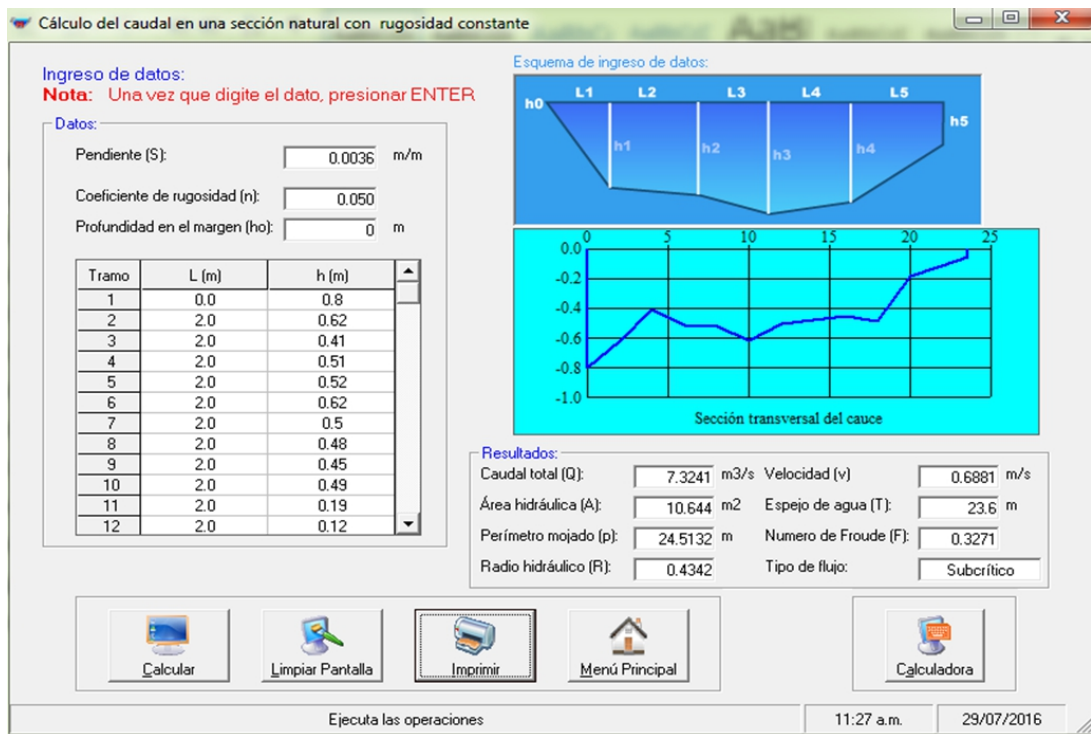


Figura 3.30: Datos de la sección 30

Fuente: Propia

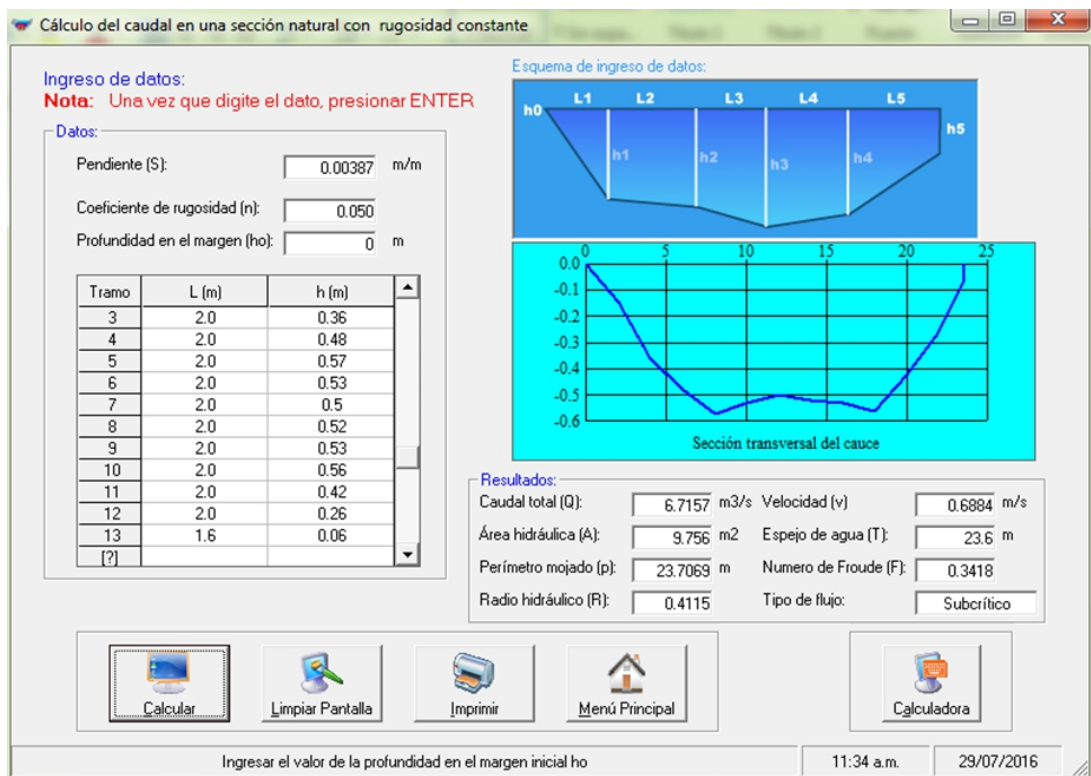


Figura 3.31: Datos de la sección 29

Luego calculamos el caudal promedio

$$\text{Caudal promedio} = \left( \frac{7,3241 + 6,7157}{2} \right) = 7,0199 \text{ m}^3/\text{seg}$$

### 3.1.3.4 Dimensionamiento de las partes de la bocatoma urubamba

Para el diseño de la bocatoma no se pretende dar un recetario de cocina sino el dimensionamiento que se realizara obedeciendo algunos parámetros de velocidad, proporción, funcionamiento, etc.

#### Dimensionamiento del ancho estable del cauce

Para poder establecer el ancho estable del río, se recomienda realizar el cálculo con algunos métodos empíricos que nos den una idea de que ancho estable necesitamos. A continuación ponemos algunos datos de entrada.

**Caudal**= 892.30 m<sup>3</sup>/seg

**Periodo de retorno**= 100 años

**Pendiente**= 0.01m/m

**Recomendación Práctica:** Este método está en función directa del caudal, el procedimiento es sencillo se saca el caudal y se interpola el caudal y el ancho estable con los datos de la tabla. La recomendación práctica es 89.72 metros.

**Método de Petits:** La expresión empleada es la siguiente:

$$B = 4,44 * Q^{0,5} \quad (3.32)$$

Según el método de Petits es 126.10 metros.

**Método de Simons y Henderson:** Basado en la teoría del régimen estable y está en función del caudal de diseño y de las condiciones de fondo del río. Considerando fondo y orillas del cauce de grava.

$$B = K_1 * Q^{0,5} \quad (3.33)$$

Según el método de Simons y Henderson es 82.36 metros.

**Metodo de Blench y Altunin:** Está basado en la teoría de régimen estable y en función del caudal de diseño, Factor de fondo(Fb) y en el factor de orilla (Fs). Los factores

Fb y Fs, tienen en cuenta la concentración del material transportado en suspensión, el diámetro de las partículas de fondo y la resistencia de las orillas a ser erosionadas.

La expresión de este método es:

$$B = 1,81 * \left( \frac{Q * F_b}{F_s} \right)^{0,5} \quad (3.34)$$

Según el método de Blench y Altunin es 145.40 metros.

**Metodo de Manning Strickler:** Este método incluye los parámetros de coeficiente de rugosidad (n), tipo de material (k) y de cauces (m). La variación de los valores para (k), va depender del tipo de material, si es aluvial (12), erosionable (16) o muy resistente (3); sin embargo se puede tomar un valor práctico (10). En el caso del coeficiente (m), los valores varían según el tipo de cauce; aluvial(0.50), arenoso(0.70) o de montaña(1.00).

La expresión de este método es:

$$B = \left( \frac{Q^{1/2}}{S^{1/5}} \right) * (n * k^{5/3})^{\frac{3}{3+5m}} \quad (3.35)$$

Según el método de Manning Strickler es 42.39 metros.

- ☞ De estos diferentes resultados los autores de diferentes libros consideran el promedio sin embargo no me parece adecuado considerar el promedio debido a que una sola formula te pide valores de río de montaña o aluvial y el resto te pide otros valores, esto me parece incorrecto debido a que un río de montaña no es parecido a un río aluvial existe mucha diferencia en su comportamiento por lo cual tomo el valor de Manning Strickler y su ancho es 42.39m.

### Dimensionamiento de las ventanas de captación

Para el diseño de las ventanas de captación tener presente lo siguiente:

- ☞ Las ventanas de captación se dimensionan con la descarga de estiaje.
- ☞ La velocidad de ingreso de las ventanas debe ser menor a 1.20m/seg.
- ☞ Por razones de operación y mantenimiento de la captación de agua debe comprender dos o mas ventanas.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- ☞ Se determina el caudal de captación que es igual a  $2,4m^3/seg$  más las perdidas sería igual a  $2,6m^3/seg$



- ☞ Por razones de operación y mantenimiento dispondremos de dos ventanas de captación.
- ☞ Cada ventana debe captar  $1,3m^3/seg$
- ☞ La velocidad en cada ventana de captación será  $1m/seg$  entonces:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{1,3m^3/seg}{1m/seg} = 1,3m^2$$

- ☞ Sus dimensiones de la ventana con una proporción K entre 1.5 a 3, entre el ancho b, y la altura h, con relaciones más altas cuanto mayor sea el gasto, en este caso:

$$1,3m^2 = 0,6 * 2,50$$

- ☞ El primer tramo funcionara como sobre un vertedero ancho por lo que la platea debe tener una longitud mínima de 2.50m.
- ☞ De definirse un ingreso como sobre un vertedero el gasto de captación  $Q_c$  se expresa:

$$Q_c = C * K * h^{5/2} = (1,704) * (4,16) * (0,6)^{5/2} = 1,98m^3/seg.$$

$$C = 1.704(\text{para vertedero frontal sobre pared gruesa}).$$

- ☞ Para el control del ingreso de solidos gruesos y cuerpos flotantes se va disponer de rejillas con separación de 0.10m. Por lo que el ancho de las ventanas debe aumentar con el número de platinas de  $\frac{1}{2}$  pulg. de espesor y unos 0.10m de ancho.
- ☞ La altura P, del umbral de las ventanas debe estar por encima de la altura de los bancos o bancos depositados en el cauce, aunque se midan en estiaje, sumando por lo menos la altura de saltación en la avenida de diseño y tomando como 3 veces el diámetro del sedimento característico del banco, para impedir principalmente el ingreso de los sólidos de fondo. A continuación el procedimiento:

$$\beta = \frac{\gamma * s}{(\gamma_r - 1) * d^3} = 1$$

Despejando d:

$$d = \sqrt[3]{\frac{(8m) * (0,01)}{1,60}} = 0,368m$$

- ☞ Por ejemplo en el río Urubamba con pendiente  $S=0.01$ , tirante de agua en avenida por ejemplo de 100 años, tirante ( $y=8m$ ) y solidos con peso específico relativo ( $Y_r=2.60$ ), el diámetro que está en condiciones de saltar d, se calcula despejando de la ecuación anterior, resultando 0.368m.
- ☞ En nuestro caso  $Y = 0,40m + 3 * (0,36) = 1,40m$ , entonces nuestra altura de nuestra ventana se ubica a 1.40m.

### Dimensionamiento del barrage móvil

Para el dimensionamiento del barrage móvil se recomienda tener en cuenta lo siguiente:

- ☞ El barrage móvil debe controlar el paso de las descargas que se presentan con mayor frecuencia en el cauce, por lo que se recomienda para dimensionarlo para la avenida con periodo de retorno anual o de dos años. Esta última corresponde a la descarga dominante.
- ☞ Su diseño se realiza como un canal rectangular de ancho  $b$ , pero con un coeficiente de resistencia al flujo de maning que corresponda al material de revestimiento de los muros de concreto.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

**Caudal (Q)**= 256.44 m<sup>3</sup>/seg

**Ancho de solera (b)**= 12m

**Rugosidad(n)**= 0.013

**Pendiente (S)**= 0.01

En este diseño usamos un periodo de retorno de dos años y utilizamos el programa Hcanales para obtener los resultados.

**Tirante normal (y)**= 2.05 m.

**Tipo de flujo** = Supercrítico

**Velocidad** = 9.77 m/seg.

Con estos datos sabemos que el tirante normal no afectara las ventanas de captación ya que estas ventanas no deben trabajar tipo orificio.

Al igual que para las ventanas de captación es recomendable considerar dos compuertas. Cada compuerta del barrage móvil tendrá así la altura del umbral más la altura de las ventanas en nuestro caso sería  $1,40m + 0,60m = 2,00m$ , y el ancho igual al calculado dividido entre dos esto es de 6.00m de ancho de cada ventana, entonces las dimensiones serán de  $6,00m \times 2,00m$ .

### Dimensionamiento del barrage Fijo

Para el dimensionamiento del barrage fijo se recomienda tener en cuenta lo siguiente:

- ☞ El barrage fijo tiene por función permitir el paso controlado de la avenida de diseño, de preferencia con un periodo de retorno de 100 años y de mantener la carga de agua que garantice la derivación por las ventanas de captación. Por lo tanto su altura deberá ser igual al de las compuertas del barrage móvil más las pérdidas de carga en el ingreso de las ventanas de captación.
- ☞ La longitud del barrage fijo, L, resulta de restar el ancho del encauzamiento el ancho del barrage móvil y el ancho del número de pilares que se resulte de su diseño. El ancho del encauzamiento debe mantener la aplicación de la curva de descargas del cauce natural.

Para el procedimiento de cálculo se siguen los siguientes pasos:

1. El cálculo de la carga sobre el barrage fijo H, se calcula con la ecuación de un vertedero frontal

$$H = \left( \frac{Q}{C*L} \right)^{2/3}$$

Donde C es un coeficiente del perfil del vertedero que se ha verificado en el laboratorio nacional de hidráulica se determino en 1.84 midiendo la carga desde el cimacio entonces tomamos C=1.84.

2. El cálculo de la carga de agua sobre el barrage fijo resulta de un proceso iterativo comenzando con la carga que resulta de aplicar la formula con el gasto de avenidas menos el gasto que pasara por el barrage móvil hasta la altura del barrage fijo, luego repetimos el cálculo hasta que se obtenga una superficie libre igual en todo el ancho de la sección transversal del río hasta que se igualen.  $Y = H1 + H$  Siendo:

**Y:** Tirante en el barrage móvil.

**H1:** Altura del barrage fijo

**H:** Altura de la carga sobre el barrage fijo

3. Todo este proceso iterativo se iguala con los siguientes resultados:

**Y=** 4.80

**H1=** 2.00

**H=** 2.80

Estos son los datos con los que se va sacar los demás resultados del diseño del barrage fijo.

**Caudal (Q)=** 191.77 m<sup>3</sup>/seg.

**Carga de flujo (H)=** 2.85 m.

**Ancho del vertedero (b)=** 21.60 m.

**Altura del vertedero (P)=** 2.00 m.

**Tirante (Y3)=** 1.00 m.

Los resultados de los cálculos que se van a dar con las formulas propuestas se encuentran en un Excel adjunto del diseño de la bocatoma completa el cual se pide revisar para mayor comprensión.

**Calculo del tirante contraído Y1:** Para este cálculo se utiliza la siguiente formula:

$$Y1 = \left(\frac{E_0}{3}\right) * \left[1 - 2 * \cos\left(60 + \frac{\Theta}{3}\right)\right] \quad (3.36)$$

Calculando este valor tendríamos que  $Y1 = 1,79m$ .

En el Excel que se adjunta se encuentra el procedimiento y los datos que se utilizó.

**Calculo del tirante conjugado Y2:** Para este cálculo se utiliza la siguiente formula:

$$Y2 = \left(\frac{Y1}{2}\right) * \left(\sqrt{8 * (F)^2 + 1} - 1\right) \quad (3.37)$$

Calculando este valor tendríamos que  $Y2 = 2,24m$ .

En el Excel que se adjunta se encuentra el procedimiento y los datos que se utilizó

**Comparar Y2 con Y3:** ☞ Si  $Y2 \leq Y3$  no se requiere pozo

☞ Si  $Y2 \geq Y3$  si se requiere pozo

En nuestro caso tenemos que  $Y2 \geq Y3$  entonces es necesario el pozo amortiguador.

**Calculo de la altura del pozo (h):** Para este cálculo se utiliza la siguiente formula:

$$h = n * Y2 - (Y3 * \Delta Z) \quad (3.38)$$

Calculando este valor tendríamos que  $h = 1,038m$ .

Nosotros consideramos un  $h = 1,50m$  En el Excel que se adjunta se encuentra el procedimiento y los datos que se utilizó

**Longitud total del pozo (Lt):** Para este cálculo se utiliza la siguiente formula:

$$Lt = 9 * (Y2 - Y1) \quad (3.39)$$

Calculando este valor tendríamos que  $Lt = 55,22m$ .

Los demás elementos como:

☞ La longitud de la riversna

- ☞ La longitud de recorrido de filtración según Bligh
- ☞ Espesor del solado
- ☞ Espesor del enrocado y otros.

Todos estos cálculos se encuentran en la hoja excel que adjuntamos para su mejor comprensión.

### Muro de encauzamiento

Para el dimensionamiento del muro de encauzamiento se recomienda tener en cuenta lo siguiente:

- ☞ La altura de encauzamiento se tomara igual a la altura hasta la superficie libre de la descarga en la avenida de diseño con un periodo de retorno de 224 años para un riesgo de falla del 20 % en una vida útil de 50 años, más un borde libre igual al 10 % del tirante pero no menor a 0.50m.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- ☞ Se procedió a realizar el modelamiento con el programa HEC RAS
- ☞ Se calculó el tirante máximo en la sección 27 para un periodo de retorno de 500 años que es  $\text{Max Clh Dpth(m)} = 7.02\text{m}$  entonces nosotros tenemos una altura de  $7\text{m} + 0.5\text{m} = 7.50\text{m}$ , que mide el muro de encauzamiento, esto sin contar la altura de socavación, en los planos se muestra la altura correspondiente.

Fuente: Propia

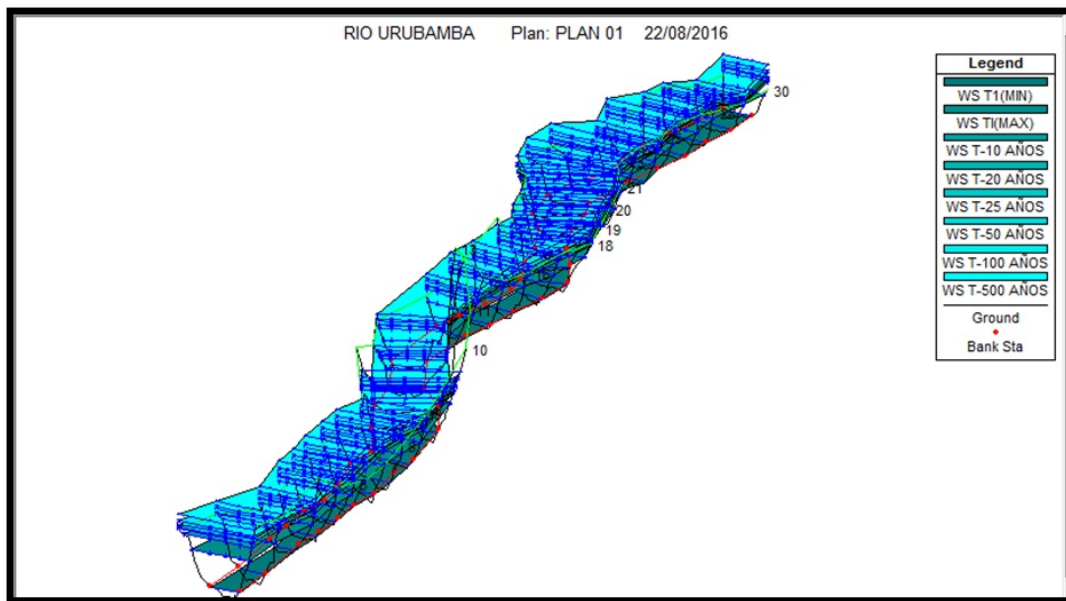


Figura 3.32: Modelamiento hidráulico con HEC RAS

Fuente: Propia

File Type Options Help

River: RIO URUBAMBA Profile: T-500 AÑOS

Reach: 30 TRAMOS RS: 27 Plan: PLAN 01

Plan: PLAN 01 RIO URUBAMBA 30 TRAMOS RS: 27 Profile: T-500 AÑOS

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	2959.46	Wt. n-Val.	0.050	0.050	0.050
Vel Head (m)	1.64	Reach Len. (m)	19.21	20.35	21.95
W.S. Elev (m)	2957.83	Flow Area (m <sup>2</sup> )	32.65	163.03	0.65
Crit W.S. (m)		Area (m <sup>2</sup> )	32.65	163.03	0.65
E.G. Slope (m/m)	0.008063	Flow (m <sup>3</sup> /s)	121.67	957.16	0.27
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	1079.10	Top Width (m)	8.17	26.40	0.20
Top Width (m)	34.77	Avg. Vel. (m/s)	3.73	5.87	0.42
Vel Total (m/s)	5.50	Hydr. Depth (m)	4.00	6.18	3.23
Max Chl Dpth (m)	7.02	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	1355.0	10659.8	3.0
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	12017.8	Wetted Per. (m)	10.93	27.58	5.63
Length Wtd. (m)	20.33	Shear (N/m <sup>2</sup> )	236.29	467.39	9.06
Min Ch El (m)	2950.81	Stream Power (N/m s)	681.30	0.00	0.00
Alpha	1.06	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	27.82	76.69	17.46
Frctn Loss (m)	0.14	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	6.98	12.31	4.47
C & E Loss (m)	0.14				

Figura 3.33: En esta figura el tirante y es Max Clh Dpth(m) =7.02m

### 3.1.4 Medidas de mitigación de la bocatoma Urubamba

#### 3.1.4.1 Medidas preventivas y de mitigación

El conjunto de las medidas preventivas y mitigadoras que se exponen en la presente tesis tienen como fin la minimización de los posibles impactos del río contra la bocatoma, desde

su etapa de diseño hasta su etapa de operación y mantenimiento es preciso por tanto, reseñar que dichas medidas se agruparan en función de su naturaleza con respecto a las citadas etapas de acuerdo a la siguiente tipología.

- ☞ Medidas preventivas, también denominadas protectoras y que están definidas para evitar, en la medida de lo posible o minimizar los daños ocasionados en el proceso de construcción que llegan a producir deterioros en la bocatoma.
- ☞ Medidas mitigadoras o correctoras, son aquellas que se definen para reparar o reducir los daños que son inevitables que se generen por las crecidas de los ríos por las fuertes precipitaciones en el cual se pone en funcionamiento el personal de operación y mantenimiento de la bocatoma.

#### Medidas preventivas en la fase de diseño de la bocatoma

En la fase de diseño de la bocatoma, se debe tener en cuenta el modelamiento del cauce para conocer si a partir del eje de captación aguas arriba y aguas abajo no se inunda el río, ya que al poner un obstáculo al río este se levanta y más en épocas de avenidas.

#### Medidas preventivas en la fase de construcción

En la fase de construcción de la bocatoma se usa las descargas con periodos de retorno de 5 a 10 años para diseñar las obras provisionales de desvío durante la construcción.

En este caso se hace una derivación del río mediante un túnel, muros de encauzamiento, costales con arena, etc. Aquí prima la seguridad y economía.

#### Medidas preventivas en la fase de operación y mantenimiento

Esta fase es la que corresponde al periodo de operación y mantenimiento de la bocatoma, en el cual el personal debe tener a la mano su reglamento de operación y mantenimiento de las estructuras hidráulicas del proyecto, a continuación paso a dar pautas para el mejor manejo de la bocatoma:

- ☞ con el fin de evitar accidentes en la manipulación así como también alertar en caso de crecidas del río, en este caso se procede abriendo las compuertas del barraje móvil y cerrando las ventanas de captación por un tiempo que dure la crecida del río que en la sierra generalmente es dos horas o más.

- ☞ Limpiar las rejillas de la ventana de captación periódicamente los elementos flotantes ya sea manualmente con rastrillos o bien con equipos mecánicos denominados limpia rejillas.

### 3.1.5 Desarrollo de la optimización en la bocatoma Urubamba

---

La optimización de los costos de construcción de bocatomas tipo mixto continúa siendo una prioridad al momento de optimizar costos en la construcción del barraje móvil y el barraje fijo, debido a que el barraje móvil en metrado de concreto es menor que el barraje fijo para ello es conveniente encontrar el ancho de base del barraje móvil que trabaje eficientemente para un periodo de retorno de dos años y a la vez conseguimos un menor costo de construcción de la bocatoma. Así el objetivo de este trabajo es encontrar en cuanto reduciríamos el costo de construcción de la bocatoma aumentando la base del barraje móvil y que trabaje eficientemente para evacuar el caudal de 256.44 m<sup>3</sup>/seg. En base a dos modelos con barrajes móviles de diferentes ancho de base.

#### 3.1.5.1 Introducción

---

Así el objetivo de esta tesis se va realizar la optimización comparando el costo de construcción de dos modelos de bocatomas con barrajes móviles de diferente ancho de solera.

1. Una bocatoma con barraje móvil de 4m de ancho de solera
2. Una bocatoma con barraje móvil de 12m de ancho de solera

Nosotros tenemos restricciones en el barraje móvil debido a que el tirante  $Y < 2m$ . Esto es debido a que la altura del barraje fijo es de 2 metros y solo podemos variar el ancho del barraje móvil para conseguir que esta pueda evacuar el caudal de dos años de periodo de retorno y probaremos cuál de estas dos nos presenta un costo de construcción menor.

De la hidrología de la bocatoma Urubamba nosotros necesitamos los siguientes datos:

**Caudal (Q)=** 256.44 m<sup>3</sup>/seg

**Rugosidad (n)=** 0.013

**Pendiente (S)=** 0.01

A continuación mostramos la figura del ancho de solera y el caudal que se obtuvo para  $Y = 2m$ .



Fuente: Propia

COMPARACION ENTRE EL CAUDAL VS ANCHO DE SOLERA DEL BARRAJE MOVIL										
Ancho(m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Tirante	$y \leq 2$	$y \leq 2$	$y \leq 2$	$y \leq 2$	$y \leq 2$	$y \leq 2$	$y \leq 2$	$y \leq 2$	$y \leq 2$	$y \leq 2$
Rugosidad	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013
Pendiente	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Caudal(m <sup>3</sup> /seg)	24	62	105	150	200	250	300	340	390	440
Velocidad(m/seg)	5.89	7.70	8.70	9.33	9.83	10.19	10.45	10.55	10.73	10.87
Numero de Froude	1.31	1.73	1.96	2.10	2.20	2.27	2.33	2.37	2.41	2.44

Figura 3.34: Caudal versus ancho de solera en el barraje móvil

En este caso tenemos dos restricciones, la primera es el caudal de dos años que pueda controlar y la segunda es el tirante, en el primer caso de la bocatoma con barraje móvil de 4m, aquí no puede controlar el tirante por lo cual tendríamos que ampliar el ancho del barraje móvil hasta 12m.

Ahora sacamos costo de construcción de la bocatoma de barraje fijo más barraje móvil para ver con qué modelo podremos minimizar en costo de la bocatoma.

Tenemos una longitud total de 34.60m en el cual se repartirá entre el barraje fijo más el barraje móvil.

- ☞ En este caso tenemos que en un metro lineal de barraje fijo tenemos 95.135 m<sup>2</sup> de concreto de  $F_c=210\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- ☞ En este caso tenemos que en un metro lineal de barraje móvil tenemos 23.70 m<sup>2</sup> de concreto de  $F_c=210 \text{ kg}/\text{cm}^2$ .

### 3.1.5.2 El primer caso con un barraje móvil con un ancho de solera de 4m.

Tenemos una longitud total de 34.60 metros en este caso la medida del barraje fijo sera 30.40 metros y la del barraje móvil sera 4.00 metros entonces tendríamos el metrado de concreto.

- ☞ Longitud del barraje fijo =  $30.40\text{m} \times 95.135\text{m}^2 = 2892.104 \text{ m}^3$
- ☞ Longitud de barraje móvil =  $4.00\text{m} \times 23.70\text{m}^2 = 94.8 \text{ m}^3$

Tenemos un total de 2986.904 m<sup>3</sup> de concreto .

**3.1.5.3 El segundo caso con un barraje móvil con un ancho de solera de 12m.**

Tenemos una longitud total de 34.60 metros en este caso la medida del barraje fijo sera 21.60 metros y la del barraje móvil sera 12 metros entonces tendríamos el metrado de concreto.

$$\text{☞ Longitud del barraje fijo} = 21.60\text{m} \times 95.135\text{m}^2 = 2054.916 \text{ m}^3$$

$$\text{☞ Longitud del barraje móvil} = 12\text{m} \times 23.70\text{m}^2 = 284.4 \text{ m}^3$$

Tenemos un total de 2339.316 m<sup>3</sup>.

En este caso estamos mejorando la eficiencia del barraje móvil y estamos optimizando en costo debido a que entra menos concreto

$$2986,904 - 2339,316 = 647,588\text{m}^3 \times 350 = S/226655,8\text{soles}$$

Esto significa que estamos optimizando la bocatoma ya que estamos minimizando costos de construcción.

**Optimización usando la programación lineal para buscar la longitud del barraje fijo y barraje móvil**

Las alternativas del problema se identifican definiendo las longitudes ya que la altura es fija  $h = 2\text{metros}$

$X_1 =$  Longitud del barraje fijo

$X_2 =$  Longitud del barraje móvil

Con base en estas definiciones, las restricciones de la situación pueden expresarse verbalmente como:

1. La longitud total del barraje fijo mas el barraje móvil sera 34.60m entonces  $X_1 + X_2 \leq 34,60$
2. El barraje móvil tiene que ser mayor a las ventanas de captación entonces  $X_2 \geq 5$
3. El barraje fijo es mayor en 10 metros al barraje móvil  $X_1 - X_2 \geq 10$
4. La longitud del barraje fijo debe ser mayor que cero  $X_1 \geq 0$

Ahora el único componente restante es el objetivo del problema es decir maximizar la longitud del barraje fijo y el barraje móvil.

$$\text{Maximizar } Z = X_1 + X_2$$

En este caso vamos a buscar la proporción correcta en las longitudes del barraje fijo y el barraje móvil para de esta manera optimizar costos de construcción en este caso emplearemos la programación lineal específicamente el método gráfico con el programa TORA de Hamdy A. Taha.

Fuente: Propia

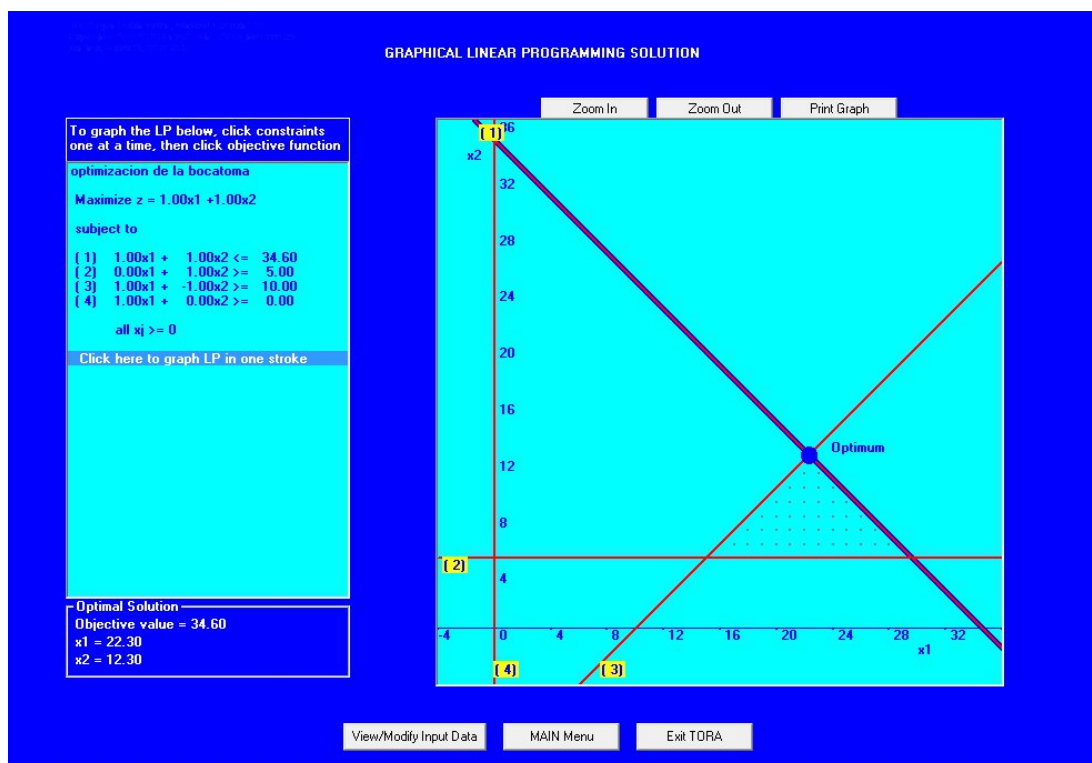


Figura 3.35: Resultado gráfico del programa TORA

Teniendo como resultado optimo la longitud del barraje fijo de 22.30 metros y la longitud del barraje móvil de 12.30 metros.

Como se ha observado en esta tesis se ha llegado a la optimización en costos y longitud del barraje fijo y barraje móvil en la bocatoma Urubamba.

*“Austeridad no es menor gasto, sino mejor gasto. Economizar no es apostar por lo más barato, sino elegir la opción que más se ajusta al fin que persigue”*

— Rafael del Pino

Capítulo

# 4

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 4.1 Análisis de falla en la bocatoma Chavimochic

Los datos proporcionados por el laboratorio de hidráulica de la universidad de Piura después de los ensayos en modelos reducidos y después de analizar los resultados proponemos las siguientes ideas para mejorar el diseño hidráulico de bocatomas.

- ☞ La mala ubicación de la bocatoma en el río se puede mejorar estudiando el perfil de este con un levantamiento topográfico con estación total en épocas de estiaje, Lo correcto sería tener cauces rectilíneos con un cauce medio que no sea estrecho ni extenso y a la vez que no sea curva debido a la tendencia a la erosión lateral y a la erosión de fondo en el lado exterior de la curva. De igual manera se debe conocer con que ángulo está ingresando el río en la bocatoma para que no existan erosiones locales en los pilares.
- ☞ Se debe cuidar el ancho estable del río, ya que en este caso el ancho estable era 65 metros, sin embargo lo redujeron a 31 metros esto genera que aumente la velocidad del caudal y como esta bocatoma trabaja con bajas velocidades un aumento de velocidad generaría problemas de erosión local en los pilares.
- ☞ Esta es una bocatoma mixta que trabaja con flujo sub crítico sin embargo el río sustenta un flujo supercrítico.

### 4.2 Análisis de falla en la bocatoma Quiroz

Los datos proporcionados por el laboratorio de hidráulica de la universidad de Piura después de los ensayos en modelos reducidos y después de analizar los resultados proponemos las siguientes ideas para mejorar el diseño hidráulico de bocatomas.

- ☞ jamás colocar una plataforma horizontal que genera altas velocidades al impacto del chorro produciendo muchos fenómenos como turbulencia, cavitación, succión y abrasión, lo que destruyó la obra en dos meses del material más resistente.
- ☞ Un mal diseño hidráulico del barraje fijo y del barraje móvil debido a que es una bocatoma mixta y trabaja en flujo sub crítico ósea con velocidades bajas sin embargo lo han diseñado para trabajar con altas velocidades.

### **4.3 Estudio hidrológico de la bocatoma Urubamba**

---

Luego de realizar el estudio hidrológico de la bocatoma Urubamba llegamos a los siguientes resultados:

- ☞ La cuenca del río Urubamba presenta un régimen permanente, explicado por la presencia de bofedales y la presencia de glaciares que aportan significativamente al flujo base.
- ☞ La cuenca del río Urubamba presenta un área drenada de 2204.53 Km<sup>2</sup>, la forma de la cuenca es alargada de acuerdo al factor de forma (0.07153) y presenta un coeficiente de compacidad (2.244) que confirma que la cuenca del río Urubamba presenta una respuesta lenta a la esorrentía con tendencia baja a las crecidas.
- ☞ El factor de forma (0.07153) nos indica que la cuenca del río Urubamba tiene forma alargada favoreciendo al escurrimiento rápido y no presenta tendencia a sufrir avenidas concentradas (inundaciones).
- ☞ El relieve y la curva hipsométrica de la cuenca nos indican que esta posee potencial erosivo, la altitud media es de 4150.1 msnm y la altitud más frecuente se encuentra entre los 4114 y 4372 msnm.
- ☞ La pendiente de la cuenca es de 1.10 % y la del cauce principal es de 5.402 % lo que nos indica que los flujos tendrán velocidad en laderas y mediana capacidad erosiva.
- ☞ La densidad de drenaje (0.03 Km/Km<sup>2</sup>) nos indica que la cuenca del río Urubamba no presenta un buen drenaje, predominando el flujo en laderas sobre el flujo del cauce con medianos volúmenes de escurrimiento.
- ☞ En el Análisis de Caudales Ecológicos, dado que solo se cuenta con la información correspondiente a caudales medios mensuales, se evaluó según las sugerencias realizadas por la Dirección de Conservación Planeamiento de Recursos Hídricos de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) mediante la aplicación de métodos hidrológicos según sea el periodo (Avenida y/o estiaje).

- ☞ La generación de caudales máximos o máximas avenidas en el punto de interés, se obtuvieron según el método SCS, cuyos parámetros geomorfológicos son requeridos para estimar caudales máximos extraordinarios de ingreso al punto de interés (estructura de captación).

#### 4.4 Estudio hidráulico de la bocatoma Urubamba

---

- ☞ Se ha calculado el número de froude = 0.3, en el río Urubamba en el eje de captación con aforamientos reales y comprobado mediante el programa Hcanales y HEC-RAS, con este dato se determina el régimen del río Urubamba que es Subcrítico, entonces usamos una bocatoma tipo mixta (barraje fijo + barraje móvil). Debido a que el río arrastra rocas de diámetro medio 0.36m.
- ☞ Según el diseño hidráulico realizado se proyectó dos ventanas de captación de 2.50 metros de base por 0.6 metros de altura, por motivos de operación y mantenimiento y no se dejó borde libre con respecto al azud del barraje fijo y barraje móvil, debido a que estas ventanas no trabajan como orificio, debido a que en estas se produce cavitación y abrasión que deterioran de una manera acelerada el concreto y producen daños frecuentes a estas.
- ☞ Se proyectó dos barraje móviles de 6 metros de base por 2.00 metros de altura, por motivos de operación y mantenimiento, para que controlen una descarga dominante de 256.44m<sup>3</sup>/seg. En el cual se tuvo cuidado que se minimice la abrasión con una pendiente adecuada.
- ☞ Se proyectara un barraje fijo de 21.60m de ancho por una altura de 2.00m, para permitir el paso controlado de la avenida de diseño de 191.77m<sup>3</sup>/seg. Y de mantener la carga de agua que garanticen la derivación por las ventanas de captación
- ☞ Se proyectara muros de encauzamiento de 7.50 metros de altura, para controlar un caudal de 892.30m<sup>3</sup>/seg. Para que el río Urubamba no se desborde y dañe las demás estructuras, por seguridad se le dio un borde libre de 0.50m.

#### 4.5 Medidas de mitigación en la bocatoma Urubamba

---

- ☞ Como medidas de mitigación se recomienda realizar capacitación periódica en la operación y mantenimiento de la bocatoma Urubamba para que pueda responder con éxito ante la crecida del río por las fuertes precipitaciones.

## 4.6 Optimización en la bocatoma urubamba

- ☞ Actualmente existen diseños de bocatomas mixtas con barraje móvil con ancho de solera más pequeño que la ventana de captación que no cumplen con evacuar un caudal con un periodo de retorno de dos años como es el caso de la bocatoma la puntilla que alimenta el canal Taymi del proyecto Tinajones, sobre el río Chancay Lambayeque antes de su remodelación que decidió cerrar cuatro compuertas de agua arriba, debido a que el agua retornaba por las ventanas de captación ya que si el ancho de solera se reduce el tirante aumenta y por diferencia de niveles puede regresar a las ventanas de captación.
- ☞ En este caso nosotros estamos haciendo comparaciones entre dos propuestas con barrajes móviles de diferente ancho de solera para determinar el menor costo en concreto y a la vez aumentando la eficiencia del barraje móvil para que no nos suceda lo mismo que la bocatoma la puntilla.
- ☞ Se optimiza el diseño hidráulico de la bocatoma usando dos propuestas con barraje móviles de diferente ancho de solera de 4 metros y 12 metros, en este caso se optimizaran costos en el barraje móvil de 12 metros y a la vez se mejorara la eficiencia del barraje móvil para que funcione adecuadamente para un periodo de retorno de dos años.
- ☞ En este caso tenemos un ahorro sustancial en concreto de  $2986,904 - 2339,316 = 647,588m^3$  que en dinero nos saldría  $647,588m^3 \times 350 = s/,226655,8nuevossoles$
- ☞ También hemos tratado de buscar la longitud optima entre el barraje fijo y el barraje móvil mediante la programación lineal con dos variables para buscar la proporción correcta para de esta manera optimizar costos de construcción.

El proyecto de Tesis de la Investigación *Optimización del diseño hidráulico de la bocatoma en la Minicentral Hidroeléctrica de Acobamba-Huancavelica*, La verificación de los datos del río Urubamba en el aspecto Hidrológico e hidráulico estuvo a cargo del Dr. Francisco Coronado del Águila conjuntamente con el tesista de investigación de la Universidad Nacional de san Cristóbal de Huamanga de la región Ayacucho JIMMI RAÚL GUINEA PÉREZ.

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

## CONCLUSIONES

Las conclusiones del presente trabajo de investigación, se ha enfocado en la optimización del diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba y los objetivos específicos que se tocaron para poder llegar a esta optimización.

### Optimización

- ☛ Se optimiza el diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba ampliando el ancho de solera del barraje móvil hasta 12 metros y tendremos un ahorro en concreto y dinero de

$$2986,904 - 2339,316 = 647,588m^3 \times 350 = S/226655,8 \text{ Nuevos soles}$$

y a la vez se mejorara la eficiencia del barraje móvil para que funcione adecuadamente en un caudal con un periodo de retorno de dos años y no suceda como en la bocatoma la puntilla en que el ancho de solera del barraje móvil era menor a la ventana de captación razón por la cual regresaba el caudal por la ventana de captación. Por esta razón es importante tener en cuenta el análisis de falla en bocatomas para mejorar los diseños hidráulicos de bocatomas.

- ☛ Se ha optimizado el diseño hidráulico de la bocatoma Urubamba buscando la longitud optima del barraje móvil mediante la programación lineal con dos variables para buscar la proporción correcta entre el barraje fijo y el barraje móvil para de esta manera optimizar costos de construcción.
- ☛ Se optimiza la bocatoma Urubamba realizando un diseño correcto tanto hidrológico, hidráulico y teniendo en consideración las fallas y los nuevos materiales más resistentes que el concreto.



### **Análisis de falla en bocatomas**

- ☞ Del análisis de falla de la bocatoma Chavimochic y Quiroz se concluye que aunque las bocatomas se hayan diseñado y ejecutado con el material más resistente que es concreto ALAG, no va soportar las fuerzas hidráulicas si es que no existe un buen diseño hidráulico, entonces tenemos que hacer diseños hidráulicos adecuados para que resistan su vida útil.
- ☞ Del análisis de falla de la bocatoma Chavimochic y Quiroz se concluye que las fallas de bocatomas se originan debido a la incorrecta colocación de esta con respecto al río. Lo correcto sería tener cauces rectilíneos con un cauce medio que no sea estrecho ni extenso y a la vez que no sea curva debido a la tendencia a la erosión lateral.
- ☞ Del análisis de falla de la bocatoma Chavimochic y Quiroz se concluye que las fallas de bocatomas se originan por la confusión del criterio de régimen sub crítico cuando el río sustenta un régimen supercrítico, debido a que existe poca literatura sobre el diseño y tipo de bocatoma.

### **Estudio hidrológico de la bocatoma Urubamba**

- ☞ Es necesario realizar un diseño hidrológico adecuado a la realidad del lugar y usar las fórmulas adecuadas para la zona y no sub estimar las avenidas máximas de diseño.
- ☞ La cuenca del río Urubamba presenta un régimen permanente, explicado por la presencia de bofedales y la presencia de glaciares que aportan significativamente al flujo base, de esta manera tenemos un río perenne.

### **Estudio hidráulico de la bocatoma Urubamba**

- ☞ Se ha calculado el número de froude = 0.3, en el río Urubamba en el eje de captación de la bocatoma con aforamientos reales y comprobado mediante el programa Hcanales y HEC-RAS, con este dato se determina el régimen del río Urubamba que es Subcrítico, por consiguiente usamos una bocatoma tipo mixta (barraje fijo + barraje móvil). Debido a que el río arrastra rocas de diámetro medio de 0.36m.
- ☞ Según el diseño hidráulico del tesista se proyectó dos ventanas de captación de 2.50 metros de base por 0.6 metros de altura, por motivos de operación y mantenimiento y no se dejó borde libre con respecto al azud del barraje fijo y barraje móvil, debido a que estas ventanas no trabajan como orificio, ya que en estas se produce cavitación y abrasión que deterioran de una manera acelerada el concreto y producen daños frecuentes a estas.

## *Conclusiones y Recomendaciones*

- ☞ Se proyectó dos barraje móviles de 6 metros de base por 2.00 metros de altura, por motivos de operación y mantenimiento, para que controlen una descarga dominante de 256.44m<sup>3</sup>/seg. En el cual se tuvo cuidado que se minimice la abrasión con una pendiente adecuada.
- ☞ Se proyectara un barraje fijo de 21.60m de ancho por una altura de 2.00m, para permitir el paso controlado de la avenida de diseño de 191.77m<sup>3</sup>/seg. Y de mantener la carga de agua que garanticen la derivación por las ventanas de captación.
- ☞ Se proyectara muros de encauzamiento de 7.50 metros de altura, para controlar un caudal de 892.30m<sup>3</sup>/seg. Para que el río Urubamba no se desborde y dañe las demás estructuras, por seguridad se le dio un borde libre de 0.50m.

### **Medidas de mitigación en la bocatoma Urubamba**

- ☞ Como medidas de mitigación se recomienda realizar capacitación periódica en la operación y mantenimiento de la bocatoma Urubamba para que pueda responder con éxito ante la crecida del río por las fuertes precipitaciones en los meses de diciembre a febrero.

### **RECOMENDACIONES**

- ☞ Se recomienda calcular el número de Froude real en el río cien metros antes y después del eje de captación de la bocatoma proyectada.
- ☞ Se recomienda realizar la batimetría en el río de montaña en épocas de estiaje ya que estos llevan un considerable caudal en épocas de avenida el cual sería imposible tomar los datos del río.
- ☞ Se recomienda realizar la corrección y análisis de los datos hidrológicos además de las fórmulas adecuadas para la zona donde se va colocar la bocatoma.

### **Futuras líneas de investigación**

- ☞ La investigación debe continuar con el estudio de análisis de falla en bocatomas de régimen sub crítico y supercrítico para seguir mejorando en los diseños hidráulicos.
- ☞ El estudio debe continuar en ingeniería forense en las partes de la bocatoma mixta como el barraje fijo y el barraje móvil.
- ☞ El estudio debe continuar en la optimización de estructuras hidráulicas como bocatomas, Desarenador, etc. Para mejorar los diseños y a la vez sea económico.

# REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- Aparicio, F. (1989). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México. Editorial Limusa.
- Coronado, F. (2014). *Las Irrigaciones*. Lima. Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- Martín, J. (2003). *Ingeniería de Ríos*. España. Ediciones UPC.
- Martinez, E. (2001). *Hidráulica Fluvial fundamentos y aplicaciones*. Lima. Biblioteca técnica universitaria.
- Reyes, J. (2012). *Análisis del comportamiento hidráulico del concreto*. Piura. Universidad de Piura.
- Rocha, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima. Editorial de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rocha, A. (2008). *Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales*. Lima. Fondo Editorial ICG.
- Santillana, E. (1963). *Diseño de la bocatoma barranca*. (Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Taha, H. (2012). *Investigación de operaciones*. Mexico. Novena Edición.
- Tello, P. (2016). *Estudio hidrológico y diseño hidráulico de obras de captación y conducción para la implementación de un nuevo sistema de riego en una tierra de cultivo para palta en el distrito de Luricocha de la provincia de Huanta, departamento de Ayacucho*. (Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil). Universidad Peruana de Ciencias. Lima, Perú.
- Villón, M. (2010). *HEC RAS*. Lima. Segunda Edición.
- Willis, E. (2015). *Optimización del diseño hidráulico del proyecto Miraflores utilizando el modelo numérico telemac 2d*. (Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil). Universidad de Piura, Piura, Perú.

“La vida no es sino una continua sucesión de oportunidades para sobrevivir”

— Gabriel García Márquez

## Apéndice

# A

## APÉNDICE A

Fuente: Propio

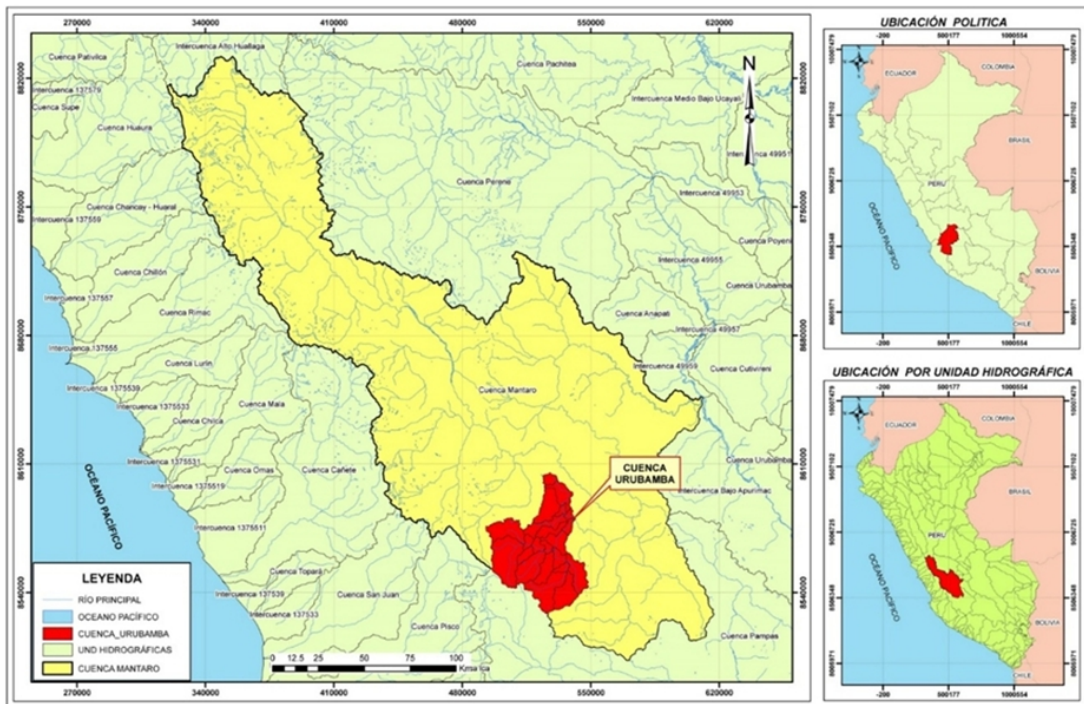


Figura A.1: Ubicación del proyecto

Fuente: Propio

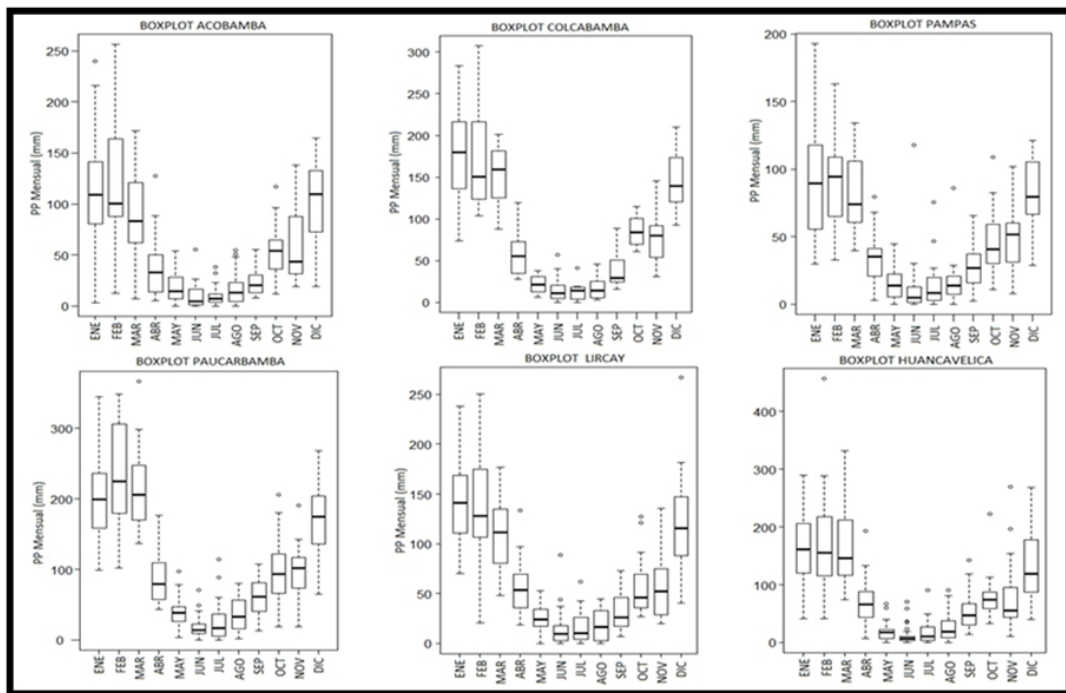


Figura A.2: Grafica de caja precipitación total mensual multianual (mm)

Fuente: Propio

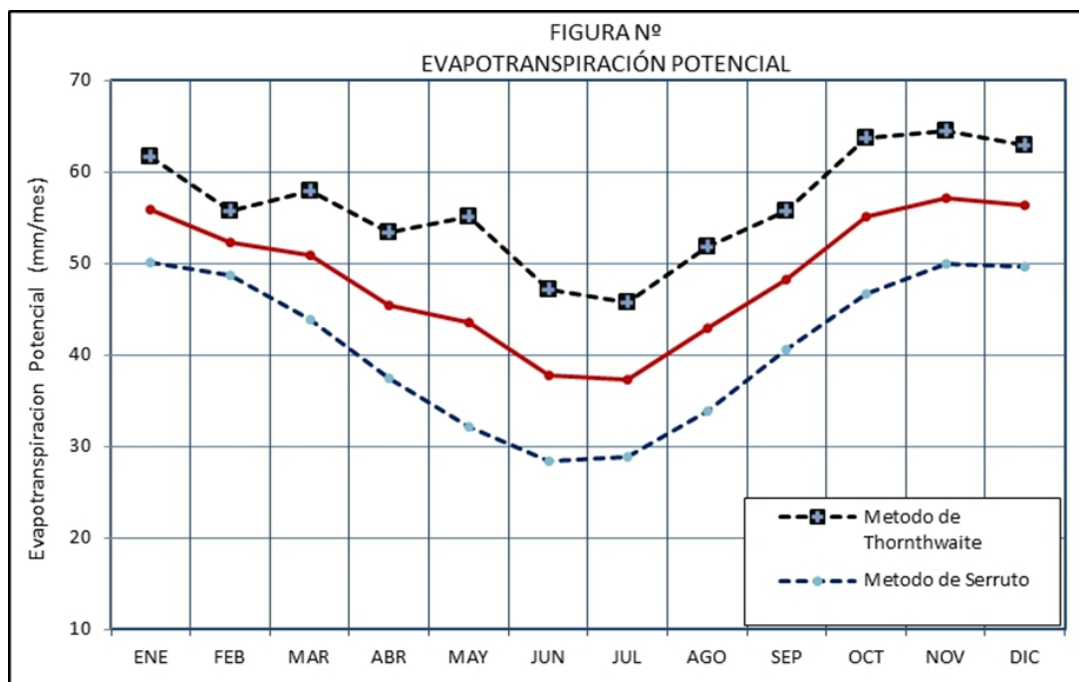


Figura A.3: Variación mensual multianual de la evaporación potencial de la cuenca Urubamba

Fuente: Propio

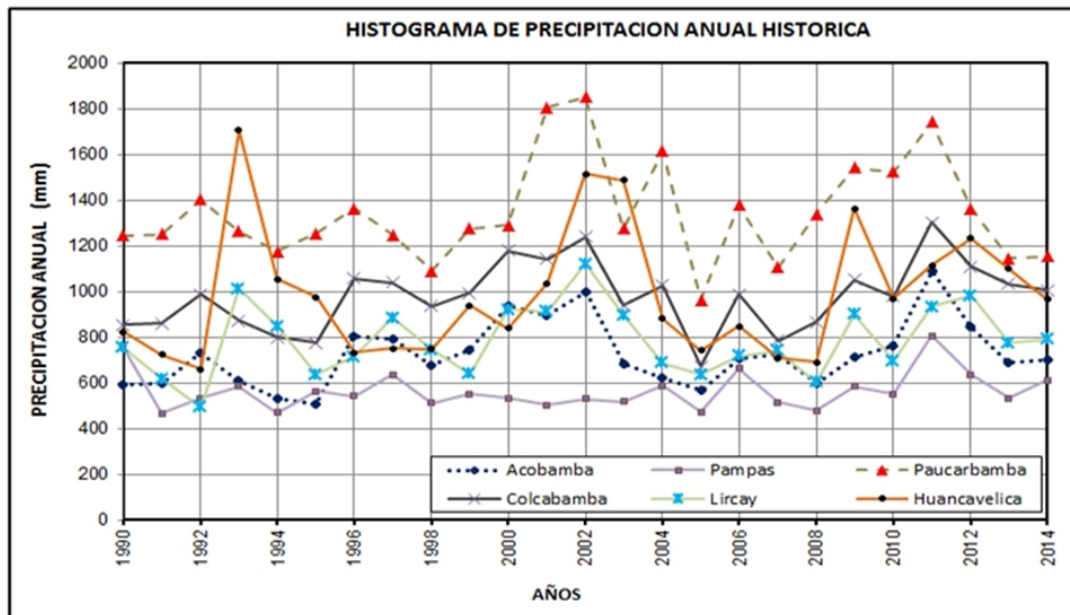


Figura A.4: Precipitación anual completada y extendida de las 6 estaciones pluviométricas

Fuente: Propio

Precipitación total mensual - Promedio multimensual (1990-2014)															
N°	ESTACION	ALTITUD (msnm)	MESES											TOTAL ANUAL	
			ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV		DIC
1	ACOBAMBA	3356	134.50	134.86	104.43	43.64	19.22	10.70	10.95	18.08	26.57	54.85	62.65	105.66	726.12
2	PAMPAS	3240	90.93	93.62	82.67	33.49	15.28	12.87	14.13	16.57	28.33	46.13	49.44	83.08	566.53
3	PAUCARBAMBA	4165	217.05	245.05	227.42	94.34	39.22	17.70	28.58	36.01	60.18	100.26	102.10	179.97	1347.89
4	COLCABAMBA	2920	183.56	172.02	169.54	56.88	19.77	14.16	10.80	14.75	38.02	82.81	74.94	143.51	980.77
5	LIRCAY	3513	142.74	142.12	112.34	55.55	24.76	15.04	15.09	17.24	31.40	55.96	56.68	118.49	787.42
6	HUANCAVELICA	3770	160.31	166.60	165.48	70.73	19.43	13.48	17.10	27.62	53.77	77.69	79.00	134.20	985.41

Porcentaje de variación de la precipitación total mensual (%)															
N°	ESTACION	ALTITUD (msnm)	MESES											TOTAL ANUAL	
			ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV		DIC
1	ACOBAMBA	3356.0	18.52	18.57	14.38	6.01	2.65	1.47	1.51	2.49	3.66	7.55	8.63	14.55	100.0
2	PAMPAS	3240.0	16.05	16.53	14.59	5.91	2.70	2.27	2.49	2.92	5.00	8.14	8.73	14.66	100.0
3	PAUCARBAMBA	4165.0	16.10	18.18	16.87	7.00	2.91	1.31	2.12	2.67	4.46	7.44	7.57	13.35	100.0
4	COLCABAMBA	2920.0	18.72	17.54	17.29	5.80	2.02	1.44	1.10	1.50	3.88	8.44	7.64	14.63	100.0
5	LIRCAY	3513.0	18.13	18.05	14.27	7.05	3.14	1.91	1.92	2.19	3.99	7.11	7.20	15.05	100.0
6	HUANCAVELICA	3770	16.27	16.91	16.79	7.18	1.97	1.37	1.73	2.80	5.46	7.88	8.02	13.62	100.00

Figura A.5: Registro de precipitación total mensual multianual

Fuente: Propio

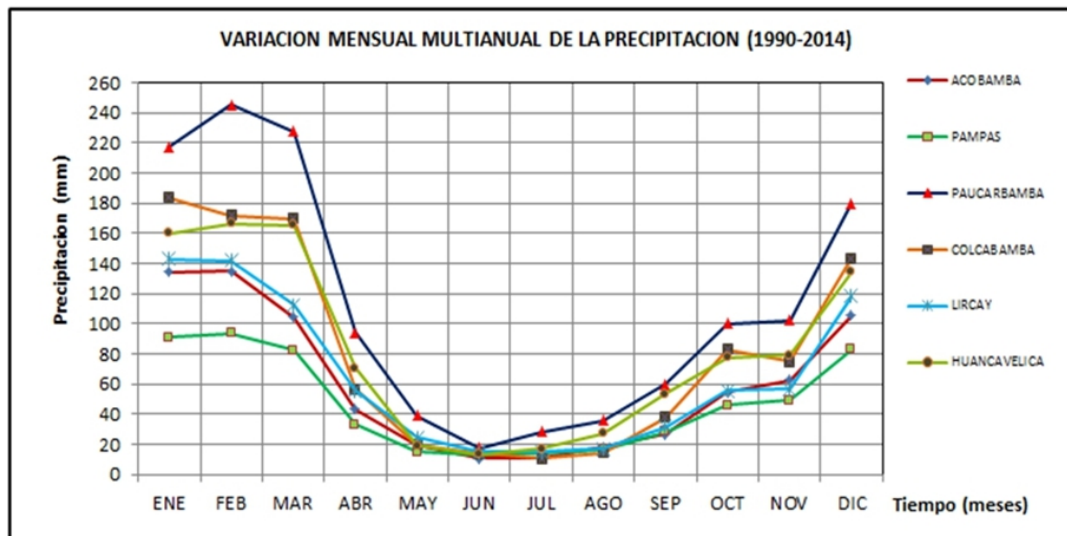


Figura A.6: Variación mensual multianual de la precipitación (1990-2014)

Fuente: Propio

Descripción y tipo de cobertura	Condición Hidrológica	Numero de curva para grupos de suelos hidrológicos			
		A	B	C	D
Pastos, forraje para pastoreo	Mala	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Prados continuos, protegidos de pastoreo, y generalmente segado para heno	---	30	58	71	78
Maleza mezclada con pasto de semilla, con la maleza como principal elemento	Mala	48	67	77	83
	Regular	35	56	70	77
	Buena	30	48	65	73
Combinación de bosques y pastos (huertas o granjas con árboles)	Mala	57	73	82	86
	Regular	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
Bosques	Mala	45	66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77
Predios de granjas, construcciones, veredas, caminos y lotes circundantes	---	59	74	82	86

Fuente: Soil Conservation Service

Figura A.7: Numero de curva de la tabla



Fuente: Propio

CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL

CUADRO N° 22  
TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES A 4150 msnm

1.- CALCULO DE LA ETP SEGÚN LOS METODOS DE:

\*\*\* Temperaturas medias mensuales generadas en la cuenca y en áreas del proyecto

ESTACION	ALTITUD (msnm)	MESES												TOTAL ANUAL
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Cuenca med. Urubamba	4081	9.29	9.87	9.58	9.15	9.18	8.33	7.78	7.92	8.51	9.18	9.82	9.55	9.01
Zona del proyecto	2945	13.87	14.08	13.72	13.54	13.77	12.72	12.06	13.02	13.78	14.50	14.72	14.00	13.65

Ubicación del proyectos Latitud Sur 12.704

METODO DE THORNTHWAITE

$$ETP = 16 * (10 * \frac{T}{I})^a \quad ETP = f * ETP'$$

Donde:

ETP' : Evapotranspiracion potencial mensual (mm), por mes de 30 días y 12 horas de duración

ETP : Evapotranspiracion potencial mensual corregida (mm)

T : Temperatura media mensual (°C)

I : Índice termico anual

i : Índice termico mensual  $i_n = (\frac{T_m}{5})^{1.514}$

a : Exponente que varia con el índice anual de calor de la localidad  $a = 0.6751 * 10^{-6} * I^3 - 0.771 * 10^{-4} * I^2 + 0.01792 * I + 0.49239$

f : Factor de correccion

I : 54.94

a : 1.358

i :

4.687	4.795	4.61	4.519	4.638	4.111	3.792	4.259	4.841	5.013	5.128	4.753
-------	-------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

ETP':	56.17	57.33	55.35	54.37	55.83	49.95	48.47	51.58	55.88	59.88	60.89	56.89
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

f :	1.099	0.973	1.047	0.983	0.99	0.945	0.985	1.007	1	1.068	1.059	1.108
-----	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	-------	---	-------	-------	-------

EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (mm/mes)

ESTACION	ALTITUD (msnm)	MESES												TOTAL ANUAL
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Cuenca med. Urubamba	4081	61.73	55.77	57.93	53.46	55.05	47.20	45.77	51.91	55.88	63.75	64.49	63.01	675.741
		1.991	1.992	1.889	1.782	1.776	1.573	1.476	1.674	1.856	2.056	2.15	2.033	

METODO DE SERRU TO

$$ETP = 0.003 * (RS)^{2.5} + 0.16 * (T)^{0.88}$$

ETP : Evapotranspiracion potencial

RS : Radiacion solar extraterrestre, expresada en equivalentes de evaporacion

T : Temperatura media mensual

RS : 16.64 16.34 15.38 13.89 12.38 11.46 11.86 13.09 14.63 15.80 16.44 16.54

EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (mm/mes)

ESTACION	ALTITUD (msnm)	MESES												TOTAL ANUAL
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Cuenca med. Urubamba	4081	50.05	48.76	43.79	37.44	32.19	28.33	28.84	33.92	40.65	46.60	49.91	49.67	490.16

Figura A.8: Calculo de la evaporación potencial

Fuente: Propio

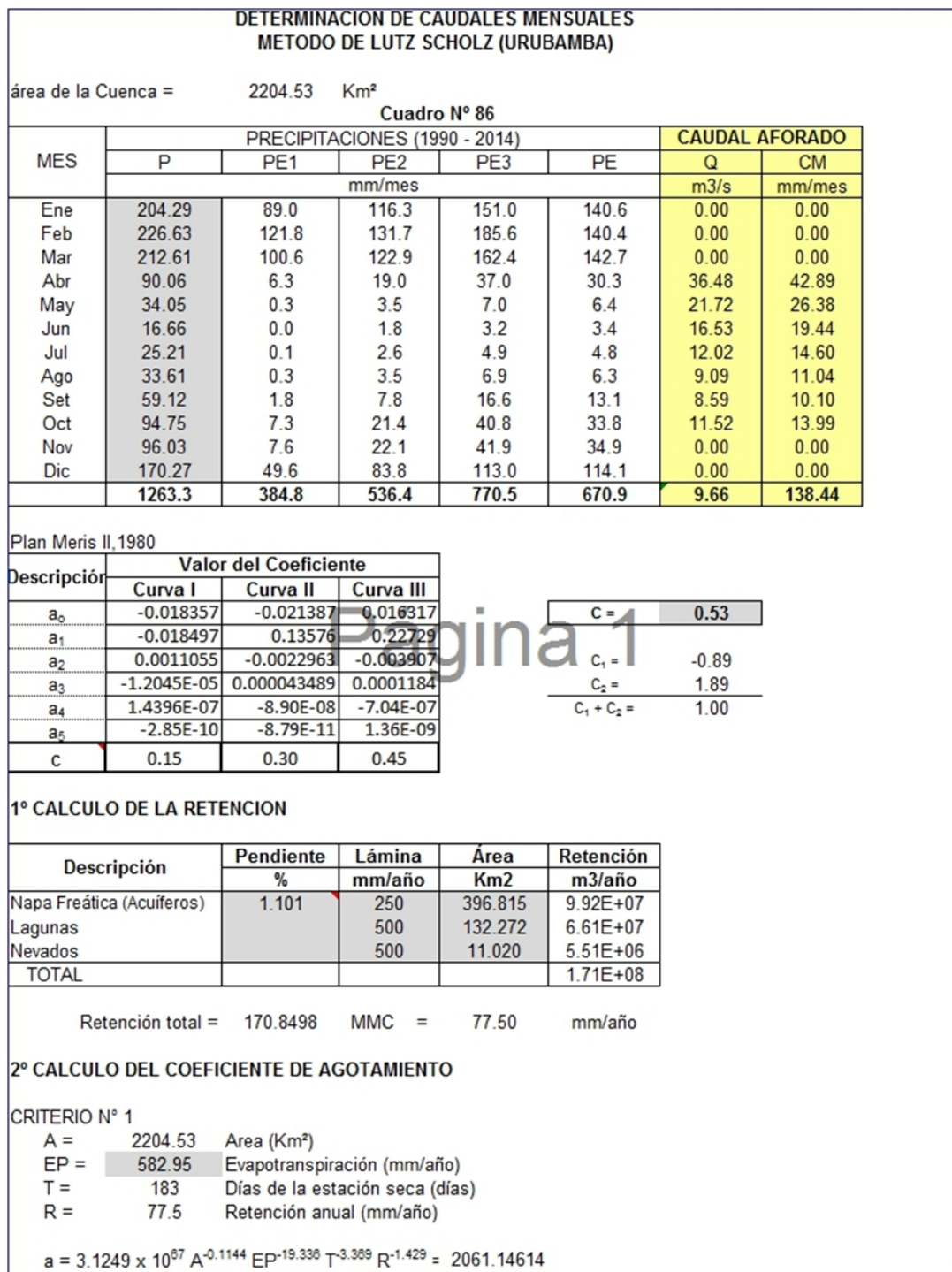


Figura A.9: Determinación de caudales mensuales

*“Nuestras virtudes y nuestros defectos son inseparables, como la fuerza y la materia. Cuando se separan, el hombre no existe”*

— Tesla, Nikola

Apéndice

B

## APÉNDICE B

Fuente: Propio



**Figura B.1:** En el eje de la bocatoma Urubamba

Fuente: Propio



Figura B.2: Tomando datos en el eje de la bocatoma Urubamba

Fuente: Propio



Figura B.3: Medición de seccionamiento del río Urubamba

Fuente: Propio



**Figura B.4:** Realizando el levantamiento topográfico en sus afluentes del río Urubamba

Fuente: Propio



**Figura B.5:** Realizando una calicata en el eje de la bocatoma Urubamba

Fuente: Propio



**Figura B.6:** Batimetría del río Urubamba con estación total y prismas

Fuente: Propio



**Figura B.7:** Unión del río Pariahuanca y Jarapa que da nacimiento al río Urubamba

Fuente: Propio



Figura B.8: Medición del diámetro de rocas del interior del río Urubamba

Fuente: Propio

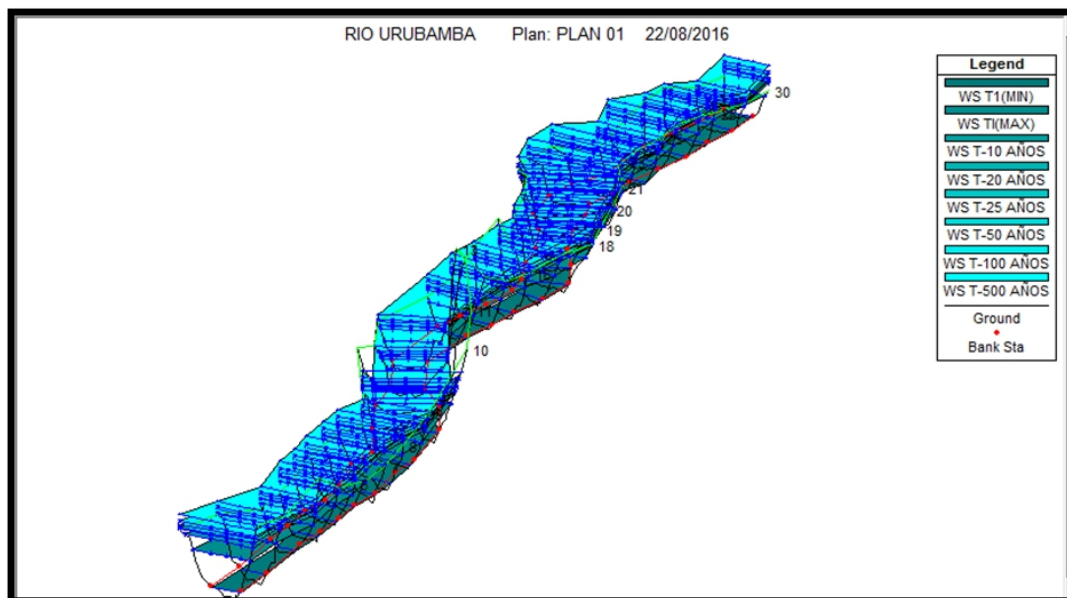


Figura B.9: Modelación con el Programa HEC RAS

*“El valor de una educación universitaria no es el aprendizaje de muchos datos, sino el entrenamiento de la mente para pensar”*

— *Einstein, Albert*

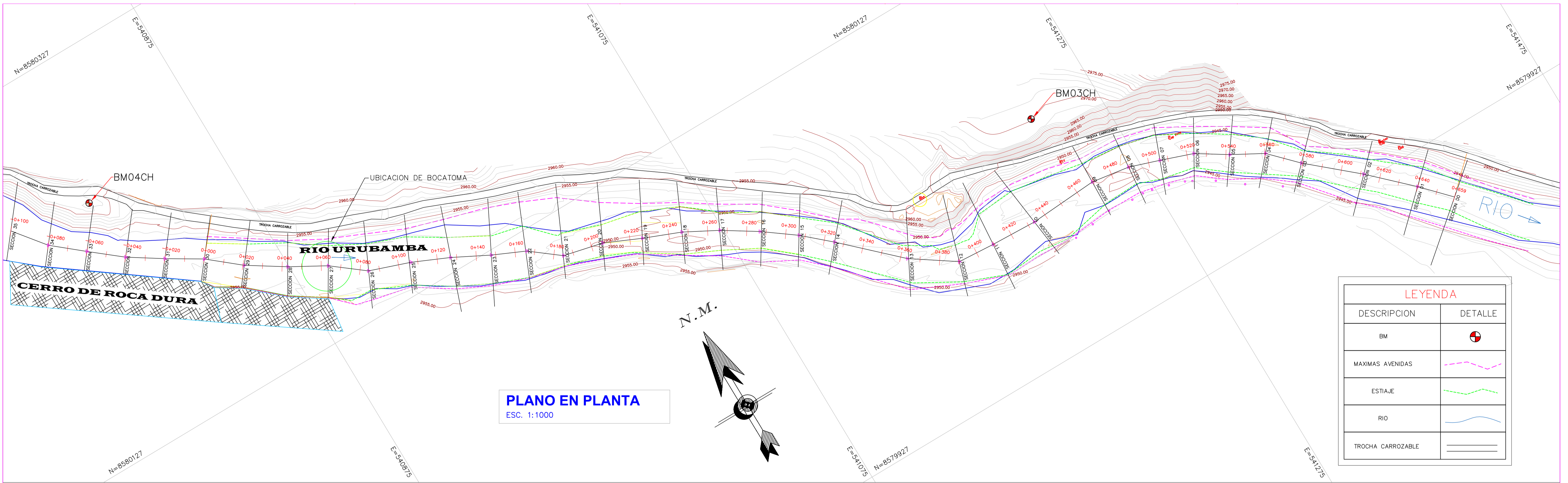
*Apéndice*

**C**

PLANOS

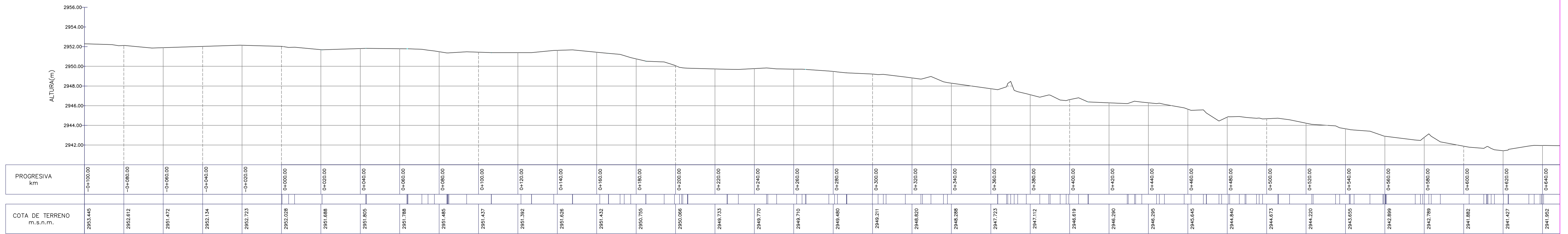
---





**PLANO EN PLANTA**  
ESC. 1:1000

LEYENDA	
DESCRIPCION	DETALLE
BM	
MAXIMAS AVENIDAS	
ESTIAJE	
RIO	
TROCHA CARROZABLE	



**PLANO EN PERFIL**  
ESC. V=1/200 H=1/1000

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA**




PLANO:  
**RIO URUBAMBA (PLANTA Y PERFIL)**  
LAMINA  
**E-01**

DIBUJO: JIMMI RAÚL GUINEA PÉREZ	ASESOR DE TESIS: ING. CRISTIAN CASTRO PÉREZ
TÍTULO DE TESIS: OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA EN LA MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA DE ACOBAMBA-HUANCAVELICA	UBICACIÓN: REGION : HUANCABELICA PROVINCIA : ACOBAMBA DISTRITO : ACOBAMBA LUGAR : ALLPAS
ESCALA: INDICADA	PAPER: ISO A-1
FECHA: AGOSTO - 2018	

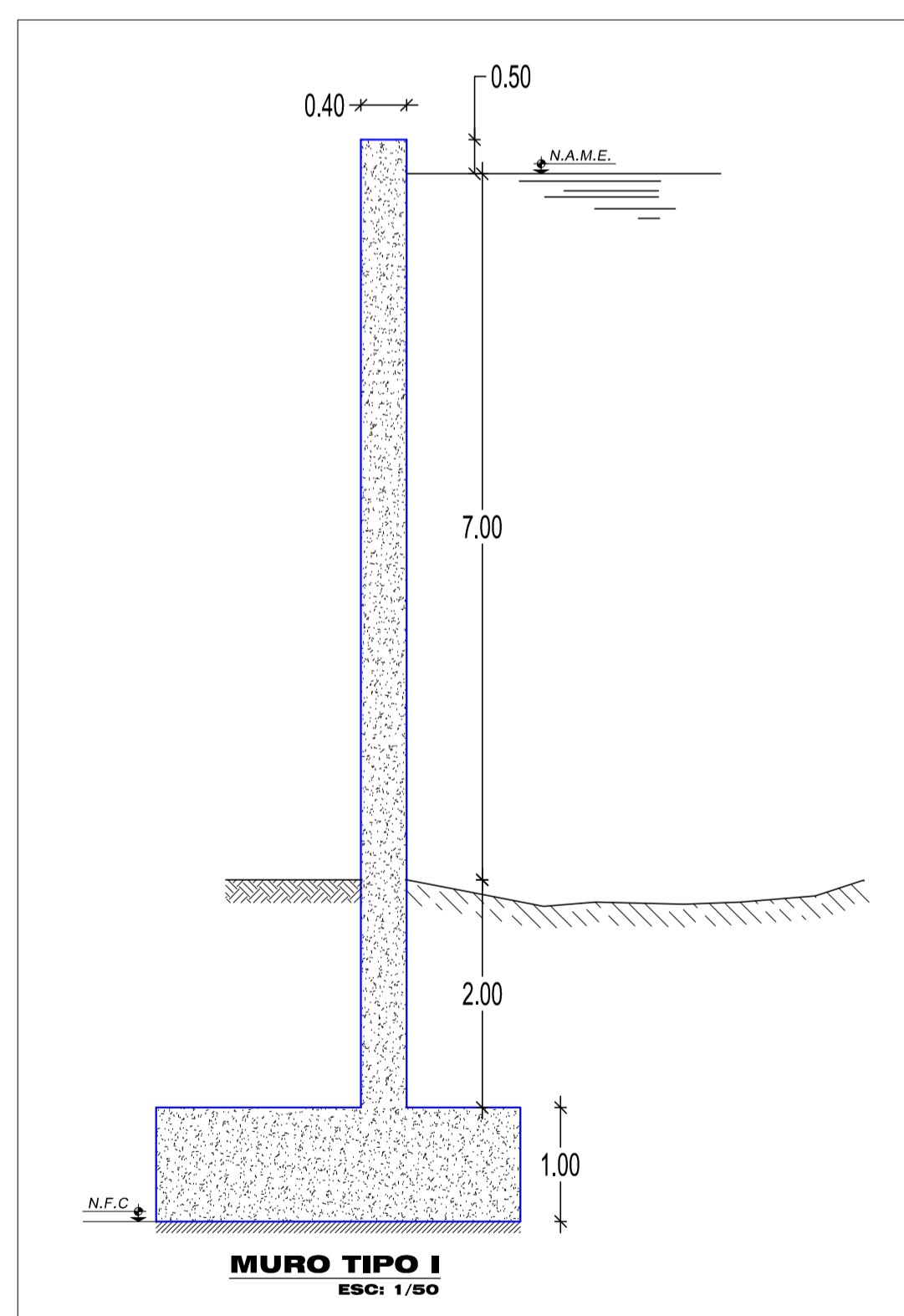
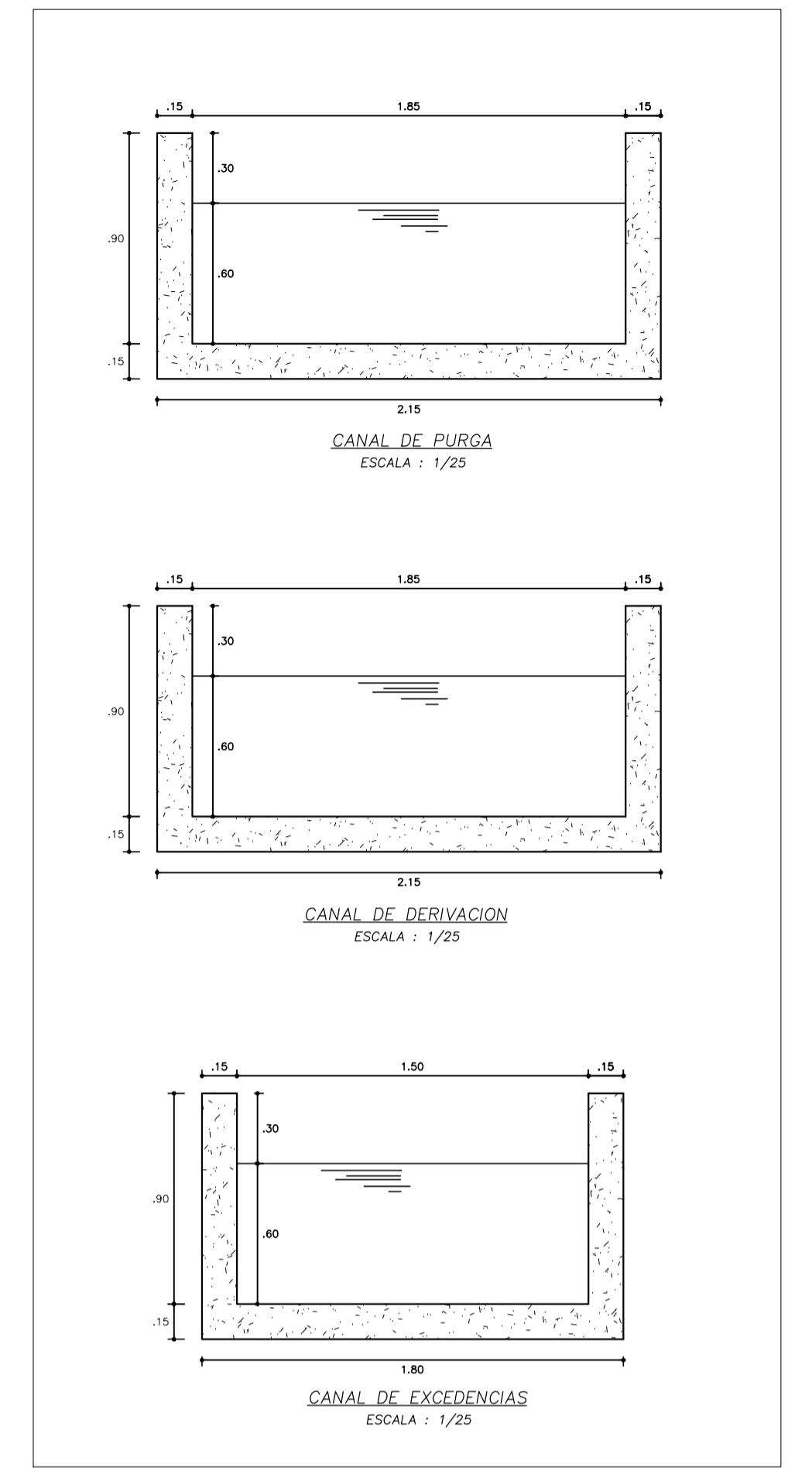
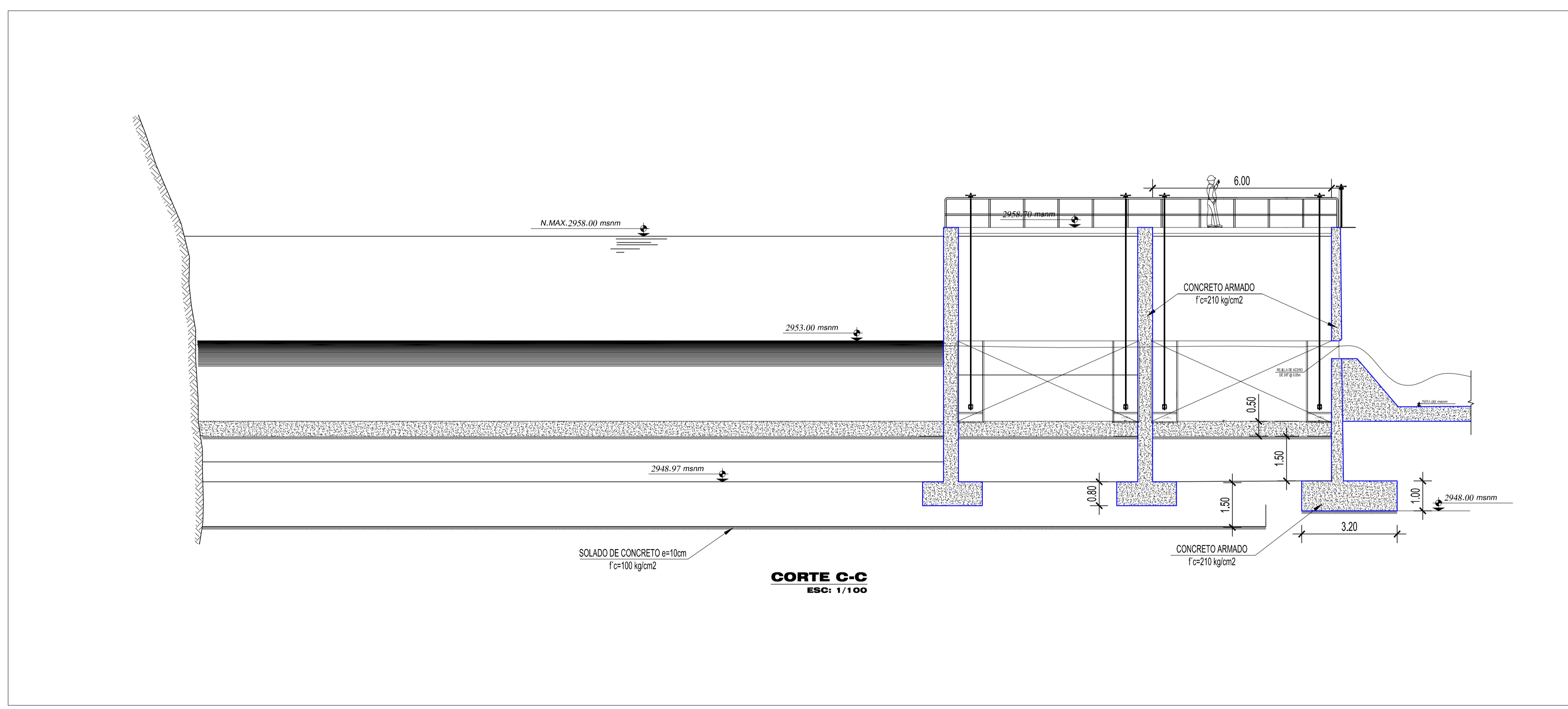
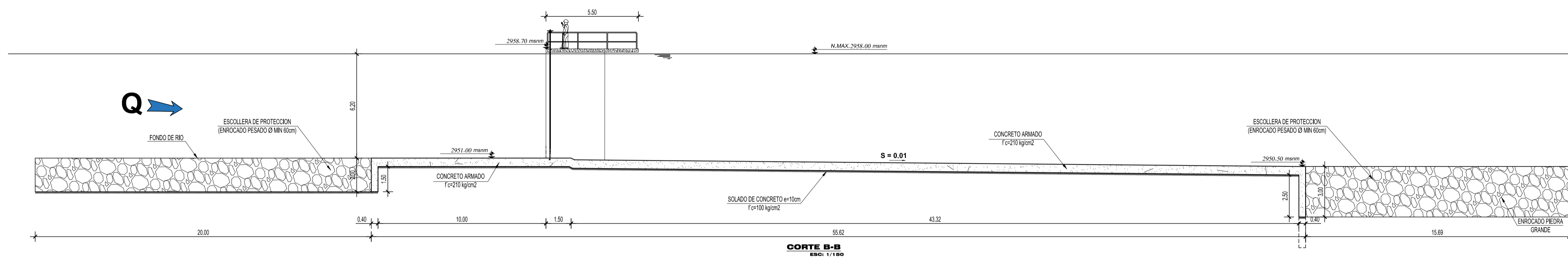
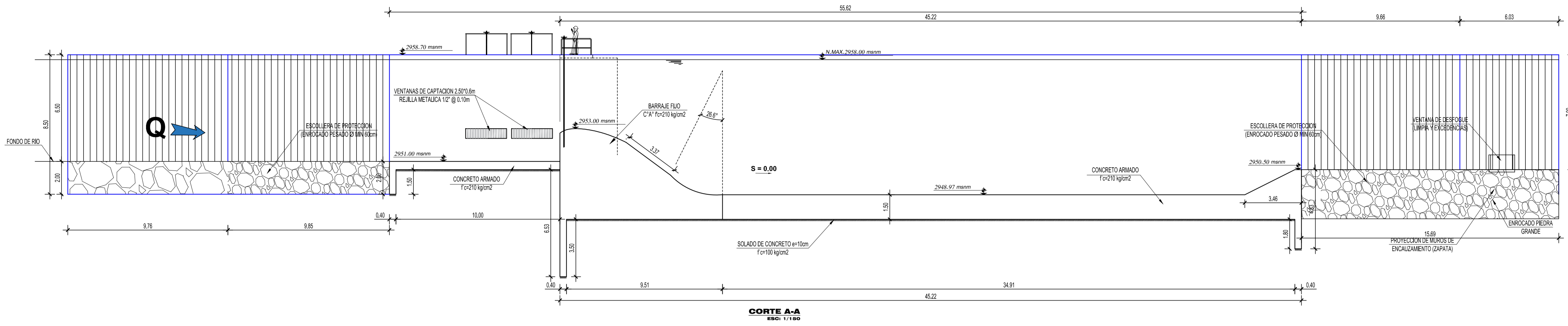


**UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA**

	PLANO:	LAMINA
	<b>BOCATOMA URUBAMBA (UBICACION EN PLANTA) PROPUESTA OPTIMIZADA</b>	<b>E-02</b>

DIBUJO:	ASESOR DE TESIS:
JIMMI RAÚL GUINEA PÉREZ	ING. CRISTIAN CASTRO PÉREZ
TÍTULO DE TESIS:	UBICACIÓN:
OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA EN LA MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA DE ACOBAMBA-HUANCAVELICA	REGION : HUANCVELICA PROVINCIA : ACOBAMBA DISTRITO : ACOBAMBA LUGAR : ALLPAS
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	AGOSTO - 2018

PÁPER:	ISO A-1
--------	---------



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA**

PLANO: **BOCATOMA URUBAMBA (CORTES)** LAMINA: **E-03**

DIBUJO: **JIMMI RAÚL GUINEA PÉREZ** ASESOR DE TESIS: **ING. CRISTIAN CASTRO PÉREZ**  
 TÍTULO DE TESIS: **OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA EN LA MINCENTRAL HIDROELÉCTRICA DE ACOBAMBA-HUANCAVELICA** UBICACIÓN: **REGION : HUANCVELICA, PROVINCIA : ACOBAMBA, DISTRITO : ACOBAMBA, LUGAR : ALLPAS**  
 ESCALA: **INDICADA** PAPER: **ISO A-1** FECHA: **AGOSTO - 2018**



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA**

	PLANO:	LAMINA
	<b>BOCATOMA URUBAMBA (UBICACION EN PLANTA) PROPUESTA COMPARATIVA</b>	<b>E-04</b>
DIBUJO:	ASESOR DE TESIS:	
JIMMI RAÚL GUINEA PÉREZ	ING. CRISTIAN CASTRO PÉREZ	
TITULO DE TESIS:	UBICACION:	
OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA EN LA	REGION : HUANCVELICA	
MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA DE ACOBAMBA-HUANCVELICA	PROVINCIA : ACOBAMBA	
	DISTRITO : ACOBAMBA	
	LUGAR : ALLPAS	
ESCALA:	PAPER:	FECHA:
INDICADA	ISO A-1	AGOSTO - 2018