

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“DISEÑO DE PREFACTIBILIDAD PARA LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE SUSUDEL”

Trabajo de
titulación, previo a
la obtención del
título de Ingeniera
Civil.

AUTOR:

ANDREA ELIZABETH NAULA SALAZAR.

DIRECTOR:

ING. CRISTIAN IVÁN COELLO GRANDA, MSc.

CUENCA – ECUADOR

OCTUBRE 2016.

RESUMEN

El estudio de prefactibilidad de la mini central hidroeléctrica Susudel determina un caudal de diseño de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y un caudal para un periodo de retorno de 100 años de $130 \text{ m}^3/\text{s}$ para el dimensionamiento de las obras hidráulicas. Se va derivar las aguas del río León en el sitio de cierre (2257 m.s.n.m.), se implementará un azud con una captación convencional (Toma lateral), el agua va a ser conducida por el margen izquierdo del río León por medio de un canal rectangular que transporta el caudal de diseño hasta el desarenador en el que se depositarán los sedimentos que han logrado pasar la toma lateral y se han transportado a lo largo del canal; pasa a un tanque de carga y este se conecta con la tubería de presión de acero de diámetro 0.900 metros y llega a la casa de máquinas (1985 m.s.n.m.) que contiene todos los equipos electromecánicos y auxiliares, ubicada aguas abajo del punto de captación. El caudal pasa por una turbina Pelton de 90% de rendimiento acoplada a los generadores y tiene una potencia a la salida de la turbina de 8.34 Mw, con una caída bruta de 270 metros. El agua que ha sido turbinada es desaloja por un canal en la cota 1958 m.s.n.m. El presupuesto evaluado para la construcción de la obra está estimado aproximadamente en 7700000 dólares.

Palabras Clave: Río León, mini central hidroeléctrica, captación convencional, turbina Pelton, estructuras hidráulicas.

ABSTRACT

The prefeasibility study of Susudel mini hydropower plant has a design flow of $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$. In order to design the hydraulic structures a flow rate of $130 \text{ m}^3/\text{s}$, which corresponds to a return period of 100 years, has been chosen. Water from “Leon” river will be taken in the place where the dam is located (2257 meters above sea level). In that place, a dam will be built with a conventional intake structure (lateral intake). First, water will be transported following the left margin of the Leon River through a rectangular channel. Second, this flume carries the design flow to the sand trap in which the remaining sediments are removed. Next, water passes to a cargo tank connected to a pressure steel pipe with 0,900 meters of diameter. Then, water reaches the Roundhouse (1985 meters above sea level) that contains all electromechanical and auxiliary equipment. The flow passes through a Pelton turbine with the following characteristics: 90% of performance coupled to the generators, an output power of 8.34 MW turbine, with a gross head of 270 meters. Finally, water that has pass through the turbine is dislodged by a channel at elevation 1958 meters above sea level. The project budget is around \$ 7700000.

Key Words: Leon River, hydroelectric, conventional recruitment, Pelton turbine, hydraulic structures.

CONTENIDO

RESUMEN.....	2
ABSTRACT	3
CAPITULO I.....	14
ANTECEDENTES.....	14
1.1 GENERALIDADES	14
1.2 INTRODUCCIÓN.....	16
CAPITULO II.....	18
OBJETIVOS	18
2.1 Objetivo general	18
2.2 Objetivos específicos.....	18
CAPÍTULO III.....	19
MATERIALES Y MÉTODOS.....	19
3.1 MATERIALES.....	19
3.1.1 Ubicación del proyecto	19
3.1.2 Información disponible	20
3.1.3 Cartografía	20
3.1.4 Topografía	21
3.1.5 Cobertura de suelo y Uso de suelo.....	21
3.1.6 Información Hidrometeorológica	22
3.1.7 Condiciones Ambientales	23
3.1.8 Usos de Agua.....	24
3.1.9 Modelos de Flujo.	24
3.2 MÉTODOS	26
3.2.1 Precipitaciones	27
3.2.2 Temperatura.....	27
3.2.3 Calidad de Información.....	27
3.2.4 Análisis Espacial de precipitaciones	29

3.2.5	Análisis Hidrológico	30
3.2.6	Diseño Hidráulico	37
3.2.7	Resultados	90
CAPITULO IV		131
4.1	RESULTADO Y DISCUSIÓN.....	131
4.1.1	Selección de la turbina para generación eléctrica.....	132
4.1.2	Análisis de presupuesto económico.....	134
CAPITULO V		136
5.1	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	136
5.1.1	Recomendaciones de estudio hidrológico y geotécnico.....	136
5.1.2	Recomendaciones de estudio hidráulico.....	137
BIBLIOGRAFÍA.....		139
ANEXOS.....		142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de la Mini Central Hidroeléctrica Susudel.	19
Figura 2. Ubicación de las estaciones Meteorológicas e Hidrológicas.	23
Figura 3. Energía potencial, cinética y presión.	26
Figura 4. Esquema de mapa de isoyetas.	30
Figura 5. Curva de duración para cuencas de montaña.	35
Figura 6. Esquema de una captación convencional.	39
Figura 7. Ángulo de inclinación de la reja.	42
Figura 8. Corte transversal de reja de entrada y azud.	43
Figura 9. Esquema de posible resalto hidráulico.	46
Figura 10. Parámetros para determinar la longitud del chorro.	47
Figura 11. Compuerta de lavado del desripiador.	49
Figura 12. Esquema para el diseño en planta de la Transición.	50
Figura 13. Esquema del perfil de la transición.	51
Figura 14. Alturas para una crecida.	54
Figura 15. Altura para crecida en reja de entrada.	56
Figura 16. Elemento empleado en el diseño del vertedero de excesos.	57
Figura 17. Zona de un vertedero hidrodinámico.	59
Figura 18. Elementos de diseño para perfil hidrodinámico.	61
Figura 19. Factores K y n para diseño de perfil hidrodinámico del azud.	61
Figura 20. Relaciones para el diseño aguas arriba.	62
Figura 21. Calados producidos por el flujo que vierte el azud.	64
Figura 22. Áreas transversales consideradas en el azud.	64
Figura 23. Áreas transversales consideradas en el azud.	65
Figura 24. Dentellones y delantal.	67
Figura 25. Diagrama para determinar la subpresión.	69
Figura 26. Desarenador de lavado intermitente.	71
Figura 27. Planta y corte longitudinal de un desarenador de lavado intermitente.	73
Figura 28. Corte transversal de un desarenador de lavado intermitente.	74
Figura 29. Vertedero desarrollo en sección de curva.	77
Figura 30. Evacuación del agua desde el desarenador.	78
Figura 31. Canal directo.	79
Figura 32. Ubicación del tanque de presión.	80
Figura 33. Partes del tanque de Presión.	81
Figura 34. Diámetro de la tubería en función de salto o de caudal.	84
Figura 35. Dimensiones de un apoyo y anclaje.	87
Figura 36. Dimensión de turbinas Pelton de 2 inyectores.	88
Figura 37. Cuenca de MCH Susudel.	90

Figura 38. Temperatura Media de las Estaciones.	91
Figura 39. Gradiente de Temperatura.	92
Figura 40. Curva de Doble Masa Saraguro-Girón, Saraguro-Nabón, Saraguro-Santa Isabel, Girón-Nabón.	93
Figura 41. Isoyetas para período de retorno de 25 años.	96
Figura 42. Isoyetas para período de retorno de 100 años.	97
Figura 43. Uso y cobertura de suelo de MCH Susudel.	98
Figura 44. Hietograma de diseño para periodo de retorno de 25 y 100 años.	100
Figura 45. Caudal máximo e Hidrograma de diseño (Método SCS).	101
Figura 46. Régimen de las Estaciones.	102
Figura 47. Cuenca de la estación Jubones DJ Minas.	103
Figura 48. Mapa de isoyetas de Jubones DJ Minas.	104
Figura 49. Curva de Duración DJ Minas.	105
Figura 50. Curva de Duración Punto de Captación.	106
Figura 51. Curva de Variación Estacional.	106
Figura 52. Registro de concesiones de derecho de agua para proyecto.	107
Figura 53. Perfil de la superficie de agua, perfil del fondo de la transición y Planta de la transición.	116
Figura 54. Ubicación de perfiles transversales del Río León. HEC-RAS.	118
Figura 55. Secciones para el río, calado del río en su máxima crecida.	118
Figura 56. Altura de agua río León para caudal de diseño y caudal de máxima crecida.	118
Figura 57. Perfil de Creager.	121
Figura 58. Planta de la tubería de presión (Alineamiento).	128
Figura 59. Perfil de tubería, ubicación de bloques de anclaje y casa de máquinas. ..	129
Figura 60. Ábaco para elección de tipo de turbina.	133
Figura 61. Rendimiento de la turbina Pelton.	134

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico.	19
Tabla 2. Datos del Catálogo.	20
Tabla 3. Cartografía disponible.	21
Tabla 4. Estaciones Meteorológicas de la Cuenca.	22
Tabla 5. Estaciones Hidrológicas de la Cuenca.	22
Tabla 6. Zonas termales en el sistema FAO/UNESCO.	23
Tabla 7. Estaciones con series de temperatura.	24
Tabla 8. Grupo Hidrológico del suelo.	31
Tabla 9. Número de Curva. (SCS de los EEUU, 1964).	32
Tabla 10. Condición de humedad antecedente publicada por Soil Conservation Service.	32
Tabla 11. Coeficiente para pérdidas por conversión.	42
Tabla 12. Coeficiente para pérdidas por conversión según el tipo de transición.	52
Tabla 13. Materiales y coeficientes de Lane.	69
Tabla 14. Velocidades límite en la cámara de sedimentación.	73
Tabla 15. Separación de rejillas en tanque de presión.	81
Tabla 16. Propiedades geomorfológicas de cuenca de MCH.	90
Tabla 17. Temperatura media en punto de estaciones.	91
Tabla 18. Evaluación de Diagrama de Caja (D.C).	94
Tabla 19. Test de Kolmogorov – Smirnov. Estación de Saraguro.	94
Tabla 20. Distribución de Gumbel y Período de Retorno de cada Estación.	95
Tabla 21. Estaciones meteorológicas. Isoyetas $T_r = 25$ años.	96
Tabla 22. Estaciones meteorológicas. Isoyetas $T_r = 100$ años.	97
Tabla 23. Uso y cobertura de suelo.	98
Tabla 24. Número de Curva para la Cuenca.	99
Tabla 25. Tiempo de Concentración.	99
Tabla 26. Promedio Mensual de Caudales Diarios.	102
Tabla 27. Promedios anuales de precipitaciones. Estación Jubones DJ Minas.	104
Tabla 28. Caudales medios para Jubones DJ Minas y Punto de Captación.	105
Tabla 29. Caudales de diseño.	108
Tabla 30. Datos iniciales para la reja de entrada.	111
Tabla 31. Datos y dimensionamiento del desripador.	112
Tabla 32. Datos y dimensionamiento del canal de lavado del desripador.	112
Tabla 33. Diseño de canal de conducción.	113
Tabla 34. Datos y dimensionamiento para el diseño de la transición.	113
Tabla 35. Cálculos para forma de transición.	115
Tabla 36. Verificación de la crecida.	117
Tabla 37. Datos para el cálculo del Caudal del Azud.	119
Tabla 38. Datos y dimensionamiento para el diseño del vertedero de excesos.	120

Tabla 39. Datos y resultados para diseño de Azud.	120
Tabla 40. Configuración de perfil de aguas arriba.	121
Tabla 41. Diseño del cuenco dissipador (Zampeado).	122
Tabla 42. Estabilidad de talud.	123
Tabla 43. Diseño de dentales.	123
Tabla 44. Diseño del espesor del Zampeado.	124
Tabla 45. Datos y resultados para diseño de transición y cámara de sedimentación.	125
Tabla 46. Datos y dimensionamiento para diseño desarenador.	125
Tabla 47. Datos y resultados para dimensionamiento de tanque de carga.	126
Tabla 48. Datos y resultados para dimensionamiento de tubería de presión.	127
Tabla 49. Diseño de Apoyos y anclajes.	127
Tabla 50. Ubicación de los bloques de anclaje.	127
Tabla 51. Dimensionamiento de casa de máquinas.	128
Tabla 52. Generación de energía eléctrica.	130
Tabla 53. Presupuesto para la Mini Central Hidroeléctrica Susudel.	135

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Temperatura Media.	142
Anexo 2. Diagramas de Caja	146
Anexo 3. Test de Kolmogorov-Smirnov.	151
Anexo 4. Precipitaciones Mensuales	159
Anexo 5. Precipitaciones máximas en 24 horas.	171
Anexo 6. Caudales medios diarios.	173
Anexo 7. Tabla de precipitaciones máximas en mm a diferente escala temporal.	177
Anexo 8. Caudales medios mensuales de estación Jubones DJ Minas. (44 años). ..	178
Anexo 9. Caudales medios mensuales para punto de captación. (44 años).	179
Anexo 10. Uso de agua.	180
Anexo 11. Estudio de sedimentos de río Burro	182
Anexo 12. Presupuesto de la obra Mini Central Hidroeléctrica Susudel	183
Anexo 13. Planos.	186
Anexo 14. CD: Hojas de Cálculos	186

Cláusulas de derechos de autor


UNIVERSIDAD DE CUENCA



Cláusulas de derechos de autor

Yo, Andrea Elizabeth Naula Salazar, autor/a del trabajo de titulación "DISEÑO DE PREFACTIBILIDAD PARA LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE SUSUDEL", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este, requisito para la obtención de mi título de Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor/a.

Cuenca, Octubre de 2016



Andrea Elizabeth Naula Salazar

C.I: 0105247936

Cláusula de propiedad intelectual

UNIVERSIDAD DE CUENCA



Cláusula de propiedad intelectual

Yo, Andrea Elizabeth Naula Salazar, autor/a del trabajo de titulación "DISEÑO DE PREFACTIBILIDAD PARA LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE SUSUDEL", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Octubre de 2016



Andrea Elizabeth Naula Salazar

C.I: 0105247936

ANDREA ELIZABETH NAULA SALAZAR

11

DEDICATORIA

El presente trabajo dedico a todos mis amigos, profesores y personas que estuvieron en esta etapa universitaria, que de una u otra manera me ayudaron a crecer como persona y como estudiante. En especial a mi familia, a mis padres Fanny y Nestor que han sido el pilar fundamental en mi vida brindándome su apoyo incondicional y ayudándome a salir siempre adelante a pesar de toda adversidad y mis sobrinas que espero que sea un ejemplo para ellas.

Andrea.

AGRADECIMIENTO

Mi mayor agradecimiento a Dios por darme la posibilidad de cumplir mi sueño, a mis padres que me han respaldado todos los momentos de mi vida en especial los más difíciles y críticos. Agradezco especialmente al Ing. Cristian Coello por toda la ayuda y guía brindada en el desarrollo del proyecto y por enriquecerme con sus conocimientos como docente. A mis amigos que me han apoyado de alguna manera. A mis dos compañeros que han compartido estos meses de realización de la tesis con su apoyo moral y material. Y en fin, a todas las personas que ha sido una parte importante en mi vida.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 GENERALIDADES

La disponibilidad hídrica que presenta Ecuador es elevada, se divide en 31 sistemas hidrográficos dispuestos en 79 cuencas hidrográficas de las cuales 72 pertenecen a la vertiente del Amazonas y 7 a la vertiente del Pacífico, en la cual se localiza el Proyecto Hidroeléctrico Susudel. Del inventario de posibles aprovechamientos hidroeléctricos CONELEC (2003) a nivel de prefactibilidad.

El proyecto de generación hidroeléctrica Susudel derivará aguas del río León con el fin de generar energía eléctrica a la zona.

El concepto para definir la pequeña hidráulica puede variar de país en país, el caso más usado es de acuerdo a la potencia instalada. Las mini centrales se ven condicionadas por las características que presenta el lugar donde van a ser instaladas hay que tomar en cuenta que la topografía del terreno influye de manera considerable en las obras civiles y en la elección de máquinas. El siguiente proyecto estará dividido por capítulos que describen el concepto de una mini central hidroeléctrica, esquema existente y como explotar de la mejor manera el recurso hídrico.

Una instalación hidroeléctrica es un conjunto de estudios hidrológicos, obras hidráulicas, mecánicas, civiles y eléctricas. Dependiendo de los criterios que se disponga en las hidroeléctricas se clasificarán como micro, mini, pequeñas y centrales. Es un estudio complejo e iterativo durante el cual no solo se tiene en cuenta el factor económico sino el impacto ambiental y se deberá escoger esquemas que brinden mejores ventajas. Se brinda algunos de los pasos que se deben seguir para la evaluación del aprovechamiento.

Estos son algunos de los pasos para desarrollar, entender y aprender cómo se procede en un estudio de prefactibilidad para explotar el recurso.

El aprovechamiento hidroeléctrico tiene como objetivo convertir energía potencial de una masa de agua situada en el punto más alto del aprovechamiento en energía eléctrica. La potencia eléctrica es proporcional al caudal utilizado y a la altura del salto. (European Small Hydropower Association, 1998)

El agua fluye por cauces naturales y se vierten en aliviaderos, esta circula por canales y tuberías de presión y acciona turbinas. Todo esto obedece a principios hidráulicos que se basan en la mecánica de los fluidos.

Para estudiar la viabilidad del proyecto se evalúa el potencial energético que es una función del caudal que se puede turbinar y del salto que se dispone. El caudal viene afectado por múltiples factores como pluviometría, terreno, cubierta vegetal y temperatura y el salto se determina mediante la topografía de la zona tomando como referencia el determinado en el inventario de CONELEC (2009).

Se analiza la parte hidrológica de la cuenca de la mini central hidroeléctrica con distintos modelos y herramientas que permiten determinar el caudal medio, caudal de diseño y régimen de caudales.

1. Información hidrometeorológica con la cual se realiza el análisis hidrológico de la zona de estudio.
2. Evaluación del recurso hídrico y cuál será el potencial para generar energía, la ingeniería hidráulica permite el estudio de las estructuras hidráulicas que integra el aprovechamiento.

Para evaluar el aprovechamiento se debe analizar aspectos básicos como:

- Optimizar la infraestructura para reducir las pérdidas de energía.
- Diseñar aliviadero para que puedan dar paso a las crecidas.
- Diseñar infraestructura que disipen la energía del agua.
- Controlar la erosión producida por la energía del agua.

Controlar fenómenos como:

- Inestabilidad en las condiciones del agua debido a turbulencias;
 - Entrada de aire a conductos cerrados;
 - El golpe de ariete en conductos cerrados;
 - Cavitación.
3. Esquemas de emplazamiento para realizar el diseño de las obras hidráulicas de la mini central hidroeléctrica
 - Azud;
 - Aliviaderos, compuertas y válvulas;
 - Conducciones hidráulicas;

- Canales, túneles y tuberías.

Se realiza el estudio de los equipos electromecánico El flujo de agua al pasar por las turbinas provoca un movimiento rotacional que es transformado en energía eléctrica por medio de generadores y se determina el tipo de turbina a usarse.

1. Selección de generadores y turbinas
 - Casa de máquinas;
 - Equipamiento electromecánico;
 - Generador.
2. Estudio económico del aprovechamiento

Finalmente se realiza las recomendaciones y conclusiones de cada uno de los estudios y análisis realizados para el pequeño aprovechamiento hidroeléctrico.

1.2 INTRODUCCIÓN

La hidráulica ha sido y sigue siendo la primera fuente de energía renovable (Hidroeléctrica). Reduciendo la emisión de CO₂ al medio ambiente.

Los pequeños aprovechamientos serán de agua fluyente lo que significa que el agua genera electricidad mientras el caudal que circula sea igual o superior al mínimo técnico y paran cuando el caudal desciende por debajo de este nivel, en este caso es un aprovechamiento de montaña en los que se ensanchan las cámaras de carga a fin de almacenar agua para generar energía en horas punta.

En la actualidad la generación de energía sustentable con aprovechamiento de los recursos disponibles es una realidad. A fin de reducir los impactos ambientales sin el uso de la combustión de hidrocarburos los cuales emiten gases de efecto invernadero. Por lo que se busca una alternativa para remplazar esta energía por una energía renovable, por ejemplo, la energía eléctrica, que es obtenida de la energía cinética del agua. (Criollo & Quezada, 2011)

Al diseñar una mini central hidroeléctrica se aprovecharán los recursos disponibles y se optimiza la infraestructura.

Con el aprovechamiento de la fuerza del agua se puede producir energía eléctrica, que en nuestra cultura es un medio normal de producir energía pero no abastece a lugares lejanos con necesidades (Tenorio, 2005), las condiciones del entorno, la morfología y los ríos permiten en algunos casos implementar una fuente de generación hidroeléctrica.

Una central hidroeléctrica es el conjunto de obras civiles y equipos electromecánicos e hidráulicos que tienen como objetivo transformar energía cinética y potencial del curso de agua en energía eléctrica (Morales, Corredor, Paba, & Pacheco, 2014).

Se clasificará a este tipo de generación de energía en dos tipos: mini hidráulica y micro hidráulica, mini se define como las que se conectan a una red eléctrica con potencia menor a 20MW y micro centrales a las que generan energía en potencia menores a 300KW y con sistemas aislados de la red eléctrica (González, 2015). En el desarrollo del presente documento se realiza el diseño de una mini central.

Como Ecuador está ubicado en una zona en la cual se puede tener un aprovechamiento eficiente desde el punto de vista hidrológico. Se pueden realizar proyectos de este tipo con beneficios de las condiciones hidráulicas como caudal y salto.

La micro generación eléctrica es factible debido a que contribuye a la integración de zonas aisladas, que es un aporte importante para el desarrollo del Ecuador con una evaluación del estudio económico para determinar la rentabilidad que proporcionaría la instalación de la mini central hidroeléctrica de Susudel.

En el inventario de centrales hidroeléctricas (CONELEC, 2009), se encuentra el catálogo de proyectos hidroeléctricos de corto mediano y largo plazo, en el cual se han identificado 66 potenciales centrales hidroeléctricas en el país, se eligió por su ubicación e importancia para la región del Austro el proyecto hidroeléctrico Susudel ubicado en el río León, pertenece al sistema hidrográfico del río Jubones en la provincia del Azuay, la potencia que aproximadamente se instalará es de 15.8 MW, con la información obtenida del inventario se elabora el estudio de prefactibilidad de la mini central.

El diseño de prefactibilidad será un proceso sistemático en el que se realiza un análisis técnico y una evaluación económica para determinar las características principales del proyecto. Posteriormente esta información ayudará a estudios de factibilidad. Para que los estudios estén sustentados adecuadamente se debe realizar consecutivamente una inspección de campo con lo cual se corroborará la información de gabinete. (Luzuriaga, 2005)

CAPITULO II

OBJETIVOS

2.1 Objetivo general

Diseño Hidrológico-Hidráulico de prefactibilidad del proyecto hidroeléctrico Susudel en el río León.

2.2 Objetivos específicos

- Realizar el análisis hidrológico mediante información base recopilada de instituciones públicas y privadas (cartografía, topografía, información hidrometeorológica, cobertura de suelos y condiciones ambientales, usos de agua); para desarrollar el estudio de clima, determinar caudales (diarios, mensuales, máximos, ecológicos y de diseño) para la cuenca de estudio, análisis de precipitación con el fin de determinar la consistencia y confiabilidad de los mismo para su posterior uso.
- Determinar el esquema de elección y emplazamiento de las obras, para el desarrollo del diseño hidráulico de las estructuras que conforman la mini central (captación, tipo de conducciones, elementos constructivos y casa de máquinas). Una vez concluido el análisis y diseño hidráulico realizar los esquemas representativos de cada obra (planos).
- Realizar la simulación de la generación de energía lo que sirve para el dimensionamiento de los elementos mecánicos de la central (elección del tipo de turbina). Determinar el presupuesto económico de la obra y dar las respectivas conclusiones y recomendaciones de cada uno de los análisis propuestos para el desarrollo del diseño de prefactibilidad de la mini central hidroeléctrica Susudel.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES

3.1.1 Ubicación del proyecto

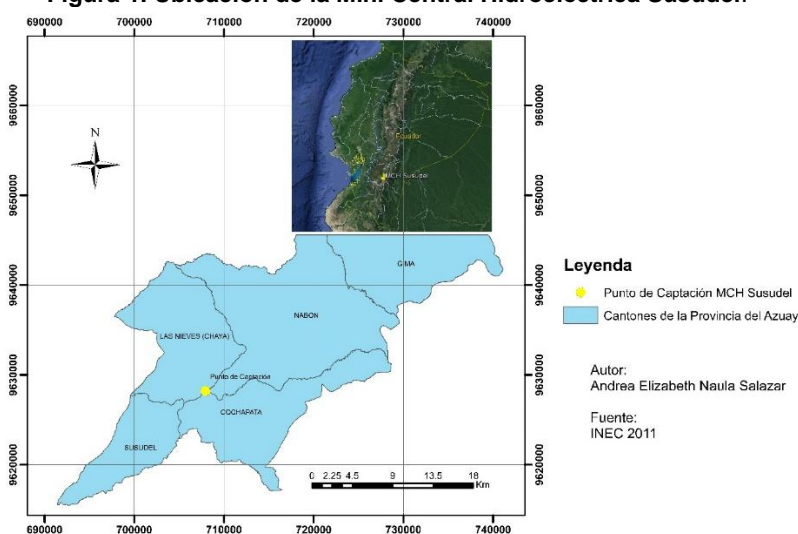
La mini central hidroeléctrica Susudel se localiza cerca de la comunidad Susudel en la provincia del Azuay, cantón San Felipe de Oña con una superficie aproximada de 90 kilómetros cuadrados. Situado al sur oriente de Cuenca (Figura 1), presenta un clima moderadamente templado con temperaturas que varían entre 8 y 18 °C. El proyecto hidroeléctrico se sitúa en el río León en el sistema hidrográfico del río Jubones con la vertiente perteneciente al Pacífico. La topografía que presenta el lugar es bien irregular por lo cual CONELEC ha determinado una caída bruta de 372.5 metros aproximadamente. Con un suelo arenoso y arcilloso. Estos suelos están dedicados a labores agrícolas. Las coordenadas del proyecto son las siguientes ver Tabla 1.

Tabla 1. Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico.

Central Hidroeléctrica Susudel			
Río	León	Cota (m.s.n.m.)	2257
Coordenadas Geográficas		Coordenadas UTM WGS84 Zona 17 S (m)	
Longitud 79° 07' 39" W		707851 Este	
Latitud 3° 21' 46" S		9628273 Norte	

Elaborador por: Andrea Naula Salazar

Figura 1. Ubicación de la Mini Central Hidroeléctrica Susudel.



Elaborador por: Andrea Naula Salazar

3.1.2 Información disponible

Para la implementación de aprovechamientos hidroeléctricos se toma en consideración los requerimientos solicitados en términos de referencia (especificaciones técnicas para la mini central); detalle de cada uno de los rubros; para lo cual se debe tener la información necesaria para realizar los estudios básicos, hidrológicos y ambientales de la zona para la posterior dimensión de las obras civiles. La recopilación de información hace referencia a toda la información (cartográfica, hidrológica, climática, etc.) que va a contribuir a los estudios del proyecto. Esta debe abarcar todos los ámbitos como:

- Cartografía;
- Topografía;
- Cobertura de suelo-Uso de suelo;
- Información hidrometeorológica;
- Condiciones ambientales.

Esta información ha sido solicitada y recopilada de las siguientes instituciones de orden público y privado:

(CONELEC, 2009) Catálogo de proyectos hidroeléctricos (Inventario) en un rango de potencia entre 10-100MW. (Tabla 2)

Tabla 2. Datos del Catálogo.

Proyecto Hidroeléctrico	Susudel
Río	León
Potencia a instalar (MW)	15.8
Nivel de estudio	Inventario
Sistema Hidrográfico	Jubones
Vertiente	Pacífico
Provincia	Azuay
Cantón	Nabón
Caudal de diseño (m ³ /s)	5.2
Caída bruta (m)	372.8
Altura de la presa o azud (m)	3.5
Energía primaria estimada (GWh/año)	90
Energía media estimada (GWh/año)	89.97
Costo unitario aproximado (USD/kW)	1,693
Costo Total aproximado (Millones USD)	27

Fuente: CONELEC, 2009

3.1.3 Cartografía

Para generar un Sistema de Información Geográfica (SIG) es necesario sistematizar y organizar la cartográfica en la que se adicionará la información generada en el estudio.

Para el SIG se procedió con las siguientes etapas: recopilación, organización y sistematización de la cartografía disponible. Se utilizó el software ArcGis 10.2.2 herramienta útil para la elaboración de los mapas.

La cartografía tiene una escala de 1:50000 en formato shape impreso en el Instituto Geográfico Militar (IGM) para la elaboración de mapas básicos y temáticos. (Tabla 3), donde se puede definir la ubicación del proyecto, curvas de nivel, ríos, afluentes, etc.

Tabla 3. Cartografía disponible.

Proyecto (Escala 1:50000)	Cartografía
Susudel	Amazonas
	Gima
	Nabón
	Yaritzagua

Fuente: IGM Cartas topográficas 1:50000

3.1.4 Topografía

De las hojas topográficas a escala 1:50000, se unen las capas de curvas de nivel con su respectiva altura de Amazonas, Gima, Nabón y Yaritzagua para obtener el relieve del lugar. Las capas de ríos largos y anchos se unieron para obtener la longitud total del río que va a ser el afluente que llega al punto de captación para el proyecto. Con lo que se podrá dimensionar el área que aporte para el punto de captación.

Para el emplazamiento se realiza un reconocimiento del potencial hidroeléctrico que dispone la cuenca hidrográfica para elaborar los esquemas de aprovechamiento hidroeléctrico. (Luzuriaga, 2005). Para el emplazamiento de las obras hidráulicas de la mini central hidroeléctrica la información topográfica disponible fue proporcionada por (PROMAS, 2016), por el departamento de Geomática; con una escala 1:5000, y una ortofoto proporcionada por (Magap, 2014); que mejora de forma considerable el emplazamiento de las obras. Pero se debe tomar en cuenta que la información la mayoría de las veces no está detallada lo suficiente por lo que el sitio de emplazamiento y alguna de las obras no serán precisas específicamente.

3.1.5 Cobertura de suelo y Uso de suelo

La información de la cobertura y uso de suelo se obtiene del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca (MAGAP) ayuda a la caracterización de la zona de estudio, esta información sirve para implementar el modelo hidrológico mediante el software HEC-HMS con el fin de obtener el caudal de diseño.

3.1.6 Información Hidrometeorológica

La información que corresponde a registros hidrológicos, climáticos, usos de agua, etc. Son básicos para los estudios hidrológicos de las centrales hidroeléctricas y han sido recolectados de PROMAS-U. Cuenca e INAMHI. En la recopilación de información se utiliza parámetros hidro-climáticos en los que se realiza un análisis de las estaciones hidrológicas, climatológicas y meteorológicas en la cuenca del río Jubones. Se identificaron un total de 11 estaciones meteorológicas (Tabla 4) y 3 estaciones hidrológicas (Tabla 5), con los años de información disponible las mismas se encuentran ubicadas dentro y en las cercanías de la cuenca de estudio.

Tabla 4. Estaciones Meteorológicas de la Cuenca.

Estaciones Meteorológicas					
Estación	Código	Serie Disponible	UTM		N° Años
			X (m)	Y (m)	
Girón	M0419	1964-2010	705405	9650846	43
Hacienda Sta. Lucia	M0422	1968-2010	693401	9637781	40
Gima	M0669	1998-2009	727354	9646504	12
Minas de Huascachaca	M0196	1975-1990	685425	9631190	11
Nabón	M0420	1965-2010	714631	9630922	40
Oña	M0421	1964-2007	704816	9616502	43
Pedernales	M0428	1977-1985	682162	9656045	8
Portete	M1132	1997-2009	712731	654642	13
San Fernando	M0666	1982-1990	703558	9649437	9
Santa Isabel	M0032	1964-2011	691245	9640518	26
Saraguro	M0142	1972-2010	695925	9600208	46

Fuente: Anuarios INAMHI, Datum WGS84

Tabla 5. Estaciones Hidrológicas de la Cuenca.

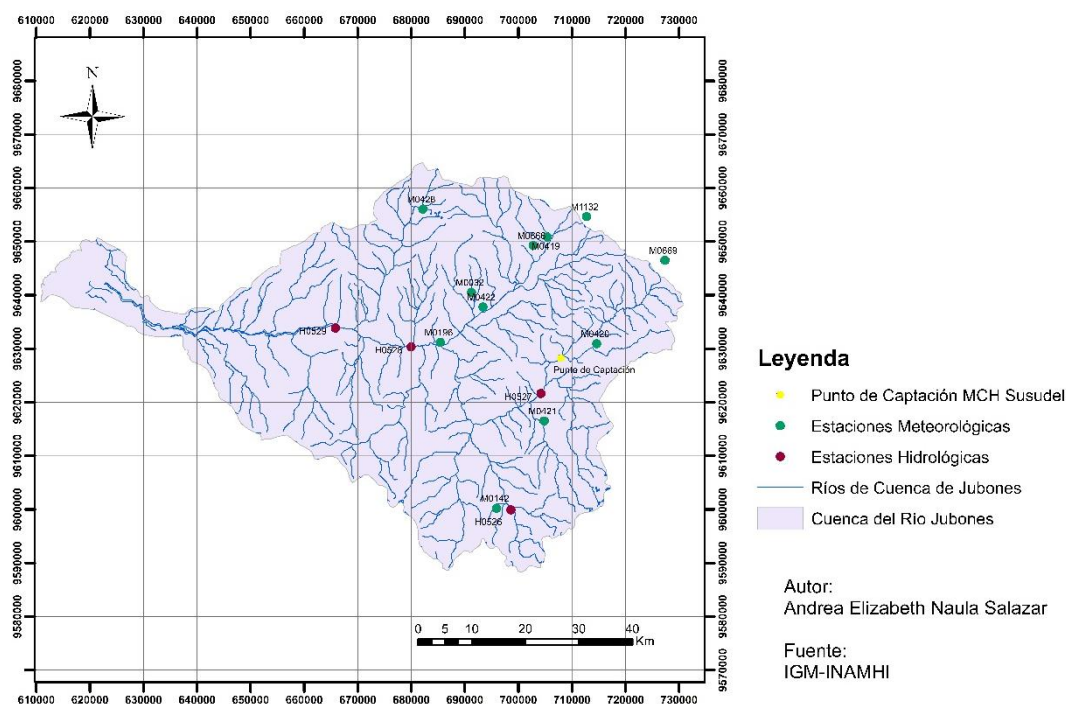
Estaciones Hidrológica				
Estación	Código	UTM		Caudales Medios Diarios m3/s
		X (m)	Y (m)	
Pte. Carretero Paquishapa	H526	69858	9599897	1963-2013
León en Pte. Carretero	H527	704211	9621625	1963-1991
Jubones DJ Minas	H528	679985	963033	1974-2013
Jubones DJ San Francisco	H529	665847	9633855	1964-2013

Fuente: Anuarios INAMHI, Datum WGS84

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Ubicación de las estaciones representativas en la cuenca del río Jubones; de la cuenca de la mini central hidroeléctrica (Figura 2).

Figura 2. Ubicación de las estaciones Meteorológicas e Hidrológicas.



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

3.1.7 Condiciones Ambientales

La clasificación climatológica que se presenta para la zona es la propuesta por la (FAO, 1978) dividiendo en zonas termales que son caracterizadas por la temperatura (Tabla 6).

Tabla 6. Zonas termales en el sistema FAO/UNESCO.

TIPO DE CLIMA	Características	Temperatura diaria promedio durante el período de crecimiento
TRÓPICOS - Todos los meses con temperaturas medias corregidas al nivel del mar 18 °C	cálidos	>20
	moderadamente frescos	15 - 20
	frescos	6.5 - 15
	fríos	<6.5
SUBTRÓPICOS - Uno o más meses con temperaturas medias corregidas al nivel del mar 18°C, pero todos los meses 5 °C	cálidos	>20
	moderadamente frescos	15 - 20
	frescos	6.5 - 15
	fríos	<6.5
TEMPLADO - Uno o más meses con temperaturas 5°C	templado fresco	6.5 - 20
	templado frío	<6.5

Fuente: Zonificación Agroecológica del Austro Ecuatoriano

La evaluación de las condiciones ambientales (Climatología), se realiza en la cuenca del río Jubones debido que en la cuenca de río León donde se implementará la mini

central no se disponen de registros climatológicos por lo que no se puede caracterizar las condiciones climáticas específicas del sector. Se conoce que la temperatura se relaciona directamente con la altitud y por ello se efectuará un análisis a nivel general en toda la cuenca del río Jubones.

Se revisaron las series históricas de los parámetros climatológicos de la cuenca del río Jubones de lo cual 4 de ellas se utilizaron para un análisis de temperatura media (Tabla 7) en los que se recolectó la siguiente información:

Tabla 7. Estaciones con series de temperatura.

Estación	Cota	N° Años	Tipo de información
San Gerardo	2800	8	CO
Saraguro	2525	47	CO
Santa Isabel	1550	35	CP
Minas De Huaschachaca	1040	13	CO

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

3.1.8 Usos de Agua

Los registros de concesiones de derechos de agua es información proporcionada por PROMAS que a su vez otorgó el Consejo Nacional de Recurso Hídricos (CNRH, 2007), se determina el uso de agua (Caudal concesionado) para el área de estudio de la mini central hidroeléctrica. Las adjudicaciones se indican en el Anexo 10.

3.1.9 Modelos de Flujo.

3.1.9.1 HEC-HMS

Es un sistema de modelaje hidrológico de software libre, empleado para simular procesos de precipitación-escorrentía en cuencas pequeñas o grandes (Bastidas, 2008). Los componentes que se usan son: modelos de cuencas, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada. Los parámetros que se necesitan para modelar: área de la cuenca, método de análisis, abstracciones iniciales, número de curva, tiempo de retardo, descarga inicial e índices hidrológicos, los hietogramas de los periodos de retorno; finalmente se obtiene hidrogramas de diseño.

3.1.9.2 HEC-RAS

El software HEC-RAS fue desarrollado para modelar flujo a régimen permanente, flujo a régimen no permanente. Sirve para simular flujo en cauces naturales o canales

artificiales para determinar el nivel del agua. Para la aplicación del modelo en el proyecto se deben tomar en cuenta estos parámetros:

- Distancia aguas abajo

Es la distancia que se va encontrar la siguiente sección aguas abajo de la anterior. Para la última sección esa distancia obligatoriamente es cero.

- Valores de Manning

Los valores de la rugosidad se determinarán por las características que presente el río y sus márgenes.

- Estaciones de los bancos principales del canal

Determina los puntos extremos de la sección, llamados bancos. En fase de prefactibilidad el modelo es implementado a flujo permanente o estacionario.

3.2 MÉTODOS

Los conceptos generales para entender cómo se rige una central hidroeléctrica se citan a continuación:

Energía Hidráulica: Energía potencial (por la elevación del líquido) + energía cinética (movimiento del líquido) + energía de presión (energía interna del fluido que podría producir un desplazamiento). Ver Figura 3.

$$\text{Energía Hidráulica} = \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z$$

Donde:

$\frac{v^2}{2g}$: Energía Cinética

$\frac{p}{\gamma}$: Energía de presión

z : Energía potencial

La potencia para la generación de la electricidad depende del caudal y de la caída bruta que se disponga en el lugar de implantación.

$$\text{Potencia} = \gamma QH$$

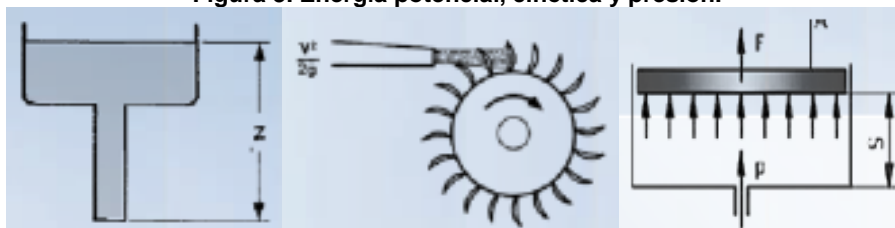
Donde:

γ : densidad del líquido ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)

Q : Caudal de diseño ($\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$)

H : Altura (m)

Figura 3. Energía potencial, cinética y presión.



La variable a establecer para determinar la energía es el caudal de la fuente y para ello se desarrolla un estudio hidrológico.

3.2.1 Precipitaciones

El conocimiento de la precipitación y sus variaciones temporales y espaciales ayuda al proyecto al manejo adecuado de la información del recurso. Es así que para estas regiones es necesario saber el tipo de análisis hidrológico que se debe realizar:

Predicción de caudales máximos permite conocer el caudal pico generado por una tormenta en particular y se debe emplear en el proyecto ya que su principal parámetro de diseño es caudal máximo (Q_{max}).

La predicción del hidrograma de diseño, es necesario en proyectos que requieran tanto el caudal pico como el volumen de agua de escorrentía.

La precipitación varía significativamente durante el año tanto espacial como temporal.

- Con respecto al tiempo: variación temporal, variación espacial, caída en una serie de tiempo, es así, la variación temporal puede definirse como horaria, diaria, mensual, variaciones estacionales y variaciones anuales.
- Con respecto al espacio: la variación de la lluvia con respecto al espacio, para esto existen varios métodos para estimar la lluvia espacial como la media aritmética, polígono de Thiessen, isoyetas e IDW.

3.2.2 Temperatura

El análisis de la temperatura ayuda a caracterizar las condiciones climáticas del lugar, que tiene alta incidencia en los procesos de evapotranspiración, en el balance del ciclo hidrológico, la demanda de agua dentro de la cuenca hidrográfica y el funcionamiento adecuado de los componentes electro-mecánicos del proyecto hidroeléctrico.

3.2.3 Calidad de Información

La calidad de información se ve afectada por diferentes motivos como: errores en el procesamiento y análisis de datos, en la transmisión del dato, error en el registro del dato. Por lo que se realiza un control de calidad de datos.

3.2.3.1 Curvas de Doble Masa

Su objetivo es determinar la consistencia en tipos de datos hidrometeorológicos. Evaluándolos mediante comparación de datos de la estación investigada con aquellas de otra estación o grupo de estaciones tomando como patrón son valores acumulados que representa gráficamente el comportamiento de la lluvia.

Este método debe ser aplicado en toda región con precipitación homogénea, es decir que tenga un régimen pluviométrico semejante. Si se produce un quiebre a partir de un determinado año, la estadística de la estación “x” no es consistente y debe corregirse. Es una línea recta tan extensa como la relación entre ellas se mantenga en proporción estable (James y Clayton, 1985).

Se procede con lo siguiente:

- Determinar el promedio de la información anual acumulada de la estación confiable seleccionada y graficar en el eje de las coordenadas X.
- Determinar la información anual acumulada de la estación en prueba y graficar en el eje de coordenadas Y.
- La suma acumulativa debe iniciar a partir del primer año de mediciones.
- Todas las estaciones en las que se vaya a realizar el análisis de doble masa deben tener registros para un mismo periodo. Caso contrario esos años deben ser eliminados.

Se debe determinar las causas de los cambios de pendiente en la curva. Se puede encontrar inconsistencias pequeñas que no requieran eliminar los años por lo que los cambios de pendiente de la curva deben ser probados estadísticamente para ser validados. Para esto se puede emplear la comparación de pendientes de ecuaciones de regresión o el análisis de varianza (Calvo, 1996).

Si $R^2 = 1$, existe una correlación perfecta. El índice indica una dependencia total entre las dos variables denominada relación directa: cuando una de ellas aumenta, la otra también lo hace en proporción constante.

Si $R^2 = 0$, no existe relación lineal. Pero esto no necesariamente implica que las variables son independientes: pueden existir todavía relaciones no lineales entre las dos variables.

3.2.3.2 Relleno de información

Consiste en completar la serie de datos para su posterior uso y se puede realizar mediante diferentes métodos como el proyecto es de prefactibilidad se puede aplicar cualquier método de la bibliografía (Guevara, 2003).

3.2.3.3 Diagrama de Caja

Es un diagrama que muestra la representación gráfica de la distribución de datos, señalando donde caen la mayoría de los valores (simetría) y los valores que difieren considerablemente de la norma llamados valores atípicos (dispersión).

Considera dos tipos de valores extremos, los valores atípicos y valores sospechosos, se utilizó el criterio de John Tukey (1977). Si la distancia del rectángulo principal al valor extremo es 3 veces su longitud (entre Q1 y Q3) es un valor atípico y si su relación es menor el valor es sospechoso y no necesariamente debe ser desechado del análisis posterior

3.2.3.4 Test de Kolmogorov-Smirnov

El test de Kolmogorov-Smirnov (test de bondad de ajuste) basado estadísticamente, mide la desviación de la frecuencia observada acumulada con relación a la frecuencia teórica acumulada. Cumpliendo la siguiente condición.

$$D = \sup |Fn(X)_i - F(X)_i|$$

Si el valor $D < D_t$. Entonces se acepta H_0 (Ajuste adecuado)

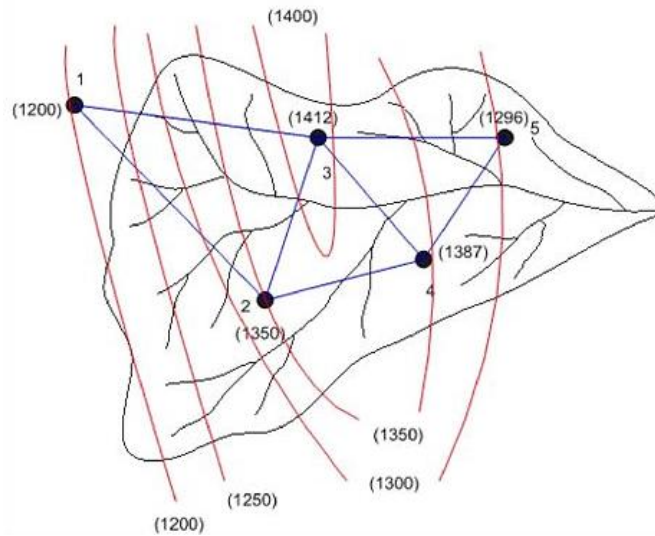
Si el valor $D > D_t$. Entonces se rechaza H_0 (Ajuste no adecuado)

3.2.4 Análisis Espacial de precipitaciones

3.2.4.1 Método de las Isoyetas

Con la información disponible de las estaciones se traza líneas curvas que unen puntos de igual altura de precipitación es análoga a las curvas de nivel. Representado un mapa de curvas que describen la intersección de una superficie mediante la interpolación de uno o más planos horizontales, formando gradientes relativos de la variable o parámetro estimado y se interpreta gráficamente. (Figura 4).

Figura 4. Esquema de mapa de isoyetas.



Fuente: (Ruales, 2013)

3.2.4.2 Método IDW

El IDW (Inverse Distance Weighted) es una herramienta que interpola una superficie a partir de puntos utilizando una técnica de distancia inversa ponderada combinando con un cambio gradual de la misma. El valor de atributo Z es una posición específica desconocida por lo que toma valores promedios de sus vecinos.

3.2.5 Análisis Hidrológico

Obtención de Caudales de diseño

Se puede determinar el caudal por métodos empíricos, semiempíricos (método SCS, método racional) estadísticos y modelos matemáticos. El método a usarse es el método SCS.

Método SCS

Es el más recomendado para realizar la estimación de caudales de altos períodos de recurrencia aplicados a obras de gran importancia, toma en cuenta factores que están en función de las características físicas de la cuenca y la cantidad de lluvia como:

- Propiedades morfométricas de la cuenca y punto de interés
- Parámetros del método SCS, número de curva, tiempo de retardo, abstracciones iniciales, etc.
- Precipitaciones de diseño

Número de curva

Para determinar el número de curva se debe determinar el tipo de suelo que presenta la zona con lo que se determina el grupo hidrológico. (Tabla 8)

Tabla 8. Grupo Hidrológico del suelo.

Grupo Hidrológico del suelo	Potencial de escorrentía	Infiltración cuando la tierra está húmeda	Suelos típicos
A	Escaso	Alta	Arenas y grava excesivamente drenadas
B	Moderado	Moderada	Texturas medias
C	Medio	Lenta	Textura fina o suelos con capa que impide el drenaje hacia abajo
D	Elevado	Muy lenta	Suelos de arcillas hinchadas o compactas o suelos poco profundos sobre capas impermeables

Fuente: (NRCS, s.f.)

El número de curva de escorrentía se determina de la Tabla 9, dependiendo del uso de suelo que presente el lugar.

Tabla 9. Número de Curva. (SCS de los EEUU, 1964).

Uso de Tierra o cubierta	Tratamiento o práctica	Condiciones hidrológicas	Grupo hidrológico			
			A	B	C	D
Barbecho	en surco	deficientes	77	86	91	94
Cultivos en líneas	en surco	deficientes	72	81	88	91
	en surco	buenas	67	78	85	89
	en fajas a nivel	deficientes	70	79	81	88
	en fajas a nivel	buenas	65	75	82	86
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	66	74	80	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	62	71	78	81
	en surco	deficientes	65	76	84	80
Cereales	en surco	buenas	63	75	83	87
	en fajas a nivel	deficientes	63	74	82	85
	en fajas a nivel	buenas	61	73	81	85
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	61	72	79	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	59	70	78	81
	en surco	deficientes	66	77	85	89
Leguminosa muy densa o praderas en rotación	en surco	buenas	58	72	81	85
	en fajas a nivel	deficientes	64	75	83	85
	en fajas a nivel	buenas	55	6	78	83
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	63	73	80	83
	en fajas a nivel & terreno	buenas	51	67	76	80
	en surco	deficientes	68	79	86	89
Pastos	en fajas a nivel	regulares	49	69	79	84
	en fajas a nivel	buenas	3	61	74	80
	en fajas a nivel	deficientes	47	67	81	88
	en fajas a nivel	regulares	25	59	75	83
	en fajas a nivel	buenas	6	35	70	79
Praderas (permanentes)			30	58	71	78
Bosques		deficientes	45	66	77	83
		regulares	36	60	73	79
		buenas	25	55	70	77
Granjas			59	74	82	86
Carreteras sin afirmar			72	82	87	89
Carreteras afirmadas			74	84	90	92

Fuente: (NRCS, s.f.)

Las condiciones de humedad antecedente, presenta tres niveles dependiendo de la precipitación total en los 5 días previos a la tormenta (Tabla 10).

Tabla 10. Condición de humedad antecedente publicada por Soil Conservation Service.

Precipitación acumulada para tres niveles de condiciones antecedentes	
Condición de humedad antecedente (ACM)	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración (cm)
I	0-3.30
II	3.50-5.25
III	más de 5.25

Fuente: (NRCS, s.f.)

Las abstracciones iniciales son determinadas por:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

$$Ia = 0.2 * S$$

Donde:

S: retención potencial máxima

Ia: Abstracciones iniciales

CN: Número de curva

Tiempo de concentración

Tiempo necesario para que el agua de lluvia caída en el punto más alejado de la cuenca hidrográfica llegue al punto de salida o punto de diseño.

El Tiempo de concentración en la cuenca de la mini central hidroeléctrica se puede determinar por medio de las siguientes ecuaciones.

$$t_c = 60 * \left[\frac{0.78075 * L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (\text{California Culvert Practice})$$

$$t_c = 60 * \frac{(4 * \sqrt{A}) + (1.5 * L)}{25.3 * \sqrt{S * L}} \quad (\text{Giandotti})$$

$$t_c = 0.0078 * L_p^{0.77} * S^{-0.385} \quad (\text{Kirpich})$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración (m)

L: Longitud del cauce (Km)

H: Diferencia de cotas del punto más alto y el punto de salida de la cuenca (m)

A: Área de la cuenca (Km^2)

S: Pendiente promedio del cauce principal ($\frac{\text{m}}{\text{m}}$)

L_p : Longitud del cauce (pies)

Tiempo de retardo T_r queda determinado por:

$$Tr = 0.6 * Tc.$$

Obtención de caudales medios diarios: Transposición de Caudales

Consiste en hallar un coeficiente que permite llevar la información de caudales desde un punto de control hasta el lugar de la toma, considerando la similitud de las cuencas. (Ortiz, 2011), con la siguiente expresión:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^n$$
$$n = 1$$

Donde:

Q_1 : Caudal en el sitio de la estación ($\frac{m^3}{s}$)

Q_2 : Caudal en el sitio del punto de captación ($\frac{m^3}{s}$)

A_1 : Área de drenaje en el sitio de la estación de control (m^2)

A_2 : Área de drenaje del punto de captación (m^2)

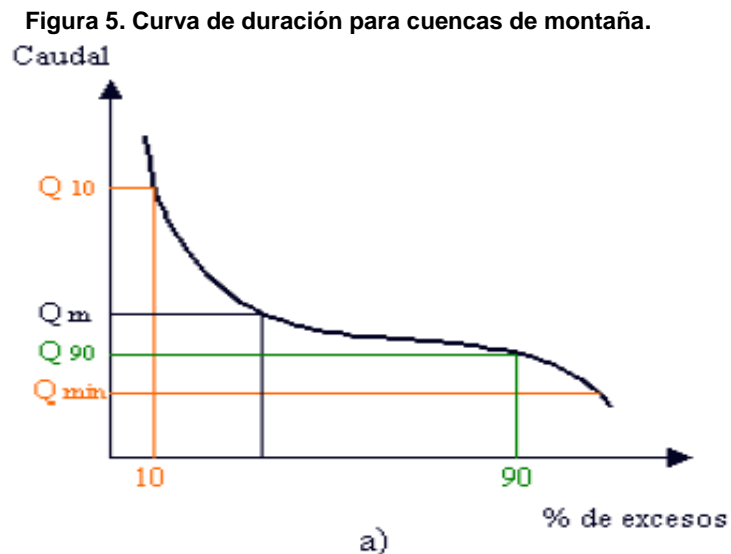
n : Coeficiente de rendimiento de la cuenca

Curva de Duración

Es un análisis de frecuencias de la serie histórica de caudales medios diarios en el sitio de emplazamiento del proyecto. La curva de duración será representativa del régimen de caudales medios de la corriente si la serie histórica es suficientemente buena, y se utiliza para pronosticar el comportamiento del régimen que presentará durante toda la vida útil del proyecto.

Es una curva que indica el porcentaje de tiempo durante el cual, los caudales han sido igualados o excedidos.

Puede ser definida para caudales diarios, mensuales, anuales, etc. Para cuencas de montaña la curva de relación se representa como (Figura 5):



Fuente: (Forget, 2011)

Curvas de Variación Estacional

Permite estimar información general del comportamiento estacional de caudales mensuales de un río. El conjunto de curvas de variación determinan el régimen de distribución de caudales en el tiempo y en función de la probabilidad con que los eventos son igualados o excedidos. (Espinoza, y otros, 2010).

- Calcular los caudales medios mensuales de cada año de Enero-Diciembre.
- Calcular caudal medio, desviación estándar, coeficiente de variación, coeficiente de asimetría.

$$Q_p = \bar{Q} + K_p * S$$

Dónde:

Q_p : Caudal mensual con probabilidad de ser igualados o excedidos ($\frac{m^3}{s}$)

\bar{Q} : Caudal medio del mes en consideración ($\frac{m^3}{s}$)

K_p : Coeficiente de distribución

S : Desviación estándar

Características estadísticas de la muestra

- Media

$$\bar{Q} = \frac{\sum_i^n Q_i}{n}$$

- Desviación estándar

$$S = \sqrt{\frac{\sum_i^n (Q_i - \bar{Q})^2}{n - 1}}$$

- Asimetría

$$a = \sum_i^n (Q_i - \bar{Q})^2 * \frac{n}{(n - 1) * (n - 2)}$$

- Coeficiente de asimetría

$$C_s = \frac{a}{S^3} \quad \text{si } a \rightarrow 0$$

- Coeficiente de variación

$$C_v = \frac{a}{\bar{Q}} \quad \text{si } a \rightarrow 0$$

Donde:

Q_i : Valores de los caudales de la serie ($\frac{m^3}{s}$)

n: Número de datos

- Método de Hansen

$$P = \frac{2m - 1}{2n} * 100$$

Donde:

m: Número de orden en la serie

n: Número total de variables de las series

Caudal Ecológico

Se denomina caudal ecológico al caudal que es capaz de mantener el funcionamiento, composición y estructura del ecosistema fluvial que un cauce contiene en condiciones naturales. Para determinar el caudal ecológico se utiliza el método de 10% del caudal

medio anual (Forget, 2011). Con lo cual se trata de garantizar la sobrevivencia de las especies y se aplica en proyecto de aprovechamiento de agua en ríos.

$$Q_e = 10\% * Q_{medio\ anual} \left(\frac{m^3}{s}\right)$$

Usos del Agua

Son caudales en uso en planes de aprovechamientos de agua para fines de consumo doméstico, agrícola, ganadero e industrial, entre otros. El uso de agua se determina mediante la suma de todos los usos que se tenga en el área de estudio determinado, para ello se emplea las herramientas del SIG y la información espacial disponible de concesiones de Agua del CNRH dentro de la cuenca de estudio.

3.2.6 Diseño Hidráulico

La captación consiste en recolectar y almacenar agua proveniente de diversas fuentes para su uso benéfico. El número de posibles formas de diseño de una bocatoma para una fuente es infinito, influenciado por varios factores como: material disponible, caudal de fuente, nivel de creciente, estabilidad de suelo, topografía de la zona, etc.

Clasificación de las Obras Hidráulicas según su función:

- Obras de Captación: Por gravedad como tomas de derivación y presas de embalse y por bombeo.
- Obras de Conducción: Canales y túneles. Pasos de depresiones como acueductos, sifones y rellenos. Tuberías de presión.
- Obras de Protección: Desarenadores, aliviaderos, desfogues, disipadores de energía y tanques de presión.
- Obras de Regulación: Divisiones, medidores y reservorios.

3.2.6.1 Obras de captación

El hombre consume agua extraída de los ríos y utiliza aprovechando la fuerza de la gravedad. Existen diversos tipos de obras de captación, pero básicamente se clasifica en: obras de toma por derivación directa (captación convencional) y obras de almacenamiento.

- Obras de Almacenamiento

Consiste en presas que cierran el cauce de un río u otro sitio apropiado formando un reservorio o embalse en el mismo. El reservorio permite regular la utilización del caudal del río, almacenando el agua en las épocas de crecientes y utilizándolas en las épocas de sequía.

- Captación Convencional

Captan el agua que viene por el río sin ningún almacenamiento (sin regulación) y se aprovecha el caudal que hay en un momento dado. Este tipo de captaciones se usan para cauces con pendientes altas, se instala en río de montaña cuyas cuencas de drenaje presenta hidrogramas de crecida de corta duración y aumento considerable en la tasa de transporte de sedimentos.

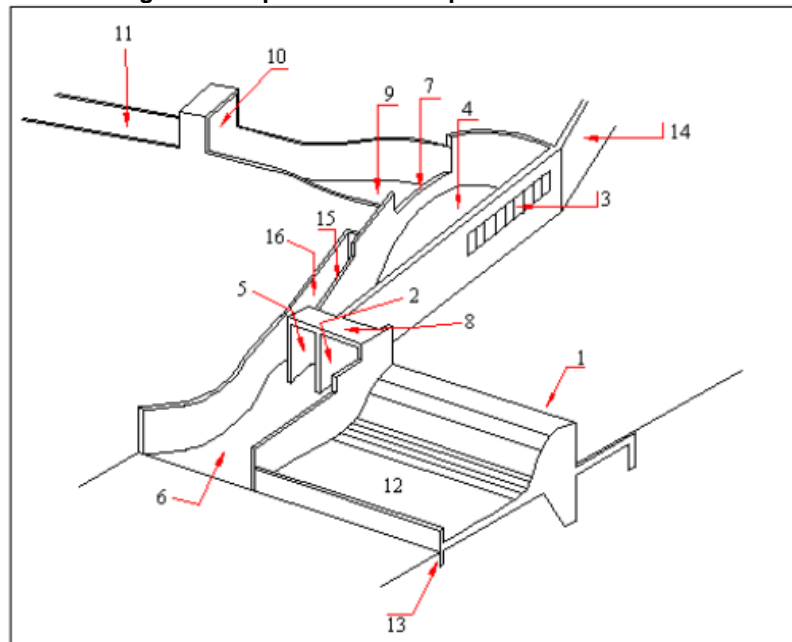
Elementos de una toma convencional

Entre las obras (Ver Figura 6) que forman parte de una captación están:

1. Azud de derivación;
2. Compuerta de limpia o purga;
3. Reja de entrada;
4. Desripiador;
5. Compuerta del desripiador;
6. Canal de desfogue;
7. Vertedero del desripiador;
8. Losa de operación de las compuertas;
9. Transición;
10. Compuerta de admisión;
11. Canal de conducción;
12. Zampeado;
13. Dentellones;
14. Muros de encauzamiento;
15. Vertederos o aliviaderos;

16. Canal de evacuación.

Figura 6. Esquema de una captación convencional.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Reja de entrada

Es un sistema que impide el ingreso de material flotante demasiado grueso y piedras por medio de barrotes, estos deberán disponer de un determinado espesor para que no presenten deformaciones por el impacto del material flotante y una separación para que el mismo no ingrese a la obra.

Para evitar que el material de arrastre del río no ingrese a la obra continúa; se da una determinada altura desde el fondo de río

El diseño de la reja está en función del diseño del vertedero de entrada. El objetivo es calcular el valor de B , b y η , donde B es el ancho bruto de la reja, b es el ancho neto y η el número de barrotes. Por facilidades de construcción se recomienda que la reja sea de forma rectangular. Para el cálculo del ancho del vertedero, se lo considera a éste sumergido y se utiliza la ecuación de vertedero rectangular sumergido.

$$Q = s \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_o B H^{3/2}$$

$$B = b_{neto} + \#contr \frac{H}{10}$$

Dónde:

Q: Caudal de diseño (m³/s)

B: Ancho bruto del vertedero que forma la reja de entrada (m)

b: ancho neto del vertedero que forma la reja de entrada (m)

H: carga de agua a la entrada de la reja (m)

s: Coeficiente de sumersión

C_o : Coeficiente de contracción

#contr: Número de contracciones por el vertedero

Para encontrar el valor del coeficiente de contracción C_o y el coeficiente de sumersión s se utilizan las ecuaciones de Bazin (Ortiz, 2011), respectivamente.

$$C_o = \left(0.6075 + \frac{0.0045}{H}\right) \left[1 + 0.55 \left(\frac{H}{H+P_1}\right)^2\right]$$

$$s = 1.05 \left(1 + 0.2 \frac{H-z}{P_2}\right)^3 \sqrt{\frac{z}{H}}$$

Donde:

P_1 : Altura del umbral aguas arriba de la reja (m)

P_2 : Altura del umbral aguas abajo de la reja (m)

Z: caída de la superficie del agua. Por lo general el valor de z es el 10% de la carga de agua (m)

H: Carga de agua a la entrada de la reja (m)

La separación entre los barrotes normalmente no pasa de 20 centímetros, pero esta característica generalmente viene dada por los fabricantes de turbinas, los barrotes deben ser gruesos para resistir el impacto, pero depende de las características que presente el río y el material que se acarrea.

Se establece para el cálculo del ancho bruto B donde:

$$B = b + \eta t$$

$$\eta = \frac{b-s}{s}$$

Donde:

η : Número de barrotes

t: Espesor de cada barrote (m)

s: Espaciamiento entre barros (m)

- Pérdidas de carga en la reja de entrada

Se considera las pérdidas de carga en la reja que se produce en el emplazamiento por lo cual se propone la siguiente ecuación para un flujo esviado $\delta > 0$ (Schoklitsch, 1968). La velocidad neta a través de la reja de preferencia debe estar comprendida entre los 0.9m/s y 1.2 m/s. Se considera como un vertedero sumergido lo que indica que las rejillas funcionan de la misma manera.

$$h_R = K_r * \frac{V^2}{2g}$$

$$h_R = \left[1.45 - 0.45 \left(\frac{a_n}{a_g} \right) - \left(\frac{a_n}{a_g} \right)^2 \right] * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$a_n = bH$$

$$a_g = BH$$

$$V = \frac{Qd}{bH}$$

Donde:

h_R : Pérdida de carga en la reja (m)

a_n : Área neta de la reja (m²)

a_g : Área bruta de la reja (m²)

v: Velocidad de flujo al llegar a la reja de entrada

El muro donde está ubicada la reja se recomienda que tenga una inclinación (Figura 7) con lo cual se mejora las condiciones hidráulicas como controlar la energía que posee el agua por medio de las pérdidas. Aplicando la siguiente ecuación (Ortiz, 2011), como criterio de diseño.

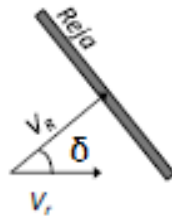
$$\delta = \cos^{-1} \frac{v_r}{V_R}$$

Donde:

v_r : Velocidad de aproximación ($\frac{m}{s}$)

V_R : Velocidad media del río ($\frac{m}{s}$)

Figura 7. Ángulo de inclinación de la reja.



- Pérdidas por turbulencia

Se considera en el diseño las pérdidas por turbulencia (mayores que las de fricción) la que se debe al cambio de velocidad de aproximación del flujo y la velocidad de llegada a la reja con un coeficiente para una tipo de transición recta (Tabla 11) (Chow, Open channel hydraulics, 2009).

$$\Delta y' = (1 + c_i) \Delta h_v$$

$$\Delta h_v = \frac{V_{in}^2 - V_{out}^2}{2g}$$

Donde:

$\Delta y'$: Pérdidas por turbulencia

Δh_v : Cambio de energía de velocidad

c_i : Coeficiente de entrada

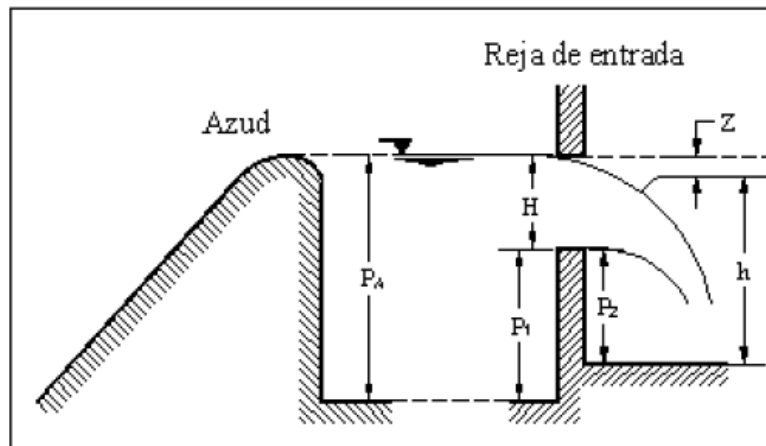
Tabla 11. Coeficiente para pérdidas por conversión.

Tipo de transición	C_i	C_o
En curva (alabeada)	0.10	0.20
Con cuadrantes de círculo	0.15	0.25
Recta	0.30	0.50
Extremos cuadrados	>0.30	0.75

Fuente: (French, 2007)

La representación de la reja de entrada Figura 8.

Figura 8. Corte transversal de reja de entrada y azud.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Desripiador

Es una cámara que recoge el material sólido que ha logrado pasar a través de la rejilla. El diseño del desripiador incluye también el diseño de un vertedero, que es una obra la cual ocasiona que el material que llega al desripiador no pase al canal y se deposite dentro de éste. Entre algunas de las condiciones que el desripiador debe cumplir para que tenga un adecuado funcionamiento se consideran:

- La velocidad en el desripiador debe ser relativamente baja.
- El paso hacia la conducción debe hacerse a través de un vertedero sumergido.
- La longitud del desripiador deberá ser por lo menos igual a la longitud del resalto que se produce o el necesario para que se produzca una transición, entre la reja de entrada y el vertedero del desripiador o vertedero de salida existe un resalto sumergido, de manera que para que este vertedero funcione adecuadamente es conveniente que el ancho del desripiador en este lugar sea por lo menos igual a la longitud del resalto.

El diseño tiene como objeto calcular: el ancho del vertedero de salida de desripiador y la longitud del desripiador.

Para dimensionar el vertedero de salida, el cual separa al desripiador de la transición y permite retener material para que no ingrese a la conducción, se lo considera a este sumergido y mediante la ecuación de vertedero sumergido, encontramos el valor de su ancho (b_v). Los coeficientes C_o y s se los calcula empleando las ecuación de Kindsvater (Luzuriaga, 2005).

$$Q = s \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_o b_v (H_v)^{3/2}$$

$$B = b_{neto} + \#contr \frac{H}{10}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño (m³/s)

b: Ancho neto del vertedero de desripiador (m)

H_v: Carga de agua sobre el vertedero del desripiador (m)

s: Coeficiente de sumersión (10% de H_v)

C_o: Coeficiente de contracción

#contr: Número de contracciones por el vertedero

Para dimensionar el vertedero de salida, el cual separa al desripiador de la transición y permite retener material para que no ingrese a la conducción, se lo considera a este sumergido y mediante la ecuación de vertedero sumergido encontramos el valor de su ancho (b_v). Los coeficientes C_o y s se los calcula empleando las ecuaciones de Kindsvater y Villemonte (Luzuriaga, 2005), respectivamente.

$$Q = s \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_o b_v (H_v)^{3/2}$$

$$s = \left[1 - \left(\frac{H_v - z'}{H_v} \right)^{3/2} \right]^{0.385}$$

$$C_o = 0.602 + 0.075 \frac{H_v}{P_3}$$

Se verifican las pérdidas por conversión a lo largo de la obra, además de tomar solo el valor del 10% de H.

$$\Delta y' = (1 + c_i) \Delta h_v$$

$$\Delta h_v = \frac{V_{out}^2 - V_{in}^2}{2g}$$

Donde:

Δy': Pérdidas por turbulencia

Δh_v: Cambio de energía de velocidad

c_i : Coeficiente de entrada

Para determinar estas pérdidas que son consideradas como Z_2 y Z_3 de las pérdidas por conversión respectivamente.

- Velocidad a la entrada del desripiador (m/s).

$$V_1 = \frac{Q_d}{B(P_2 + H + Z)}$$

- Velocidad al final del desripiador (m/s).

$$V_2 = \frac{Q_d}{b(P_3 + H)}$$

- Velocidad sobre el vertedero (m/s).

$$V_3 = \frac{Q_d}{b(H - Z_3)}$$

Longitud del desripiador

La longitud del desripiador está en función de la longitud de chorro y la longitud del resalto si es que lo hay. Entonces:

$$L_d = L_r + L_{CH}$$

Donde:

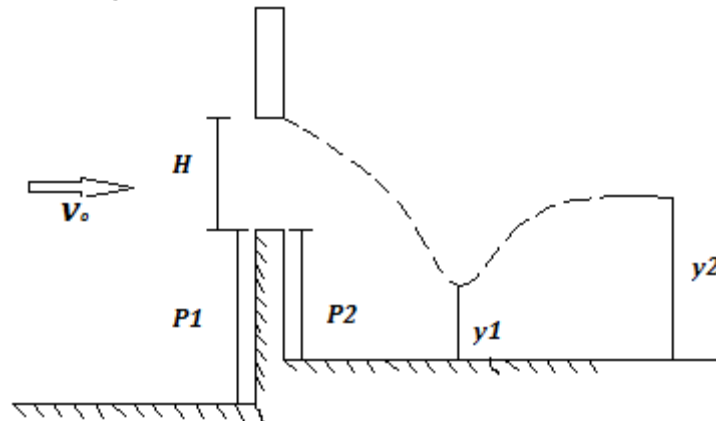
L_d : Longitud del desripiador (m)

L_r : Longitud del resalto (m)

L_{CH} : Longitud del chorro (m)

El resalto se verifica al plantearse la ecuación de la energía entre dos puntos (Figura 9), el primero a la entrada de la reja y el segundo una distancia considerable hacia la derecha de la reja, es decir, un posible punto donde se produzca la primera conjugada del resalto y_1 .

Figura 9. Esquema de posible resalto hidráulico.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Se plantea la ecuación de la energía para determinar el valor de y_1 que es la menor altura que el flujo de agua posee sobre el fondo del desrapiador. Para conocer el valor conjugado del resalto y_2 . El resalto hidráulico es el cambio de flujo supercrítico a subcrítico, es usado para disipar energía cinética. Se desprecian las pérdidas ya que son muy pequeñas.

$$H + P_1 + \frac{v_o^2}{2g} = y_1 + P_1 - P_2 + \frac{v^2}{2g}$$

El número de Froude determina el régimen en el que se encuentra el flujo.

Flujo Crítico ($Fr = 1$)

Flujo Supercrítico ($Fr > 1$)

Flujo Subcrítico ($Fr < 1$)

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}}$$

$$v_1 = \frac{Q}{By_1}$$

Para que exista resalto debe cumplirse que $Fr_1 > 1$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)$$

Se dimensiona el vertedero del desrapiador, el cual separa al desrapiador de la transición y permite retener material para que no ingrese a la conducción. También este vertedero tendrá que trabajar sumergido.

Para encontrar la longitud del resalto existen varias ecuaciones que ayudan a aproximar este valor entre ellas se tiene: ecuación de Silvester, Paulovski (Sotelo, 2002).

$$L_r = 9.75 y_1 (Fr_1 - 1)^{1.01}$$

$$L_r = 2.5 (1.9 y_2 - y_1)$$

La longitud del resalto puede tomarse como un promedio de las ecuaciones planteadas.

La longitud del chorro está dada por las siguientes ecuaciones y se representa en Figura 10:

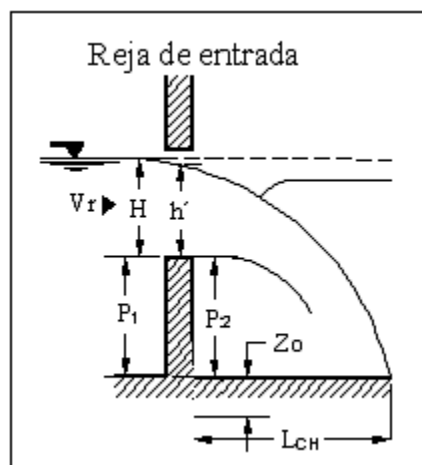
$$L_{CH} = \sqrt{2y \frac{v_r^2}{g}}$$

$$v_r = \frac{Q}{Bh'}$$

$$h' = \frac{2}{3}H$$

$$y = P_2 + \frac{h'}{2}$$

Figura 10. Parámetros para determinar la longitud del chorro.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Compuerta y Canal del desripiador

Sirve para operaciones de mantenimiento, por la cual circulará el material que se encuentra depositado en el desripiador y se conduce otra vez al río. La velocidad estimada en la compuerta no debe ser inferior a 2 m/s con el fin de acarrear el material acumulado en el desripiador.

Colocado a continuación de la compuerta del desripiador y de la compuerta de purga. Sirve para desalojar el material depositado en el desripiador. Debe presentar una gradiente alta para conseguir una velocidad de lavado alta con la capacidad de arrastrar las piedras.

El material que se deposite en el desripiador va a ser evacuado durante el mantenimiento por una compuerta y esta se encuentra conectada al canal de lavado. El canal debe poseer un gradiente alto para conseguir una velocidad de lavado alta para arrastrar las piedras.

No debe ingresar agua a la transición, razón por la cual el calado del agua no debe exceder el umbral del vertedero existente al final del desripiador e inicio de la transición en el momento que la compuerta se encuentre en operación.

El caudal evacuado por la compuerta debe ser superior al captado por la reja de entrada, con lo que se asegura que el lavado del desripiador se realice en períodos cortos de tiempo.

Las expresiones para compuerta no sumergida y para la pendiente del canal son y se representa en Figura 11.

- Pendiente del canal Manning:

$$S = (v * n / R^{2/3})^2$$

Donde:

S: Pendiente (m/m)

v: Velocidad del flujo en el canal (m)

n: Coeficiente de Manning

R: Radio hidráulico de la sección del canal (m)

- Compuerta no sumergida:

$$Q = C_v * C_c * a * b * \sqrt{2 * g * \left(H + \frac{V^2}{2g} - C_c * a \right)}$$

$$C_c = 0,245 * \left(\frac{a}{H} \right)^{3,74} + 0,62$$

Donde:

Q : Caudal evacuado por el canal (m^3/s)

C_v : Coeficiente para indicar que tan rápido se evacua el agua, varía entre 0,95– 0,97

C_c : Coeficiente de contracción

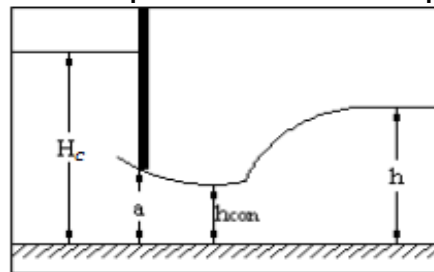
a : Abertura de la compuerta (m)

b : Ancho del canal (impuesto) (m)

H : Carga sobre la compuerta (m)

V : Velocidad de aproximación (m/s)

Figura 11. Compuerta de lavado del desripiador.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Vertedero del desripiador

Es una obra que sirve para que el material que llega a la desripiador no pase al canal y se deposite en él. Presenta un ancho mayor al del canal de conducción.

Transición

La transición en un canal es una estructura diseñada para cambiar la forma o el área de la sección transversal del flujo. La función de una estructura de este tipo es evitar pérdidas de energía excesivas, eliminar ondas cruzadas y otras turbulencias y dar seguridad a la estructura y al curso del agua.

La forma de la transición puede variar desde muros de entrada rectos perpendiculares al flujo de agua hasta estructuras alabeadas y en formas de línea de corriente muy elaboradas. Los tipos comunes de transición incluyen transiciones de entrada y de salida entre (Luzuriaga, 2005):

- Canales y canaletas;
- Canales y túneles;
- Canales y sifones invertidos.

Obra que sirve de enlace entre dos secciones diferentes de conducciones, reduciendo las pérdidas de carga. Se ubica entre el vertedero del desripador y la conducción.

Proporcionamiento: Para tener una transición diseñada adecuadamente deben considerarse los siguientes criterios para las dimensiones:

- El ángulo máximo óptimo entre el eje del canal y una línea que conecte los lados del canal entre las secciones de entrada y de salida es 12.5° (Bureau of Reclamation, 1987), la longitud de una transición está dada por la siguiente fórmula:

$$L = \frac{|b_{in} - b_{fin}|}{2 \tan \alpha}$$

Dónde:

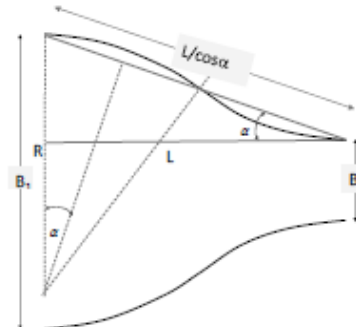
b_{in} : Ancho del inicio de la transición (m)

b_{fin} : Ancho del fin de la transición (m)

α : 12.5°

Evítense los ángulos agudos en la superficie del agua o en la estructura, ya que estos inducirán ondas estacionarias extremas y turbulencia (Figura 12).

Figura 12. Esquema para el diseño en planta de la Transición.

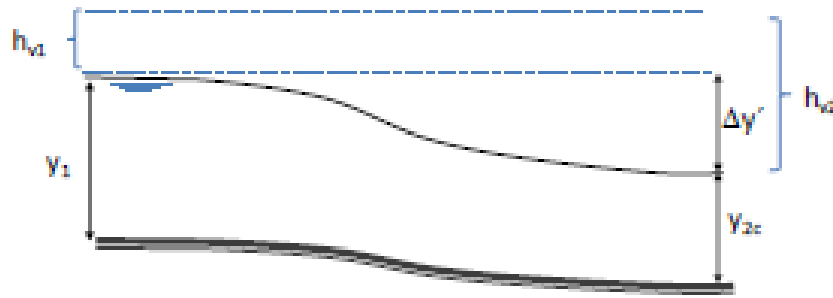


Fuente: (Pacheco, 2014)

Pérdidas: La pérdida de energía de una transición está compuesta por pérdidas de fricción y pérdidas de conversión. Las pérdidas de fricción pueden estimarse por medio de cualquier ecuación de flujo uniforme, como la ecuación de Manning, pero pueden ser despreciadas por lo pequeñas que son. La pérdida de conversión generalmente se expresa en términos del cambio en la altura de velocidad entre las secciones de entrada y de salida de la estructura.

Para estructuras de entrada (Figura 13), la velocidad de entrada es menor que la velocidad de salida ($v_{ini} < v_{fin}$); por consiguiente, la superficie de agua siempre debe caer por lo menos la diferencia completa entre las alturas de velocidad más una pequeña pérdida por conversión conocida como pérdida por entrada. Por consiguiente, la caída en la superficie de agua para estructuras de entrada puede expresarse como:

Figura 13. Esquema del perfil de la transición.



Fuente: (Pacheco, 2014)

$$\Delta y_o = (1 + C_i) \frac{(v_{out}^2 - v_{in}^2)}{2g}$$

Donde:

Δy : Caída en la superficie de agua (m)

v_{in}^2 : Velocidad de entrada de la transición (m/s)

v_{out}^2 : Velocidad de salida de la transición (m/s)

C_e : Coeficiente para la pérdida por entrada

Para estructuras de salida la velocidad se reduce ($v_{fin} < v_{ini}$), al menos en parte, con el fin de elevar la superficie de agua. Este aumento en la superficie del agua, conocida como recuperación de la altura de velocidad, a menudo va acompañado de una pérdida por conversión conocida como pérdida por salida. El aumento en la superficie del agua para estructuras de salida puede expresarse como:

$$\Delta y = (1 - C_o) \frac{(v_{in}^2 - v_{out}^2)}{2g}$$

Dónde:

Δy : Aumento en la superficie de agua

C_o : Coeficiente para la pérdida por salida

Los valores promedio recomendados para un diseño seguro de C_i y C_o son los siguientes (Tabla 12):

Tabla 12. Coeficiente para pérdidas por conversión según el tipo de transición.

Tipo de transición	C_i	C_o
En curva (alabeada)	0.1	0.2
Con cuadrantes de círculo	0.15	0.25
Recta	0.3	0.5
Extremos cuadrados	>0.30	0.75

Fuente: (French, 2007)

- Borde libre. - Pueden utilizarse reglas aproximadas para la estimación del borde libre en canales revestidos y no revestidos. Para profundidades de flujo superiores a 3.65 m, debe darse especial consideración al borde libre en la transición.
- Eliminación del resalto hidráulico. - La existencia de un resalto hidráulico en una transición puede objetarse si obstaculiza el flujo y consume energía útil.

Formas de transiciones

Las transiciones pueden ser de forma:

- Recta sin redondeo;
- Recta con redondeo;
- Arco de parábola;
- Arco de círculo.

En el caso del presente diseño la forma de la transición es arco de parábola. Para ello las siguientes ecuaciones muestran cómo se pueden obtener los diferentes valores del ancho de la transición para cada una de las estaciones impuestas a lo largo de la longitud de la transición (French, 2007) (Chow, Open channel hydraulics, 2009).

- Transición de entrada

$$\Delta y'_{parcial} = \frac{2 (\Delta y'_{Total}) x^2}{L^2} \quad 0 \leq x \leq L/2$$

$$\Delta y'_{parcial} = (\Delta y'_{Total}) - \frac{2 \Delta y'_{parcial} (L - x^2)}{L^2} \quad L/2 \leq x \leq L$$

- Transición de salida

$$b_x = b_{ini} + \frac{2 (b_{fin} - b_{ini}) x^2}{L^2} \quad 0 \leq x \leq L/2$$

$$b_x = b_{fin} - \frac{2(b_{fin} - b_{ini})(L - x^2)}{L^2} \quad L/2 \leq x \leq L$$

Para el diseño de la transición es necesario calcular: la caída en la superficie del agua Δy_x , la pendiente de fricción S_f , la altura de fricción h_f que es igual a la distancia entre las estaciones multiplicada por la pendiente de fricción promedio para la sección y la correspondiente a la sección anterior, la altura de fricción acumulada $\sum h_f$, elevación del fondo del canal z . Mediante las siguientes ecuaciones se encuentran los parámetros mencionados.

$$\Delta y_x = \frac{2\Delta y_o x^2}{L^2} \quad 0 \leq x \leq L/2$$

$$\Delta y_x = \Delta y_o - \frac{2\Delta y_o (L - x)^2}{L^2} \quad L/2 \leq x \leq L$$

$$S_f = \left(\frac{Q\eta P^{2/3}}{A^{5/3}} \right)$$

$$S_{f_m} = \frac{S_{f_1} + S_{f_2}}{2}$$

$$h_f = S_{f_m} \Delta x$$

Entre las condiciones de diseño se tiene que la sección inicial de la transición que es rectangular cambie al final a una sección rectangular. Esta sección rectangular debe ser la óptima. Otra condición a cumplir es que la velocidad en la salida de la transición sea igual a 1, a nivel de prefactibilidad la velocidad puede aumentar.

Canal de conducción

Estructura hidráulica que tiene forma regular (Canal rectangular), dispone de una pendiente y conduce el agua de un lugar a otro. Para el canal de conducción se debe garantizar que la velocidad sea relativamente baja para evitar erosionar las paredes del canal, con la ecuación de Manning se obtiene el dimensionamiento y las comprobaciones correspondientes:

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

$$A = a * b$$

Donde

Q: Caudal de diseño ($\frac{m^3}{s}$)

A: Área de la sección (m^2)

a: Calado contraído (m)

b: Ancho del canal de conducción (m)

Rh: Radio hidráulico (m)

S: Pendiente del canal ($\frac{m}{m}$)

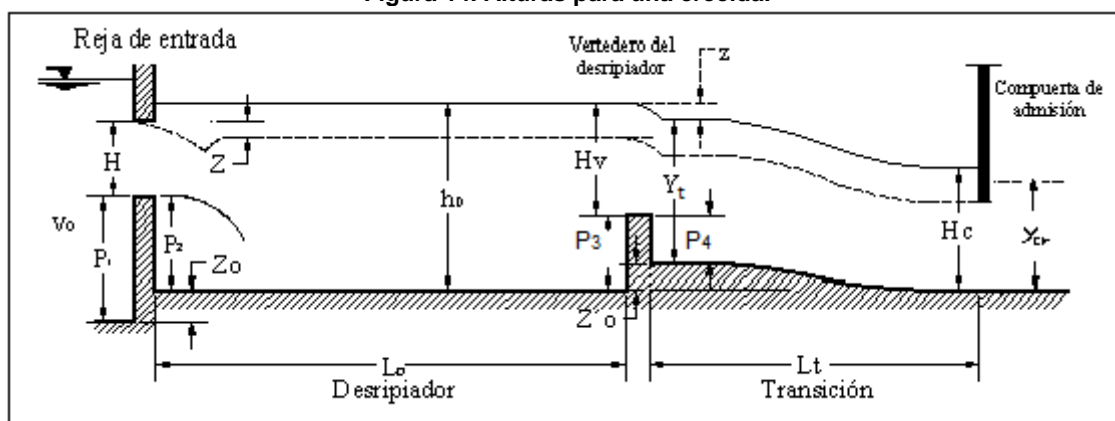
n: Coeficiente de Manning

Verificación de crecida.

El diseño de una toma convencional debe tener en cuenta la crecida, ya que en esos casos ingresa un valor de caudal mayor al de diseño se debe brindar seguridad y verificar el adecuado comportamiento hidráulico. El caudal de crecida depende de la hidrología y de datos estadísticos en los extremos. La reja ya no trabaja como compuerta sino como orificio. La compuerta de admisión se calcula como compuerta sumergida. (Figura 14).

Para la creciente se considera al caudal de crecida como el caudal de diseño aumentado de un 10 a 20%, es decir, $Q_{cr} = 1.2 Q_D$.

Figura 14. Alturas para una crecida.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Para calcular el calado aguas abajo de la compuerta de entrada al canal de conducción producido durante las crecidas se utilizó la ecuación de Manning, con un canal rectangular de hormigón, por lo tanto queda determinado y_{cr} .

Se determina la altura de agua antes de la compuerta que trabaja como sumergida por medio de lo siguiente:

$$Q = CvCc ab \sqrt{2g(H_o - h)}$$

$$H_o = H_c + \frac{v^2}{2g}$$

$$h = y_{cr}$$

$$0.1 \leq \frac{a}{H_c} \leq 0.95$$

El valor de y_{cr} es igual a h y este valor se obtiene aplicando la ecuación de Manning para una sección trapezoidal y calado normal. El valor del coeficiente de contracción se encuentra empleando:

$$C_c = 0.245 \left(\frac{a}{H_c} \right)^{3.74} + 0.62$$

El coeficiente de velocidad corresponde a un rango de 0.95 - 0.99 para aristas rectas y redondas. (Streeter, Wylie, & Bedford, 2000). Con la ecuación de compuerta sumergida se obtiene el valor de H_c

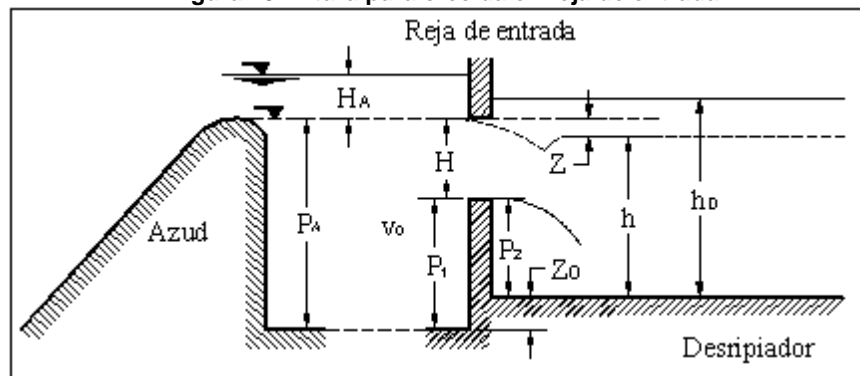
Se determina C_c , con este valor se encuentra la altura contraída Y_{cc} para el flujo que circula por debajo de la compuerta. Verificar que si se produce resalto.

Calcular el calado Y_t con el caudal de crecida producido al inicio de la transición por medio de la ecuación de la energía entre el punto al inicio de la transición y el punto antes de la compuerta (Figura 14).

Con la ecuación de vertedero sumergido se obtiene el calado sobre el vertedero del desripador H_v . Se calcula $h_D = H_v + P_3$.

Para establecer el calado que se produce sobre el azud H_A es necesario considerar que la reja de entrada se encuentre funcionando como un orificio, razón por la cual se emplea la ecuación de energía entre dos puntos aguas arriba y aguas abajo de la reja. Ver Figura 15.

Figura 15. Altura para crecida en reja de entrada



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Vertedero de excesos

Estas estructuras facilitan la evacuación de caudales de agua excedentes o superiores a los que se desean captar, los cuales se producen durante las crecientes. El vertedero desaloja el agua no requerida y da seguridad a la obra, aparte de que es un medio autorregulable ya que el operador de la captación no puede estar en todo momento en la obra controlando las compuertas. Estas obras son consideradas de protección, debido a que una admisión de un caudal inesperado en la conducción causaría serios problemas.

Un vertedero de excesos se diseña en función del caudal de crecida, pues de este depende la evacuación de las aguas de crecida, es decir cuando para un determinado caudal de crecida se encontrará un valor de b_{az} mayor que el que brinda la topografía del lugar en donde se emplazará la obra (Luzuriaga, 2005).

Para garantizar el adecuado funcionamiento de la captación así como la comprobación de la suposición realizada para controlar la creciente se debe cumplir las siguientes condiciones:

$$Q_{cr} = Q_{az} + Q_{CP} + Q$$

$$Q = Q_{LD} + Q_{VE} + 1.2 Q_D$$

Donde:

Q_{cr} : Caudal correspondiente a un período de recurrencia o período de retorno asumido para el diseño. ($\frac{m^3}{s}$)

Q_{az} : Caudal evacuado por el azud durante las crecidas ($\frac{m^3}{s}$)

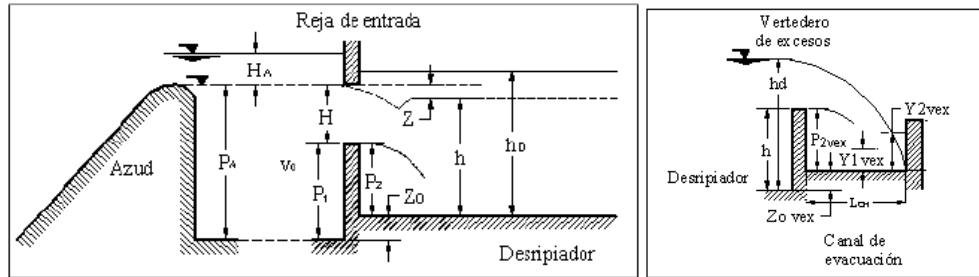
Q_{CP} : Caudal que pasa por la compuerta de purga. ($\frac{m^3}{s}$)

Q_{LD} : Caudal de limpieza de desripador. ($\frac{m^3}{s}$)

Q_{VE} : Caudal de vertederos de excesos. ($\frac{m^3}{s}$)

Q_D : Caudal de diseño. ($\frac{m^3}{s}$)

Figura 16. Elemento empleado en el diseño del vertedero de excesos.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Se tiene el calado del agua en el desripador tanto para condiciones normal de funcionamiento (h) y el producido durante el control con el incremento del caudal (h_D). (Ver Figura 16), pues bien, el calado que se asume para el vertedero de excesos será:

$$H_{vex} = h_D - h$$

Este calado debe ser constante porque garantiza que a la conducción no ingrese un caudal superior a $Q_{cr} = (10\%-20\%) Q_D$.

El vertedero de evacuación va a trabajar libre, por tanto, la fórmula que se emplea en el cálculo del caudal evacuado será:

$$Q_{VE} = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_o b_{vex} (H_{vex})^{3/2}$$

Donde:

b_{vex} : Ancho del vertedero de excesos (m)

H_{vex} : Carga de agua, que se utiliza para calcular el b_{vex} (m)

Se supone un ancho para el vertedero de excesos (b_{vex}) y se procede a calcular el caudal evacuado. Paso seguido se procede a realizar el siguiente cambio para los caudales con los que se está trabajando, es decir:

$$Q = Q_{LD} + Q_{VE} + 1.2 Q_D$$

Empleando la ecuación de la energía, se obtiene el calado H_A para esta nueva condición de funcionamiento del sistema de captación.

Con este nuevo calado se encuentra Q_{az} y nuevamente se realiza la evaluación. Si se cumple la evaluación con el valor de b_{vex} supuesto, queda definido este valor, caso contrario se debe cambiar este dato y volver a ejecutar el procedimiento anteriormente descrito hasta que se cumpla. Después de realizado este proceso se tendrá: b_{vex} y H_A .

$$Q_{az} = C_o b_{az} H_A^{3/2}$$

$$C_o = 0.522 C_o (S.I)$$

Donde:

C_o : Coeficiente de contracción

Para el diseño del vertedero de excesos se supone un ancho del mismo y se calcula con este el nuevo valor de H_A (tratamiento de reja como orificio), luego se procede a verificar si con el valor impuesto del ancho del vertedero y el valor nuevo de H_A se cumple el caudal de crecida, si es el caso se para el proceso caso contrario se itera nuevamente hasta encontrar el valor de ancho de vertedero y el valor de H_A que cumplen el caudal de crecida.

Azud

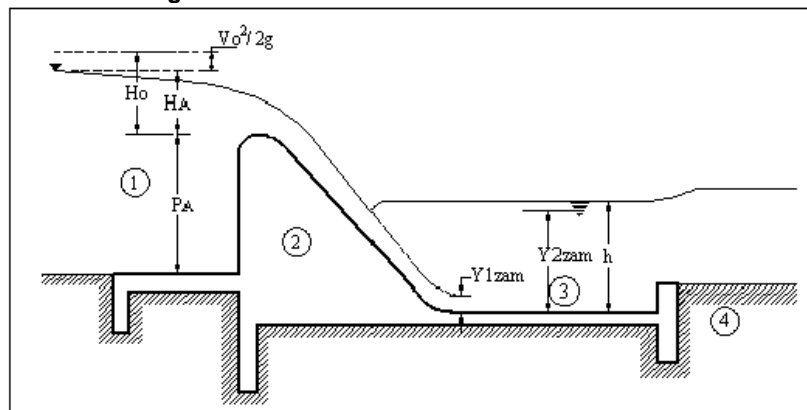
Permite elevar el nivel del agua frente a la bocatoma a fin de garantizar la captación y evacuar los caudales máximos. Conformado por un dissipador de energía al pie del mismo (Cuenco dissipador).

- Un azud tiene un perfil trapezoidal ligeramente redondeado para facilitar el paso del agua.
- Obliga a que toda el agua que se encuentra por debajo de la cota de su cresta entre a la conducción.
- Debe considerarse que esta obra tiene relación con las obras de captación debido a que un azud demasiado alto ocasionará una reja de entrada también alta y angosta, pero el azud tendrá obras de dissipación de energía mayores así como una sección transversal mayor, lo cual influye en su costo, y si por el contrario el azud es muy pequeño, la reja de entrada deberá ser alargada (Luzuriaga, 2005) (Figura 17).

Un azud está formado por las siguientes zonas:

- Zona de Aproximación (1).- Es la zona por donde circula el flujo que se conduce hacia el vertedero. En esta zona los elementos principales son los estribos o muros de ala.
- Cuerpo del vertedero (2).- Es la estructura que permite la evacuación del flujo, venciendo el desnivel que existe entre la aproximación y la entrega.
- Cuenco amortiguador (3).- Su función es la de disipar la energía con la que llega el flujo hacia la entrega.
- Salida o entrega del agua (4).- Permite una entrega controlada del agua, sin velocidades peligrosas.

Figura 17. Zona de un vertedero hidrodinámico.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Caudal de diseño y descarga sobre el azud

El caudal a ser usado para el diseño del azud se denomina caudal de crecida o avenida de proyecto, se podría adoptar un caudal de diseño como el caudal máximo probable o en caso de no disponer de registros de aforo para el cauce; se puede considerar un caudal menor al que corresponde a la avenida máxima probable. Se debería verificar en literatura para la selección correcta del caudal de crecida.

Se tomará para el caudal de diseño como el caudal la avenida máxima (Tr: 100 años) menos los caudales desalojados por la reja y el vertedero de excesos.

Como es un vertedero de perfil hidrodinámico la descarga sobre la cresta del azud se determina por medio de:

$$Q = MB_{az}H_o^{3/2}$$

Donde:

Q: Caudal de descarga ($\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$)

M: Coeficiente de descarga

B_{az} : Ancho del vertedero (m)

H_o : Carga total sobre el azud (m)

El azud trabaja libre (Figura 18). Se determinó la pérdida por velocidad por medio de:

$$h_a = \frac{v_o^2}{2g}$$

Donde:

h_a : Pérdida por carga de velocidad (m)

v_o : Velocidad de llegada del agua (m/s)

g: Gravedad ($\frac{\text{m}}{\text{s}^2}$)

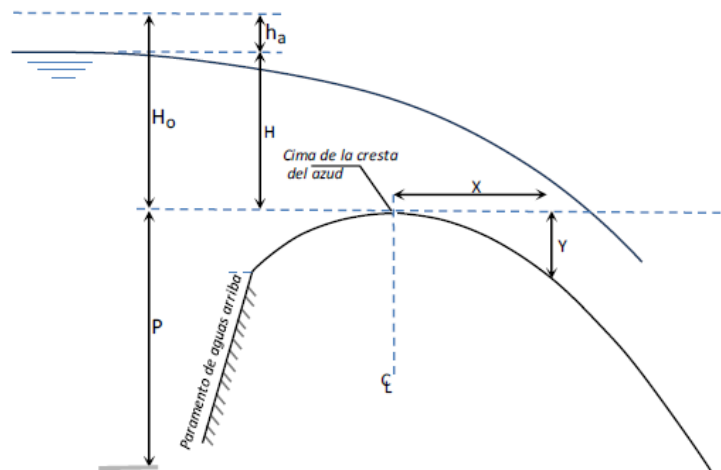
Por razones de estabilidad el azud debe obedecer a una geometría trapezoidal con el perfil hidrodinámico se puede optimizar la descarga, la Figura 20 representa unas relaciones para que la porción de aguas arriba se defina como una curva simple y una tangente y la porción aguas abajo obedece la relación:

$$\frac{Y}{H_o} = -K \left(\frac{X}{H_o} \right)^n$$

Se da valores en X y se obtiene los valores de Y de un perfil Creager.

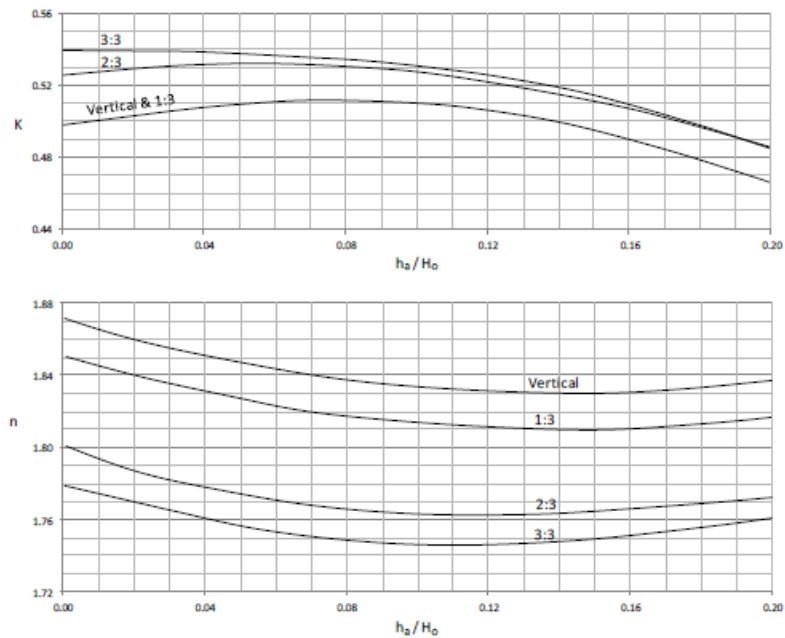
Los valores de K y n son constantes que dependen de la velocidad de aproximación y de la inclinación del paramento aguas arriba (Figura 19). Valores que adoptan las funciones en relación de la energía de velocidad y carga total sobre el azud para diferentes pendientes (horizontal/vertical) del paramento aguas arriba.

Figura 18. Elementos de diseño para perfil hidrodinámico.



Fuente: (Pacheco, 2014)

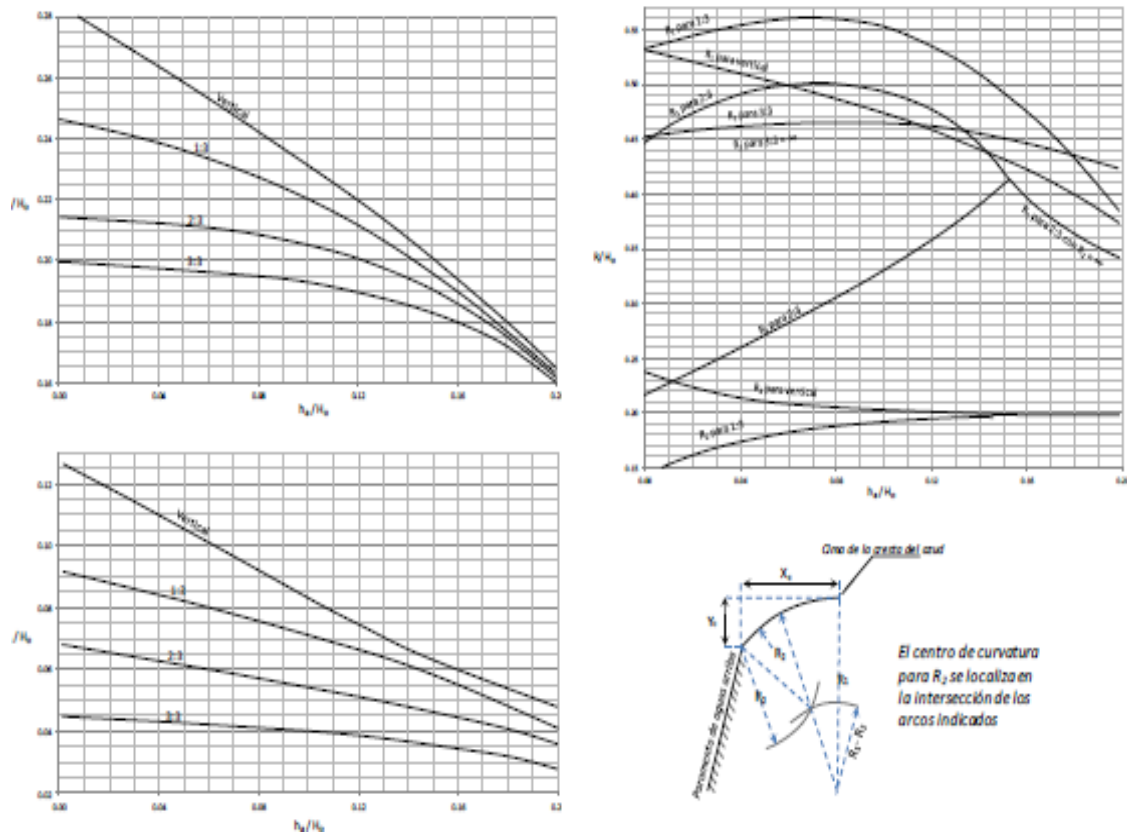
Figura 19. Factores K y n para diseño de perfil hidrodinámico del azud.



Fuente: (Pacheco, 2014)

El perfil de diseño de la porción de aguas arriba se determina por medio de la Figura 20.

Figura 20. Relaciones para el diseño aguas arriba.



Fuente: (Pacheco, 2014)

Cuenca dissipador

El azud interrumpe el cauce normal de un río y por lo tanto altera las condiciones de flujo, se crea una diferencia de energía aguas arriba y abajo del azud que actúa sobre el cauce del río erosionando su fondo y arrastrando el material aguas abajo del azud.

La erosión producida debilita la cimentación de las distintas obras y contribuye al incremento del volumen de sedimentos que son transportados por el río.

Por lo cual es necesario la construcción de una estructura que permite la disipación de la energía generada por la presencia del azud, brindando protección a la captación y al cauce del río, el cuenco dissipador.

El tipo de estructura utilizada (Krochin, 1968) depende los siguientes factores:

1. Caudal del río.
2. Diferencia de nivel creada por la estructura.
3. Condiciones hidráulicas del río.
4. Tipo de material del cauce.

5. Materiales de construcción disponibles.

Para el cálculo del cuenco de disipación de energía es fundamental conocer el calado del río para máxima crecida. La importancia de conocer este valor radica en la necesidad de saber si el resalto producido por el agua al pasar sobre el azud es o no sumergido.

Se plantea la ecuación de energía para secciones localizadas antes y después del azud se determina el valor de Y_{1zam} el cual representa el calado contraído.

$$P_A + H_0 = (Y_{1zam}) \left(\frac{Q_A^2}{2g(Bv^2 * Y_{1zam}^2)} \right)$$

Se determina el número de Froude para determinar la altura conjugada de resalto para verificar si es sumergido o no.

$$Y_{2zam} = \frac{Y_{1zam}}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{R1zam}^2} - 1 \right)$$

Se compara que $y_{río} < Y_{2zam}$, esto significaría que el resalto no es sumergido y ocasionaría problemas en el cauce de río además de causar inestabilidad del azud.

También puede ocurrir que aunque se posea un resalto sumergido, el chorro que baja del azud puede continuar hacia aguas abajo con una fuerte corriente de fondo lo que puede ser peligroso para el cauce (Krochin, 1968)

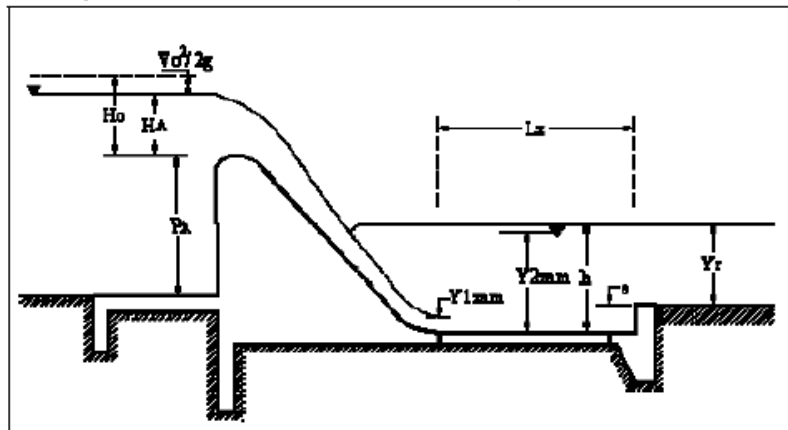
Por ello es necesario terminar el azud con un deflector o incrementar la rugosidad del zampeado mediante la colocación de bloques, los cuales obligarán a que se mezcle la masa de agua.

La profundidad mínima necesaria para que se produzca el resalto se obtiene con:

$$e_{min} = Y_{2zam} - Y_r$$

Para asegurarse que el resalto se sumerja es necesario considerar un incremento del valor de e_{min} en un 10% al 15%. Los calados producidos por el flujo que vierte el azud. (Figura 21).

Figura 21. Calados producidos por el flujo que vierte el azud.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

La profundización del cuenco produce una variación en los valores de $Y1_{zam}$ y $Y2_{zam}$.

Considerando el valor de “e” para plantear la ecuación de energía que permita definir el valor de $Y1_{zam}$ se tiene:

$$P_A + H_0 + e = (Y1_{zam}) \left(\frac{Q_A^2}{2g(Bv^2 * Y1_{zam}^2)} \right)$$

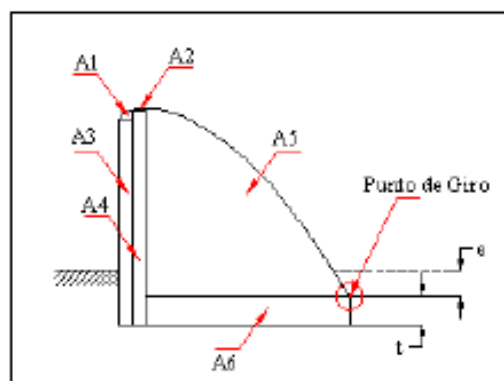
De no cumplir con la condición se deberá incrementar el valor “e” hasta que cumpla la condición de resalto sumergido.

Estabilidad del Azud

La determinación del área transversal del azud es importante debido a que es posible calcular el volumen de material a ser empleado, así como determinar la estabilidad del mismo (Luzuriaga, 2005).

Las siguientes ecuaciones son empleadas para la determinación de las áreas transversales de cada una de las secciones como se indica en la Figura 22.

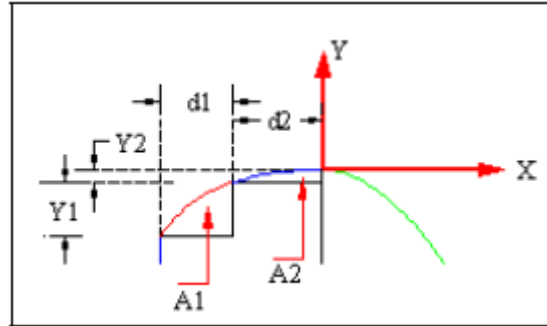
Figura 22. Áreas transversales consideradas en el azud.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

El Figura 23, A1 y A2 del azud se puede apreciar de mejor manera ya que estas áreas son demasiado pequeñas.

Figura 23. Áreas transversales consideradas en el azud.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

$$A1 = \frac{d1xY1}{2}$$

$$A2 = \frac{d2xY2}{2}$$

$$A3 = d1(P_A - Y_C + e + t)$$

$$A4 = d2(P_A - Y2 + e + t)$$

$$A6 = Xt_{xt}$$

Las ecuaciones presentadas son empleadas para determinar los centros de gravedad de cada una de las áreas.

$$\overline{X1} = Xt + d2 + \frac{d1}{3}\overline{Y1} = P_A + e - Y2 - \frac{2}{3}Y1$$

$$\overline{X2} = Xt + \frac{d2}{3}\overline{Y2} = P_A + e - \frac{2}{3}Y2$$

$$\overline{X3} = Xt + d2 + \frac{d1}{2}\overline{Y3} = \frac{(P_A + e + t - Y2 - Y1)}{2} - t$$

$$\overline{X4} = Xt + \frac{d2}{2}\overline{Y4} = \frac{(P_A + e + t - Y2)}{2} - t$$

$$\overline{X6} = \frac{Xt}{2}\overline{Y6} = \frac{t}{2}$$

Para determinar el área y el centro de gravedad de la sección 5 se emplean las ecuaciones debido que esta sección es una parábola es por eso la necesidad de fórmulas más complicadas que las otras secciones.

$$A5 = Xt(P_A + e) - \frac{KxXt^{n+1}}{(n+1)Xo^{n-1}}$$

$$\overline{X5} = Xt - \frac{\frac{Xt^2 + (P_A + e)}{2} - \frac{KxXt^{n+2}}{(n+2)Ho^{n-1}}}{A5}$$

Se debe indicar que el valor de Xt empleado en las ecuaciones anteriores se va a considerar como la distancia en X , medida desde la cresta del azud hacia aguas abajo y terminando en el punto de giro.

Dentellones

Ubicado aguas arriba y debajo del cuenco dissipador, lo que da un mejor anclaje a la estructura y reducir los efectos del agua que se filtra por debajo del azud. Se utiliza para evitar deslizamiento de la obra.

Un dentellón que se construye aguas arriba y debajo del zameado, en algunas ocasiones con drenes, para disminuir la subpresión del agua que se filtra por debajo del azud y para dar un mejor anclaje a la estructura.

En este punto lo que se calcula son las longitudes de los dentellones D_1 , D_2 , D_3 (vertical), L_1 , L_2 (horizontal) por donde se da el recorrido del agua, los mismos se pueden apreciar en la Figura 24.

Para verificar si los cálculos obtenidos para la longitud de los dentellones se debe cumplir $L_1 > 2D_1$ y $L_2 > 2D_3$.

Para esto es necesario el empleo de las siguientes ecuaciones:

$$D_1 = (0.75 - 0.80)Z$$

$$D_2 = (1.00 - 1.50)Z$$

$$D_3 = (0.3)Z \text{ pero } \geq 1 \text{ metro}$$

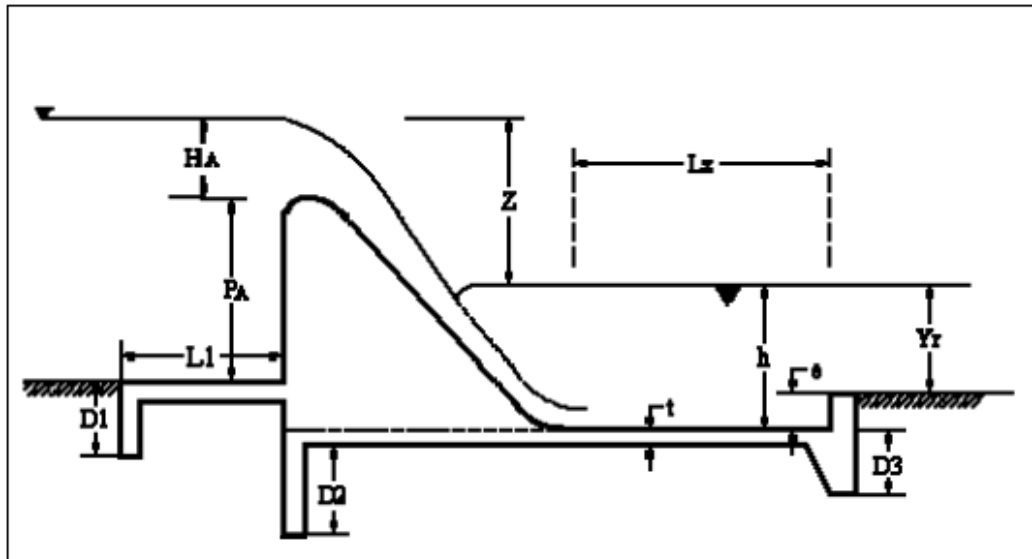
$$L_1 \leq 6Z$$

$$L_2 = (2.00 - 3.80)Z$$

Donde:

Z : Perdida de carga (m)

Figura 24. Dentellones y delantal.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Espesor del Zampeado

En el tiempo de crecidas, las aguas de exceso pasan por encima del dique o azud, esta obra puede estar acompañada de un zampeado, el cual disminuye el exceso de la velocidad del agua, a fin de disminuir la erosión en el lugar de la bocatoma.

El espesor del zampeado se calcula tomando en cuenta que su peso debe ser mayor que la subpresión para que ésta no lo pueda levantar o agrietar a la estructura.

Su espesor se determina mediante el empleo de la ecuación debida a la subpresión o con una formula empírica.

$$t = \frac{\gamma * h}{\gamma_1 - \gamma}$$

Dónde:

T: Espesor del zampeado. (m)

γ : Peso específico del agua. 1000 (Kg/m³)

γ_1 : Peso específico del material que constituye el zampeado. (Hormigón: 2400 (Kg/m³))

H: Subpresión en el punto considerado (m)

$$t_o = 0.2 \sqrt{\frac{H_o}{b_{az}}} (Z^{\frac{1}{4}})$$

Donde:

H_o : Altura calculada en el vertedero de excesos (m)

b_{az} : Ancho del azud que va a ser emplazado en el río (m)

Z: Valor que se calculó en los dentellones. (m)

Subpresión

La subpresión que se debe emplear en el proyecto se estima suponiendo que la caída de presión del agua, desde el vaso a la descarga a lo largo de la línea de contacto entre la presa y la cimentación varía linealmente con la longitud compensada de recorrido.

Para la determinación de la subpresión se emplea la siguiente ecuación (Luzuriaga, 2005):

$$h = h_A - \left(\frac{h_A - h_B}{L} \right) X$$

Dónde:

h_A : Corresponde a la subpresión aguas arriba del azud. ($H_A + P_A$) (m)

h_B : Corresponde a la subpresión aguas abajo del zampeado. Es igual al calado producido durante la crecida Y_r (m)

L: Longitud compensada para el recorrido del flujo (m)

X: Punto en el cual se desea encontrar la subpresión. Se calcula de la misma manera que la longitud compensada (m)

Para determinar la longitud compensada para el recorrido del flujo. (Lane, 1935), propuso la siguiente ecuación:

$$L = \frac{1}{3}N + V \geq CZ$$

Dónde:

N: longitud de contactos horizontales o que hacen un ángulo menor de 45° con la horizontal (m)

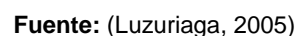
V: longitud de contactos verticales o que hacen un ángulo mayor de 45° con la horizontal (m)

C: Coeficientes de Lane. Depende del tipo de terreno

Tabla 13. Materiales y coeficientes de Lane.

Fuente: (Pacheco, 2014)

Figura 25. Diagrama para determinar la subpresión.



69

de flujo en canal de desfogue debe estar en un rango de 4 a 5 m/s con lo que se garantiza que el caudal acarree los cantos rodado depositados.

Vertederos

Facilitan la evacuación de caudales de agua excedentes que se producen durante las crecidas. Da seguridad a la obra y un medio autorregulable ya que el operador no puede estar todo el tiempo monitoreando la compuerta.

Desarenador

Obra hidráulica que permite separar y remover el material sólido que es acarreado por el agua que es captada y se conduce a las turbinas. Son los encargados de retirar el material sólido en suspensión mediante un proceso de sedimentación, la velocidad en la obra debe ser baja. Tiene que tener la longitud necesaria para que el proceso sea efectivo.

Los desarenadores cumplen una función muy importante y por esto, salvo casos especiales de aguas muy limpias deben ser considerados como obras indispensables dentro de los proyectos de utilización de recursos hidráulicos como centrales hidroeléctricas.

En la mayoría de las obras de toma la velocidad de entrada es lo suficientemente grande para arrastrar partículas sólidas. Esto ocurre especialmente en el tiempo de creciente cuando puede entrar al canal grandes cantidades de sedimentos. Los sólidos que pasen pueden ocasionar daños a las obras como por ejemplo a las turbinas disminuyendo considerablemente su vida útil.

Los desarenadores pueden ser contruidos y diseñados de varias formas, dependiendo de la forma de eliminación de sedimentos (Luzuriaga, 2005). Entre los principales tipos de desarenadores se pueden citar los siguientes:

1. Desarenadores de Lavado Intermitente
2. Desarenadores de Cámara Doble ($Q > 10 \text{ m}^3/\text{s}$)
3. Desarenadores de Lavado Continuo ($Q \text{ río} > \text{Captación}$)

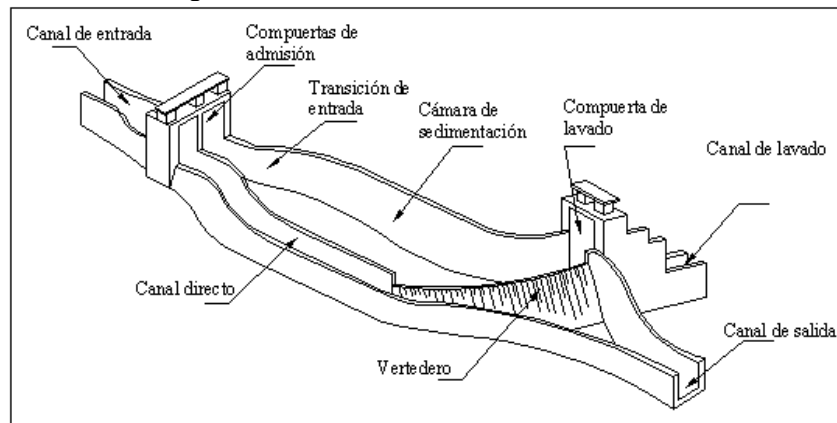
Las partes de un desarenador de lavado intermitente son las siguientes:

- Compuertas de admisión;
- Transición de entrada;
- Cámara de sedimentación;

- Compuerta de lavado;
- Canal de lavado;
- Vertedero;
- Canal directo.

En la Figura 26 se presenta un esquema de un desarenador de lavado intermitente.

Figura 26. Desarenador de lavado intermitente.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

A continuación, se presenta una breve descripción de cada una de las partes constitutivas anteriormente mencionadas (Luzuriaga, 2005):

1. Compuertas de admisión.- La función de estas estructuras es permitir el ingreso del agua al desarenador. Además, permiten controlar el caudal que ingresa a la cámara de sedimentación para el tratamiento respectivo. En caso de reparaciones o emergencias, el flujo puede ser conducido hacia el canal directo.
2. Transición de entrada. - Es aquella que une al canal de entrada con la cámara de sedimentación. Su presencia es vital debido a que generalmente la cámara posee un ancho mayor al del canal y mediante el empleo de esta obra se brinda una adecuada distribución de velocidades, aspecto importante en el proceso de sedimentación de materiales sólidos suspendidos en el flujo. Generalmente se emplean curvas para su construcción lo que disminuye las pérdidas hidráulicas. Se sigue el diseño de la sección 0.
3. Cámara de sedimentación.- Es donde se da el proceso de sedimentación de los materiales suspendidos. Las dimensiones de esta obra están dadas de tal manera que la velocidad del flujo sea la necesaria para producir la sedimentación. Generalmente posee forma trapezoidal con la finalidad de facilitar la recolección de los sedimentos de fondo.

4. Compuerta de lavado. - Mediante el empleo de esta obra se puede evacuar el material sedimentado.
5. Canal de lavado. - Se encuentra a continuación de la compuerta de lavado y es el encargado de conducir los sedimentos hasta el río. La gradiente del canal debe ser tal, de manera que no se produzca sedimentación en el mismo. Por ningún motivo la cota de inicio de este canal deberá ser menor a la cota del río en la misma zona, ya que esto ocasionaría que no se pueda evacuar el material sedimentado.
6. Vertedero.- A través de esta obra, el agua cuyo material sólido ha sido sedimentado pasa nuevamente a la conducción para ser llevado hasta las turbinas. Se emplea esta obra debido a que las capas superiores son las que primero se limpian. De preferencia el vertedero debe trabajar libre y la velocidad del flujo en esta obra debe ser pequeña para producir la menor turbulencia posible lo que a su vez ocasiona menor arrastre de material sólido hacia la conducción.
7. Canal directo.- Esta obra entra en funcionamiento cuando por obvias razones el desarenador no está en capacidad de trabajar. También permite no interrumpir el servicio mientras se lava el desarenador.
8. Cámara de sedimentación.- En esta obra se da al flujo la velocidad necesaria para que se pueda producir el proceso de sedimentación mediante el empleo de una geometría adecuada.

Las cámaras de sedimentación pueden ser rectangulares o trapezoidales como se aprecia en la Figura 28. La cámara de sedimentación de forma rectangular es de fácil construcción, pero su costo es elevado debido a la conformación de las paredes, las mismas que son muros de contención. Las cámaras trapezoidales son hidráulicamente más eficientes y económicas porque sus paredes trabajan como revestimientos.

Estos son algunos de los criterios que garantizan un adecuado funcionamiento de la obra.

- Realizar un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que trae el agua para asegurar una adecuada capacidad del desarenador y no tener que recurrir a la necesidad de lavarlo con mucha frecuencia.

- La velocidad horizontal de la corriente en la cámara de sedimentación no debe ser superior a 0.5 m/s, ya que según Dubant (Pacheco, 2014) las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son las indicadas en la Tabla 14.

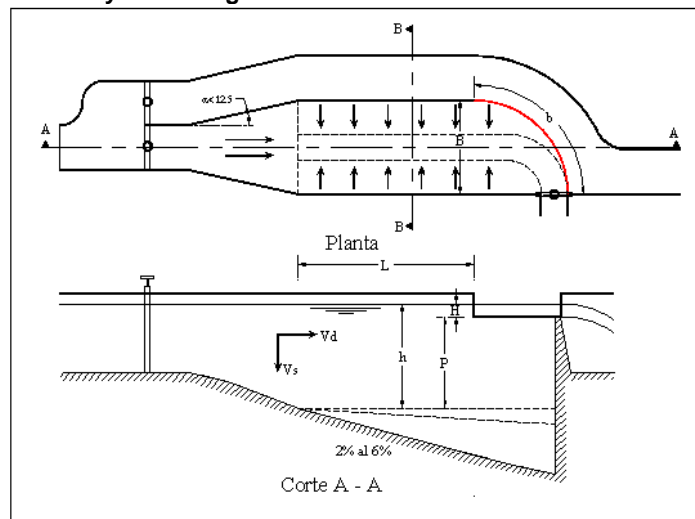
Tabla 14. Velocidades límite en la cámara de sedimentación.

Para arcilla	0.081 m/s
Para la arena fina	0.160 m/s
Para la Arena Gruesa	0.216 m/s

Fuente: (Luzuriaga, 2005)

- La profundidad media (P) puede variar entre 1.5 m y 4 m.
- En el fondo de la cámara de sedimentación se debe utilizar una canaleta para recoger los sedimentos, el cual tendrá una pendiente que garantice una velocidad adecuada (3m/s a 5 m/s) para poder evacuarlos. Se utiliza generalmente valores del 2% al 6%. Ver Figura 27.

Figura 27. Planta y corte longitudinal de un desarenador de lavado intermitente.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

El lavado de la cámara se facilita si se concentran los sedimentos en el centro de la obra empleando caídas en el fondo con pendientes entre 1:5 a 1:8, es decir $5 \leq m \leq 8$.

Para la cámara se recomienda adoptar una relación:

$$Rel = \frac{\text{ancho } (B)}{\text{alto } (h)} = 1.5 - 2$$

Otra expresión a usarse puede ser:

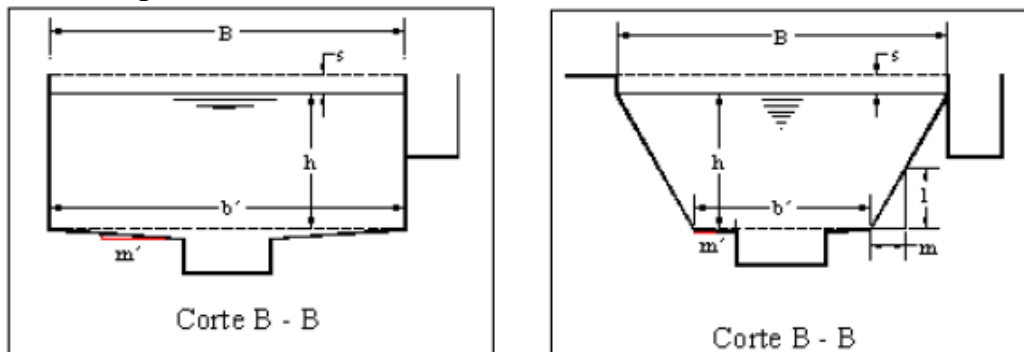
$$Rel = 1.6Q^{0.12}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño ($\frac{m^3}{s}$)

Relaciones de las cuales se puede determinar la geometría de la sección transversal de esta obra.

Figura 28. Corte transversal de un desarenador de lavado intermitente.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula es decir se supone que todas las partículas de diámetro superior al escogido deben depositarse.

Se escoge un diámetro de partículas a sedimentar en función de la caída o desnivel entre la casa de máquinas y el tanque de presión. Para garantizar un mejor diseño se debe realizar un estudio de sedimentos del lugar para obtener con exactitud el diámetro de las partículas.

Para dimensionar la sección transversal del desarenador se determina la velocidad de arrastre de la partícula con la expresión de Shields (Luzuriaga, 2005):

$$v_a = 1.2 * \sqrt{(\rho_r - 1) * d}$$

Donde:

v_a : Velocidad de arrastre ($\frac{m}{s}$)

ρ_r : Densidad relativa del material a sedimentar. (Arenas:2.65)

d: Diámetro representativo de las partículas (m)

Si la velocidad que se presenta en el desarenador es mayor que la velocidad de arrastre quiere decir que las partículas no se depositan en la obra.

Velocidad de sedimentación de las partículas

$$v_s = \sqrt{\frac{4 * g * d * [(\rho)_r - 1]}{CD}}$$

Donde:

v_s : Velocidad de sedimentación ($\frac{m}{s}$)

CD: Coeficiente de arrastre

ρ_r : Densidad relativa del material

g: Gravedad ($\frac{m}{s^2}$)

- Coeficiente de arrastre

Depende del número de Reynolds dando condiciones para la aplicación:

$$RE = \frac{V_s * d}{\mu}$$

Donde:

RE: Número de Reynolds

V_s : Velocidad de sedimentación ($\frac{m}{s}$)

d: Diámetro de la partícula (mm)

μ : Viscosidad cinemática ($\frac{m^2}{s}$)

- Restricciones del coeficiente de arrastre:

$$RE < 1.$$

Según Stokes (1851) es aplicable para sedimentación de arena fina ($d < 0.01 \text{ cm}$), es más eficiente en régimen laminar.

$$CD = \frac{24}{RE}$$

$$1 \leq RE < 3200$$

Según Allen Hazen, sirve para arenas gruesas con régimen de transición.

$$CD = \frac{24}{RE} + \frac{3}{RE} + 0.34$$

$$RE < 3200$$

Según Newton se aplica en arenas gruesas con régimen turbulento

$$CD = 0.4$$

La teoría de la desarenación se basa en la composición de velocidades. Una partícula sólida situada a una altura h sobre el fondo, bajo la influencia de la fuerza de gravedad cae con una velocidad v_s , por consiguiente la longitud de la cámara es:

$$L = \frac{khV}{v_s}$$

Donde:

L: longitud de cámara de sedimentación (m)

k: Coeficiente que depende del flujo transversal (1.2-1.5)

h: Altura de flujo en el desarenador (m)

V: Velocidad de diseño (m/s)

v_s : Velocidad de sedimentación de las partículas (m/s)

El valor de diámetro máximo de partícula normalmente admitido para centrales hidroeléctricas es de 0.25 mm.

El valor de la constante es muy variable según la composición mineralógica de las arenas se toma el valor de 5 para sedimentos comunes y disminuyendo este valor a 1 o menos en presencia de abundancia de cuarzo u otro material altamente abrasivo.

Vertedero

Cuando el agua ha recorrido la cámara de sedimentación y ha depositado la mayor parte de sedimentos debe atravesar un vertedero para llegar a la conducción. El agua que circula por este debe tener una velocidad menos a 1 m/s, dando como resultados anchos grandes para el vertedero por lo que puede desarrollarse por medio de una sección curva, ubicado desde uno de los muros laterales hasta encontrarse con la compuerta de lavado.

Se considera un perfil hidrodinámico por lo que la carga sobre el vertedero es:

$$Q = MbH^{1.5}$$

Donde:

M: Coeficiente de carga (2.2)

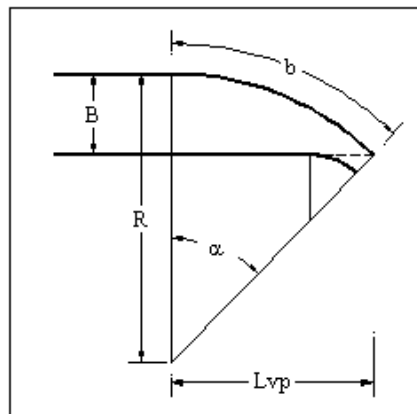
b: Ancho del vertedero (m)

H: Carga sobre el vertedero (m)

Si se toma en cuenta que el valor de M es de 2.2, por lo que se concluye que el valor máximo de H no debe sobrepasar los 25 cm garantizando que la velocidad sea de 1 m/s.

Para desarrollar el vertedero en una sección curva. (Figura 29)

Figura 29. Vertedero desarrollo en sección de curva.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Ancho del vertedero (m) es:

$$b = \frac{\alpha \pi R}{180}$$

De la geometría se obtiene:

$$\cos \alpha = \frac{R - B}{R}$$

Se obtiene α :

$$\frac{\alpha}{1 - \cos \alpha} = \frac{180b}{\pi B}$$

El radio (m) será:

$$R = \frac{180b}{\pi\alpha}$$

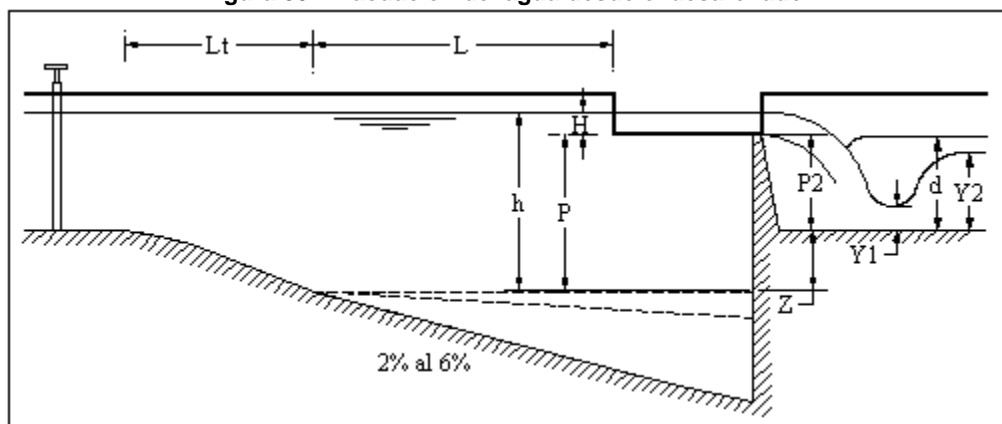
La proyección horizontal (m) de la curva que conforma el vertedero es:

$$Lvp = R \sin \alpha$$

De acuerdo a los criterios de diseño un valor de H en el vertedero produce que en el agua evacuada no se produzcan turbulencias, pero esto puede ocasionar que el vertedero tenga un ancho mayor a la sección transversal de la cámara.

Una vez que el agua ha pasado por sobre el vertedero, es depositada nuevamente en la conducción. Es importante determinar la manera en la cual se comporta el flujo en este punto con la finalidad de determinar el tipo de flujo que el agua va a tener en la conducción (Figura 30).

Figura 30. Evacuación del agua desde el desarenador.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Evacuación del agua desde el desarenador

Como primer paso se tiene que determinar el calado del agua (d) en el canal.

El alto del vertedero será mayor que el calado (d), para lo cual se emplea un 20% más de este valor:

$$P2 = \frac{\%d}{100} + d$$

Se aplica la ecuación de la energía antes y después del vertedero del desarenador:

$$P + H + \frac{V^2}{2g} = Z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

Donde la velocidad de aproximación es:

$$V = \frac{Q}{(P + H)B}$$

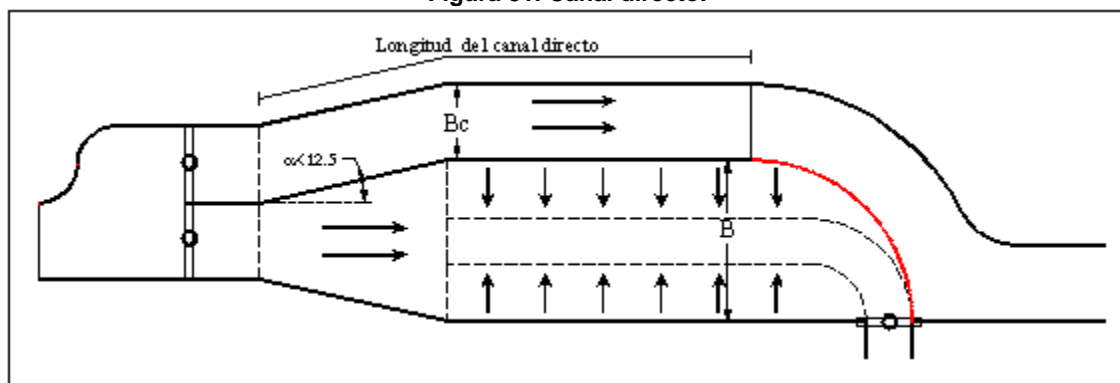
Y además la velocidad en el canal, donde se produce la contracción del flujo es:

$$V_1 = \frac{Q}{Y_1 B}$$

En donde, realizando las sustituciones, se despeja el valor de Y_1 . A continuación se determina el número de Froude y la altura conjugada Y_2 para saber si el resalto que se produce es sumergido. En caso de que esto no ocurriese, se tiene que variar el valor de P_2 o caso contrario realizar un cuenco de amortiguamiento. La finalidad es sumergir el resalto.

Una vez que se han modificado las dimensiones con la finalidad de obtener el resalto sumergido, se calcula el canal directo tal como se aprecia en la Figura 31. La pendiente para este canal generalmente oscila alrededor del 5‰.

Figura 31. Canal directo.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

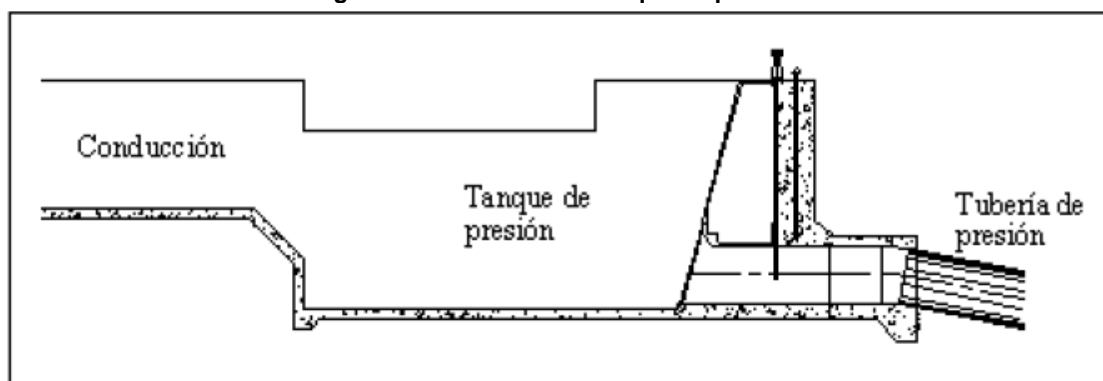
Tanque de presiones

La cámara de carga o tanque de presión es un depósito localizado al final del canal del cual arranca la tubería de presión. En algunos casos se utiliza como depósito final de regulación, aunque normalmente tiene solo capacidad para suministrar el volumen necesario para el arranque de la turbina no tenga intermitencias. Cuando la conducción entre la toma de agua y la cámara de carga se realiza en presión, ésta última será cerrada y tendrá además una chimenea de equilibrio, para amortiguar las variaciones de presión y protegerla de los golpes de ariete. Al diseñar la geometría de la cámara hay que evitar al máximo las pérdidas de carga y los remolinos que puedan producirse, tanto aguas arriba como en la propia cámara. Si la tubería de presión no está suficientemente sumergida, un flujo de este tipo puede provocar la formación de vórtices

que arrastren aire hasta la turbina, produciendo una fuerte vibración que bajaría el rendimiento de la mini central. La cámara de carga debe contar además con un aliviadero, ya que en caso de parada de la central el agua no turbinada se desagua hasta el río o arroyo más próximo. También es muy útil la instalación en la cámara de una reja con limpia-rejas y compuertas de desarenación y limpieza.

Obra hidráulica que realiza la transición de una conducción a flujo libre a una conducción por tubería a presión. Se debe ubicar lo más cerca posible de la central a fin de reducir la longitud de la tubería de presión. El caudal que pasa por la turbina debe ser regulado, esto ocasiona ondas de oscilación en la tubería y deben ser amortiguadas en la cámara de presión; estas ondas se denomina golpe de ariete con valores altos cuando se produce el arranque o parada de la turbina. La ubicación del tanque se muestra en la Figura 32.

Figura 32. Ubicación del tanque de presión.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

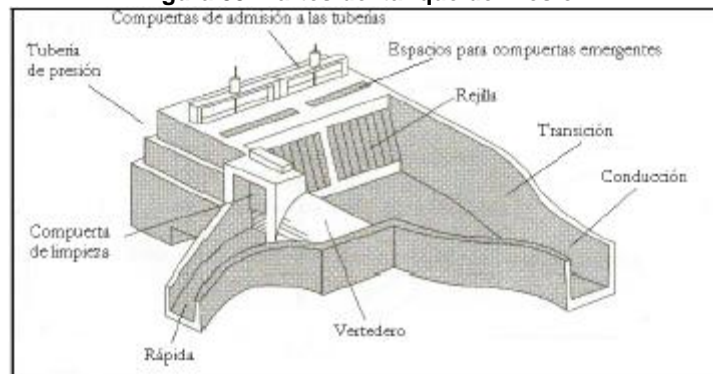
Partes del tanque de presión (Ortiz, 2011)

- Conducción: es la obra encargada de transportar el agua desde el desarenador hasta el tanque de presión. Es un canal abierto de cualquier forma.
- Transición: se obtiene el ancho necesario del tanque de presión garantizando una velocidad de agua adecuada y el buen funcionamiento del sistema: tanque de presión-tubería de presión-turbina revisar sección 0

Rejilla. - Evita que el material flotante o solido de arrastre ingrese a las tuberías de presión y pasen a las turbinas lo que ocasionaría mal funcionamiento o un desgaste prematuro de las mismas. Reduciendo la vida útil.

El tanque de presión debe poseer determinados elementos (Figura 33) para cumplir con su función.

Figura 33. Partes del tanque de Presión.



Fuente: (Luzuriaga, 2005)

Para iniciar con el diseño del tanque de presión Solokov (Luzuriaga, 2005) recomienda

Tabla 15. Separación de rejillas en tanque de presión.

Separación recomendada	Tipo de turbina
50mm-200mm	Hélice
32mm-100mm	Francis
20mm-65mm	Pelton

Fuente: (Luzuriaga, 2005)

- Volumen para el tanque de presiones. (Novillo, 1985)

$$V = \frac{0.693AV_o^2}{S_o * g}$$

Donde:

A: Área de la sección transversal en el canal de llegada (m²)

V_o: Velocidad media en el canal de llegada ($\frac{m}{s}$)

S_o : Pendiente del canal (%)

- Altura mínima para evitar vórtices

$$H_{min} = CV\sqrt{D}$$

Donde:

H mín: altura mínima de agua sobre el eje de la tubería (m)

C: constante que varía (0.3-0.4 o 0.5-0.7)

V: Velocidad media de la tubería de presión ($\frac{m}{s}$)

D: Diámetro de la tubería (m)

Se recomienda dejar una distancia a_1 (m) para evitar el ingreso de posibles sedimentos a la tubería. (Luzuriaga, 2005)

$$0.3 < a_1 \leq 0.5$$

El valor de a_2 (m), se considera igual al diámetro de la tubería depresión.

$$a_2 = D$$

Altura para evitar la entrada de aire.

$$0.5D \leq a_3 \leq 1.5D$$

Para el efecto del golpe de ariete se debe dejar un nivel mínimo de:

$$a_{4min} = 0.30$$

Ancho de la cámara, no debe ser menor al ancho (m) de la conducción de llegada el peor de los casos deben ser iguales, se debe garantizar que la velocidad (m/s) en el tanque de carga este entre:

$$b_2 \geq b_1$$

$$0.6 < V_2 < 1.0$$

Se impone un valor para la velocidad media V_2 del flujo en el tanque de carga. El ancho del tanque se determina de la siguiente manera:

$$b_2 = \frac{Q}{V_2 h_2}$$

Impuesto: h_2

$$h_2 > a_1 + a_2 + a_3$$

Altura de agua en el tanque para que permita el arranque:

$$h_{2d} = \frac{Q}{7b_2 * \sqrt{h_2}}$$

- Longitud de la Cámara (Luzuriaga, 2005):

$$L_2 = 0.304 * \frac{QL * \sqrt{h_2}}{H_B * D^2}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño (m^3/s)

L: Longitud de la tubería ((m)

H_B : Altura total de la central hidroeléctrica (m)

D: Diámetro de la tubería (m)

h_2 : valor impuesto (m)

Tubería de presión

Es la tubería que se encarga de llevar el agua desde la cámara de carga hasta la turbina. Debe estar preparada para soportar la presión que produce la columna de agua, además de la sobrepresión que provoca el golpe de ariete en caso de parada brusca de la mini central.

Dependiendo de la topografía del terreno y de los factores medioambientales, la colocación de la tubería de presión será enterrada o aérea. En este último caso, será necesario sujetar la tubería mediante apoyos, además de los anclajes necesarios en cada cambio de dirección de ésta y la instalación de juntas de dilatación que compensen los esfuerzos originados por los cambios de temperatura.

En la opción de tubería enterrada, se suele disponer de una cama de arena en el fondo de la zanja sobre la que apoya la tubería, y se instalan anclajes de hormigón en los cambios de dirección de la tubería.

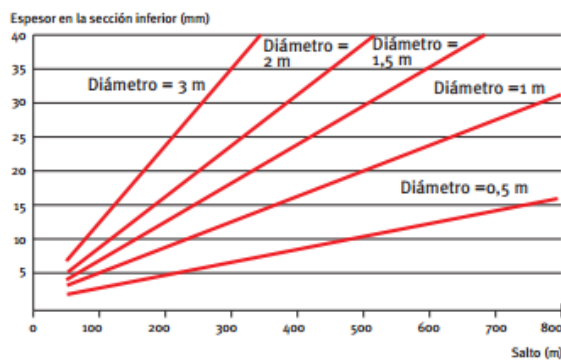
- Los materiales más utilizados para la construcción de este tipo de tuberías son el acero, la fundición, el fibrocemento y el plástico reforzado con fibra de vidrio, en función del desnivel existente.
- El espesor de la tubería a presión suele ser como mínimo de unos 6 mm, esta medida se calcula en función del tipo de salto y el diámetro.

Diámetro

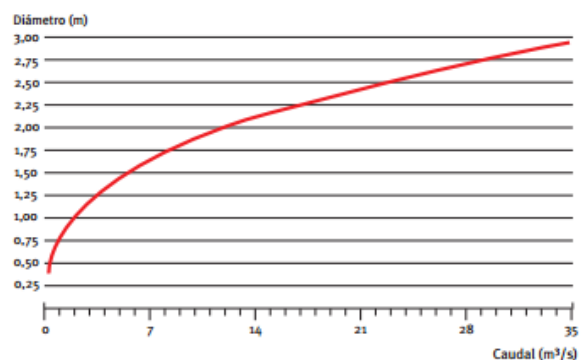
El diámetro suele ir en función del caudal, como se puede ver en la Figura 34.

Figura 34. Diámetro de la tubería en función de salto o de caudal.

Espesor de la tubería forzada en la sección inferior en función del salto y el diámetro



Diámetro de la tubería en función del caudal



Fuente: (Castro, 2006)

El diámetro para las tuberías a nivel de prefactibilidad se puede terminar con lo siguiente:

Según Bondschú (Luzuriaga, 2005):

$$D = 1.27 \frac{Q^{0.4268}}{(H_B + h_s)^{0.1423}}$$

$$D = 0.71 \frac{P_{max}^{0.43}}{(H_B + h_s)^{0.65}}$$

$$D = 1.13 \sqrt{\frac{Q}{V}}$$

Donde:

D: Diámetro de la tubería a presión (m)

Q: Caudal de diseño en ($\frac{m^3}{s}$)

H_B : Caída bruta (m)

P_{max} : Potencia eléctrica (Kw)

h_s : Sobrepresión por el golpe de ariete (m)

V: Velocidad del agua ($\frac{m}{s}$)

A nivel de prefactibilidad la sobrepresión equivale a 30% de la caída bruta, con esto se simula el golpe de ariete en la tubería.

Espesor

El espesor de la tubería está en función del golpe de ariete, conforme se incrementa la presión es necesario incrementar el espesor o disminuir el diámetro.

Para el espesor de la tubería se ha utilizado la siguiente expresión (Luzuriaga, 2005):

$$e = \frac{12.5 * H_B * D}{2\delta} + e_s$$

Donde:

H_B : Caída bruta (m)

D : Diámetro de la tubería a presión (m)

δ : Tensión de tracción del material ($\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$)

e_s : Espesor adicional (3mm)

El acero posee un esfuerzo de trabajo $\delta=1200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$, e_s se considera de acuerdo al valor del diámetro.

- Volumen de acero por metro lineal

$$vol = \pi * (e * D)$$

- Volumen total de acero

$$Vol_{total} = vol * L$$

- Peso de la tubería

$$peso = p_{esp} * Vol_{total}$$

Sistemas de apoyo

La tubería de presión a cielo abierto se adapta a las condiciones del terreno con la pendiente respectiva, estas son soportadas por unas estructuras de hormigón llamadas apoyos, son bloques de concreto que admiten pequeños deslizamientos del tubo en dirección longitudinal. El perfil de la tubería permite visualizar con mayor facilidad donde se ubican apoyos y anclajes.

Bloques de apoyo

Se utilizan para sostener adecuadamente la tubería de presión. Deben ser dimensionadas de forma que sean de bajo costo y fácil construcción. Están compuestos por una estructura de hormigón que facilita el deslizamiento por dilatación o contracción. El número de apoyos se basa en un criterio técnico-económico determinado por el espesor de la tubería.

Bloques de anclaje

Su función es impedir el movimiento de la tubería, son bloques macizos que cubren totalmente la tubería embebida en el anclaje. En lugares donde se requiera variar la pendiente de la tubería se coloca un codo sujeto a un anclaje, que absorben los esfuerzos (Luzuriaga, 2005), los anclajes se pueden clasificar en:

- Anclaje por variación de pendiente longitudinal.
- Anclaje por variación dependiente longitudinal y transversal.
- Anclaje para variar pendiente transversal.

El dimensionamiento de los apoyos se realiza por medio de (Ortiz, 2011):

$$E_{min} = 0.25D$$

$$C = B = 1.5D$$

$$A = 1.2D$$

Donde:

E_{min} : Altura mínima para facilitar escurrimiento de aguas lluvia (m)

C y B: Sección de base (m)

A: Altura que depende del tipo de suelo (m)

D: Diámetro de la tubería (m)

La longitud entre apoyos se calcula (Ortiz, 2011):

$$P = 785.4D^2 + 24662e(D + e)$$

$$L_s = 182.61 \sqrt[3]{\frac{(D + 2e)^4 - D^4}{P}}$$

Donde:

L_s : Longitud entre apoyos (m)

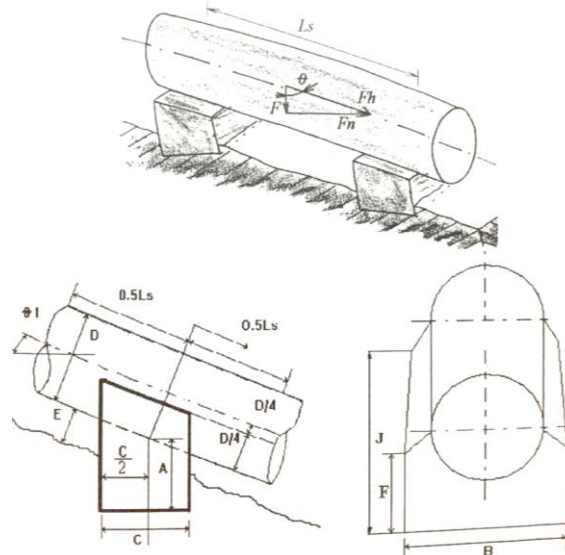
D : Diámetro de la tubería (m)

e : Espesor de la tubería (m)

P : Presión del agua y tubería ($\frac{\text{kgf}}{\text{m}}$)

Estos elementos brindan seguridad y reducen costos de mantenimiento. En la Figura 35 se indica la configuración de los sistemas de apoyo.

Figura 35. Dimensiones de un apoyo y anclaje.



Fuente: (Ortiz, 2011)

Casa de Máquinas

Es una estructura donde se encuentran emplazado los equipos electromecánicos para la generación de energía. Esta debe ser ubicada correctamente para que tenga un adecuado funcionamiento y considera estos parámetros:

- Se debe ubicar en zonas donde el terreno sea estable, considerando la cimentación de la estructura y la estabilidad de los taludes donde se ubica la tubería.
- La casa de máquinas se colocará cerca del afluente con la finalidad de devolver el agua turbina al cauce.

- Se debe ubicar en una cota superior a la cota de crecida del afluente, ya que puede depositar una cantidad de sedimentos en el canal de desagüe o afectar la estructura de la casa de máquinas
- Debe disponer facilidad de acceso.
- Considerar impacto ambiental.

El dimensionamiento estimando para la casa de máquinas, se puede determinar dependiendo del tamaño de la turbina de eje horizontal con las siguientes expresiones (Figura 36):

$$P = 0.81 + 5.67D$$

$$Q = 2.06D$$

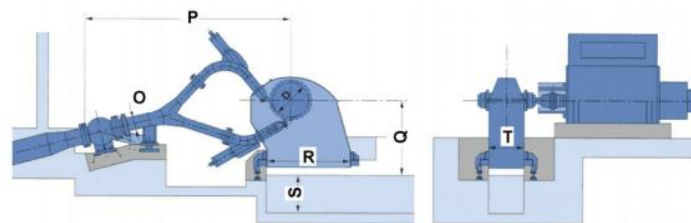
$$S = -0.47 + 3.02D$$

$$R = 0.27 + 2.28D$$

Donde:

D: Diámetro de la tubería (m)

Figura 36. Dimensión de turbinas Pelton de 2 inyectores.



Fuente: Ábacos (Máquinas Hidráulicas)

Elementos electromecánicos

La tecnología desarrollada hasta ahora en el área de la energía hidroeléctrica es muy avanzada, ya que se han aplicado los avances logrados en los últimos 150 años. Las turbinas y el resto de equipos de una central presentan actualmente una alta eficiencia, cubriendo toda la gama de caudales desde 0,1 a 500 m³/s, pudiendo utilizarse hasta 1.800 m de salto neto con rendimientos buenos mecánicos. Los equipos asociados, como reguladores de velocidad, son de tecnología electrónica, lo que permite alcanzar una gran precisión en la regulación y el acoplamiento de grupos, y el control y regulación de las turbinas se gestiona por autómatas de última generación (Castro, 2006).

Turbinas hidráulicas

La turbina hidráulica es el elemento clave de la mini central. Aprovecha la energía cinética y potencial que contiene el agua, transformándola en un movimiento de rotación, que transferido mediante un eje al generador produce energía eléctrica. Las turbinas hidráulicas se clasifican en dos grupos: turbinas de acción y turbinas de reacción. En una turbina de acción la presión del agua se convierte primero en energía cinética. En una turbina de reacción la presión del agua actúa como una fuerza sobre la superficie de los álabes y decrece a medida que avanza hacia la salida. (Castro, 2006)

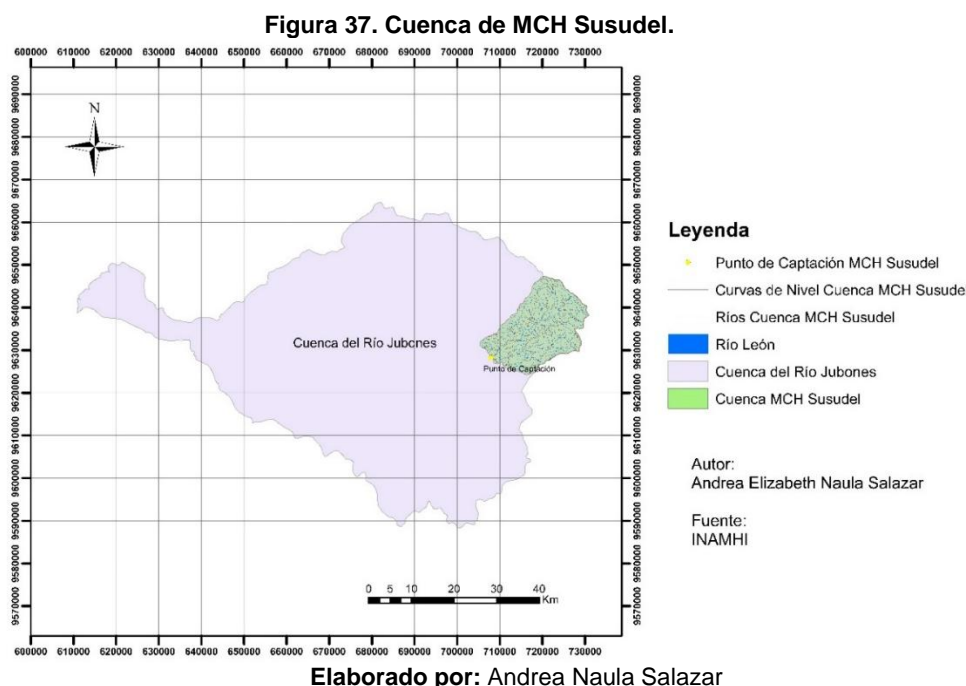
Turbinas de acción

Son aquellas que aprovechan únicamente la velocidad del flujo de agua para hacerlas girar. El tipo más utilizado es la denominada turbina Pelton, aunque existen otros como la Turgo con inyección lateral y la turbina de doble impulsión o de flujo cruzado, también conocida por turbina Ossberger o Banki-Michell. (Castro, 2006)

3.2.7 Resultados

3.2.7.1 Análisis Hidrológico

Para realizar el análisis hidrológico se procede inicialmente con el trazado de la cuenca mediante el software ArcGis 10.2.2, con la topografía disponible (curvas de nivel y ríos) se obtiene la forma que toma la cuenca para la mini central hidroeléctrica. Ver Figura 37



De la misma se obtuvo las propiedades morfométricas que se presentan en la Tabla 16

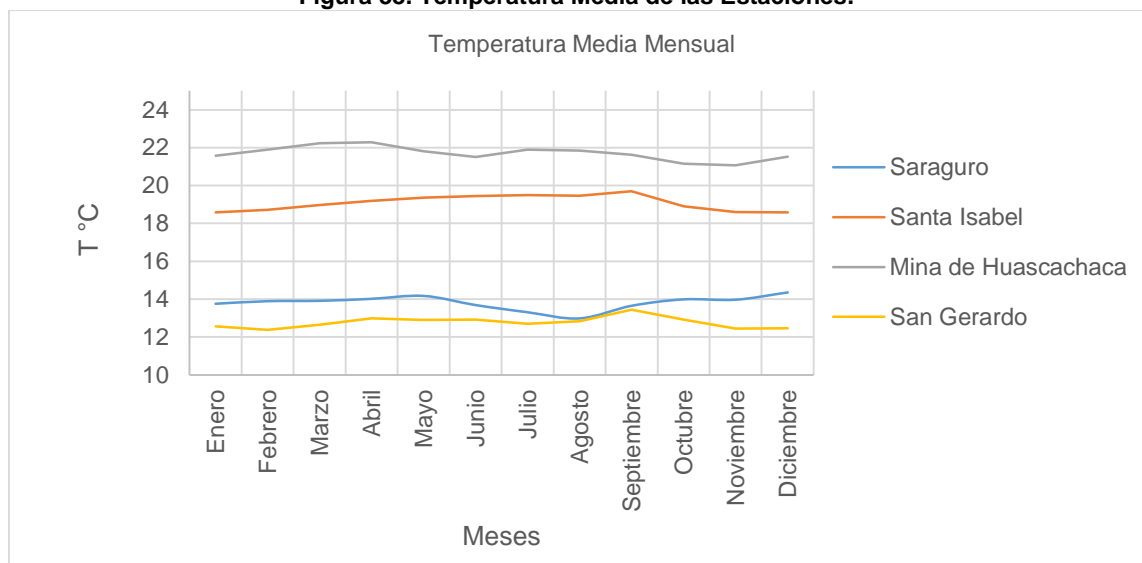
Tabla 16. Propiedades geomorfológicas de cuenca de MCH.

Propiedades Geomorfológicas	
Área de la Cuenca (km ²)	327.6
Perímetro de la Cuenca (km)	80.8
Longitud de Cauce Principal (Km)	38.76
Cota Superior (msnm)	3800
Cota Inferior (msnm)	2257
Desnivel H (m)	1543
Pendiente Promedio del Cauce (m/m)	0.039

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Análisis de temperaturas y precipitaciones

Las estaciones con las que se realiza este análisis están ubicadas sobre la cuenca del río Jubones encontrándose disponibles 4 de ellas con valores de medios mensuales. Se determina la temperatura media de la cuenca de estudio (Figura 38), y la temperatura media del proyecto por medio de los registros históricos como se muestra en la Tabla 17.

Figura 38. Temperatura Media de las Estaciones.

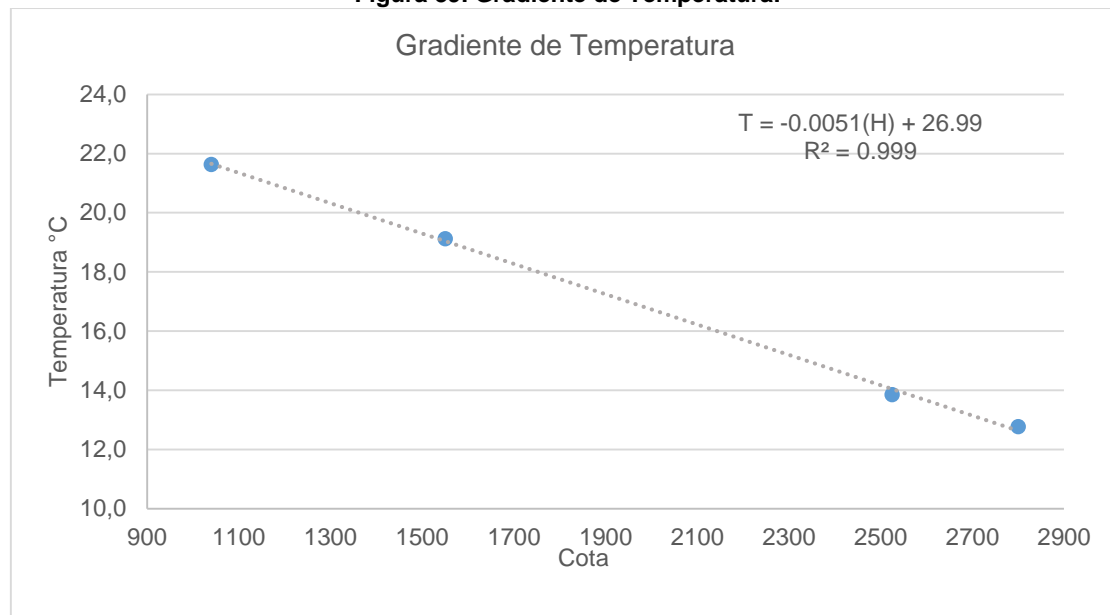
Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Tabla 17. Temperatura media en punto de estaciones.

Estación	Cota (msnm)	Temperatura Media °C
San Gerardo	2800	12.8
Saraguro	2525	13.8
Santa Isabel	1550	19.1
Minas De Huaschachaca	1040	21.6

Elaborador por: Andrea Naula Salazar

Se grafica la curva de ajuste de temperatura, el análisis se hace con la cota y la temperatura media antes calculada, se adicionó la estación de San Gerardo cercana a la zona de estudio ya que se encuentra a mayor altitud con la cual se aumenta el área de cobertura garantizando que la cuenca de la mini central hidroeléctrica quede dentro del análisis, se extrapola los datos para determinar la cota media de la cuenca del proyecto (Figura 39). Las interpretaciones de los resultados obtenidos se deben tomar con mucha cautela y son solo informativas ya que solo se realiza el análisis de 4 estaciones y esta cantidad está por debajo de las recomendaciones mundiales para registro de información climática. (Ver Anexo 1).

Figura 39. Gradiente de Temperatura.

Se observa en la Figura 39, que la temperatura media se incrementa de acuerdo a como descende la altura. La temperatura media de la cuenca es 12.5°C y la temperatura que presenta el sitio de captación con una altura de 2257 m.s.n.m. es de 15.3°C.

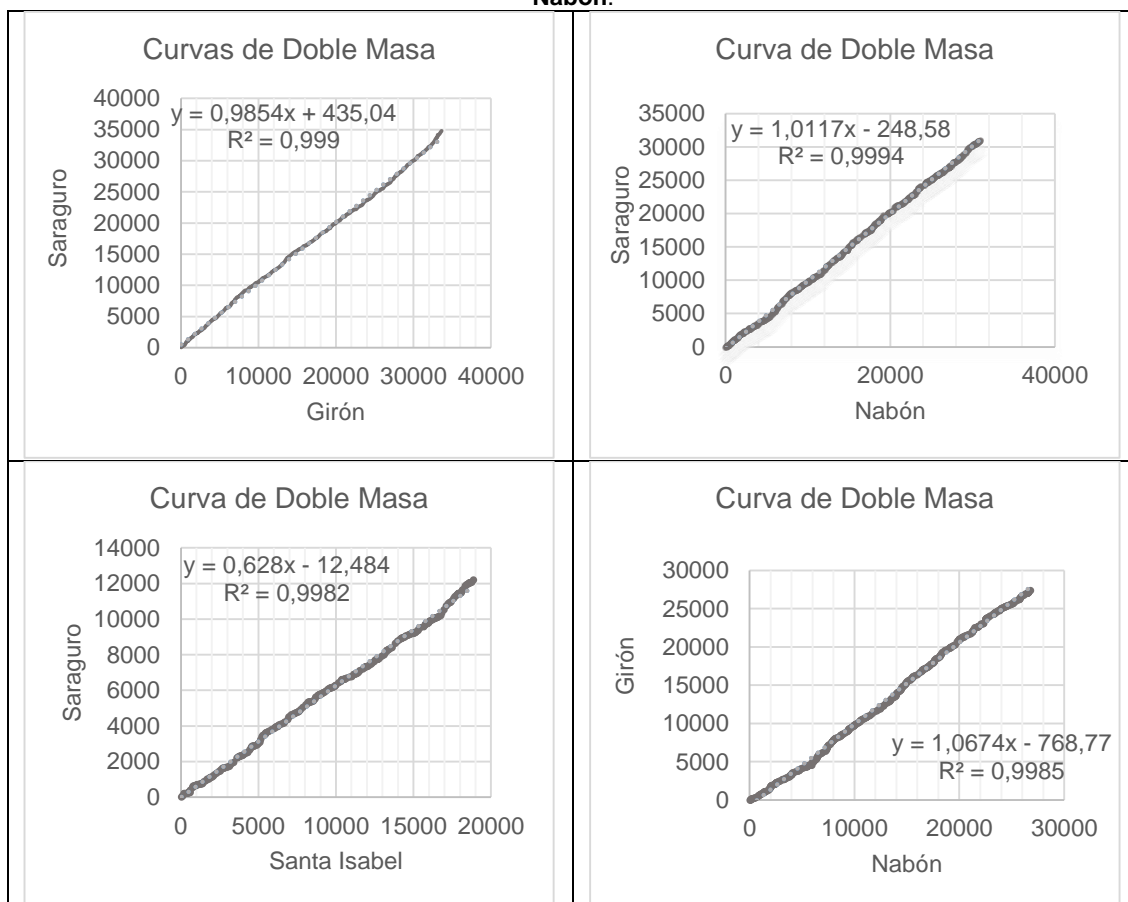
Condiciones ambientales

El tipo de clima para la zona de estudio en el sitio de captación es subtrópico (Uno o más meses con temperaturas medias corregidas al nivel del mar 18°C pero todos los meses 5 °C) determinado por la Tabla 6. Con característica modernamente fresco 15 - 20°C.

Curvas de doble masa

La correlación entre las estaciones con información de precipitación se muestra en la Figura 40.

Figura 40. Curva de Doble Masa Saraguro-Girón, Saraguro-Nabón, Saraguro-Santa Isabel, Girón-Nabón.



Elaborador por: Andrea Naula Salazar

Las curvas de doble masa entre la estación presentadas se observa que la correlación es $R^2=0.999$, lo que significa que presenta una buena correlación entre cada una de las estaciones.

Relleno de datos

Luego de realizar el análisis de las curvas de doble masa y los coeficientes determinados están en el rango de aceptables en cuanto a confiabilidad y validez de información se procede al relleno de información para datos mensuales para obtener una mejor consistencia de los datos. Toda la información disponible y rellenada de precipitaciones se puede encontrar en el Anexo 4.

Precipitaciones Máximas

El análisis de precipitaciones máximas en 24 horas, donde se utilizó 10 estaciones con registros y cuya información se indica en el Anexo 5. Como primer paso se realiza una prueba de bondad de ajuste con los datos por medio de:

Diagrama de Caja

Se ingresaron los datos obtenidos de los anuarios meteorológicos del INAMHI para 10 estaciones a excepción de la estación de Pedernales ya que no se dispone de datos de precipitaciones máximas en 24 horas. Analizado en una calculadora estadística se obtuvo la Tabla 18. (Alcula, 2014):

Los datos que se encuentren fuera del diagrama de caja son datos atípicos a la muestra por lo que están sobre estimando la medición e indicada en el Anexo 2 donde se presentan las estaciones con la respectiva prueba de diagrama caja.

Se presenta en la Tabla 18 los datos atípicos, el número de pruebas que se realizaron para obtener la muestra definitiva y los datos finalmente procesados. Hay estaciones que no presentan datos atípicos por lo que se utilizó toda la muestra inicial.

Tabla 18. Evaluación de Diagrama de Caja (D.C).

Estación	Código	Datos Atípicos	Número de Prueba de D.C.	Datos para Evaluación de Precipitaciones
Girón	M0419	89.6 - 88.6 -83.5 - 80.6	2	45
Hacienda Sta. Lucía	M0422	-	1	40
Jima	M0669	-	1	13
Nabón	M0420	104.8 - 89 - 60.8	2	20
Oña	M0421	-	1	22
Portete	M1132	-	1	17
San Fernando	M0666	72 - 65.3 - 62.4	3	10
Santa Isabel	M0032	-	1	21
Saraguro	M0142	-	1	20

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Control de Calidad de datos

Se aplicó el Test de Kolmogorov-Smirnov, del procesamiento de datos se obtiene la validez de las distribuciones analizadas, una muestra se observa en la Tabla 19 para la estación de Saraguro, caso similar ocurre para las demás estaciones (Santa Isabel, Saraguro, Girón. Nabón, Hda. Santa Lucía, Minas de Huasachaca, Oña, Pedernales, San Fernando, Gima, Portete) comprobando que las distribuciones con lo que se desarrolló el test de bondad de ajuste son aceptables (Ver Anexo 3).

Tabla 19. Test de Kolmogorov – Smirnov. Estación de Saraguro.

Tablas de Kolmogorov-Smirnov								
n	α					Dt < D	Gumbel	Acepta
	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01			
18	0.244	0.279	0.309	0.346	0.371	D máx	Normal	Acepta

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Los datos que se utilizaran para la evaluación de las precipitaciones son los mostrados en la Tabla 9 después de los análisis de control de los mismos.

Precipitaciones máximas de diseño

Se consideró los datos de las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones meteorológicas del Anexo 5. Se realiza el análisis estadístico para calcular los períodos de retorno.

Aplicado la distribución de Gumbel (Anexo 3) para las precipitaciones de las diferentes estaciones. Los períodos de retorno que se consideran son 25 y 100 años, para determinar los valores de los caudales para las obras hidráulicas. Ver Tabla 20.

Tabla 20. Distribución de Gumbel y Período de Retorno de cada Estación.

Estación	Media	Desviación Estándar	α =Parámetro de Escala	μ =Parámetro de Ubicación	Tr (años)	P (mm)
Girón	39.76	10.76	8.39	34.92	25	61.76
					100	73.53
Hacienda Sta. Lucía	30.07	9.17	7.15	25.94	25	48.82
					100	58.84
Gima	32.04	10.93	8.52	27.12	25	54.38
					100	66.33
Nabón	28.73	8.50	6.63	24.90	25	46.11
					100	55.40
Oña	27.21	9.37	7.30	22.99	25	46.35
					100	56.58
Portete	47.24	11.58	9.03	42.03	25	70.90
					100	83.55
San Fernando	47.37	3.55	2.77	45.77	25	54.63
					100	58.51
Santa Isabel	29.81	8.55	6.67	25.96	25	47.29
					100	56.64
Saraguro	35.88	9.26	7.22	31.71	25	54.80
					100	64.91

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Precipitación media de la Cuenca

Para determinar la precipitación de la cuenca se utilizó el método de las isoyetas debido a la precisión que presenta con respecto a otros métodos (polígonos de Thiessen y media aritmética).

Para determinar una isolínea es necesario contar con los datos de las estaciones pluviométricas georreferenciadas y con la proyección definida. Los datos de las estaciones meteorológicas (INAMHI, Servicio Meteorológico, 2015). El programa especializado en Sistemas de Información Geográfica utiliza diferentes métodos para el

procesamiento de la información mediante la interpolación de datos de las precipitaciones como IDW.

La información utilizada para elaborar los mapas de isoyetas es la siguiente:

- La distribución de Gumbel que se ajusta para determinar los períodos de retorno de 25 y 100 años.
- La información de las estaciones meteorológicas.

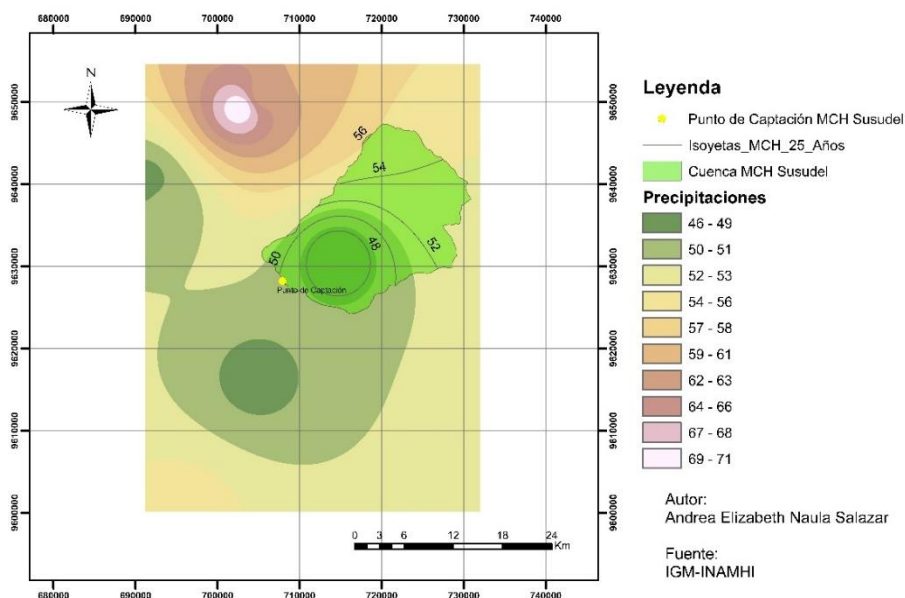
A continuación se presenta la Tabla 21 y el mapa de isoyetas para un período de retorno de 25 años. Como muestra la Figura 41, el valor de las precipitaciones va aumentando conforme aumenta la altitud. La precipitación máxima 24h promedio de 25 años del punto de captación es 55 milímetros.

Tabla 21. Estaciones meteorológicas. Isoyetas Tr= 25 años.

FID	FID	Codigo	Tipo	Nombre	msnm	x	y	Longitud	latitud	mm_anuales
0	1	M0032	AUTOMATICA CLIMATOLOGICA PRINCIPAL	SANTA ISABEL	1450	69124	964051	-79.276667	-3.2475	47.29
1	2	M0142	CLIMATOLOGICA ORDINARIA	SARAGURO	2525	69592	960020	-79.233889	-3.611944	54.8
2	3	M0419	PLUVIOMETRICA	GIRON	2130	70540	965084	-79.149444	-3.153889	61.76
3	4	M0420	PLUVIOMETRICA	NABON	2750	71463	963092	-79.066111	-3.333889	46.11
4	5	M0422	PLUVIOMETRICA	HDA. STA. LUCIA	1310	69340	963778	-79.257222	-3.272222	48.82
5	9	M0421	PLUVIOMETRICA	OÑA	2320	70481	961650	-79.154167	-3.464444	47.32
6	11	M0666	PLUVIOMETRICA	SAN FERNANDO	1750	70274	964925	-79.173333	-3.168333	70.57
7	12	M0669	PLUVIOMETRICA	JIMA	2770	72735	964650	-78.951944	-3.192778	54.38
8	13	M1132	PLUVIOMETRICA	PORTETE	2635	71273	965464	-79.083611	-3.119444	58.64

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Figura 41. Isoyetas para período de retorno de 25 años.



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

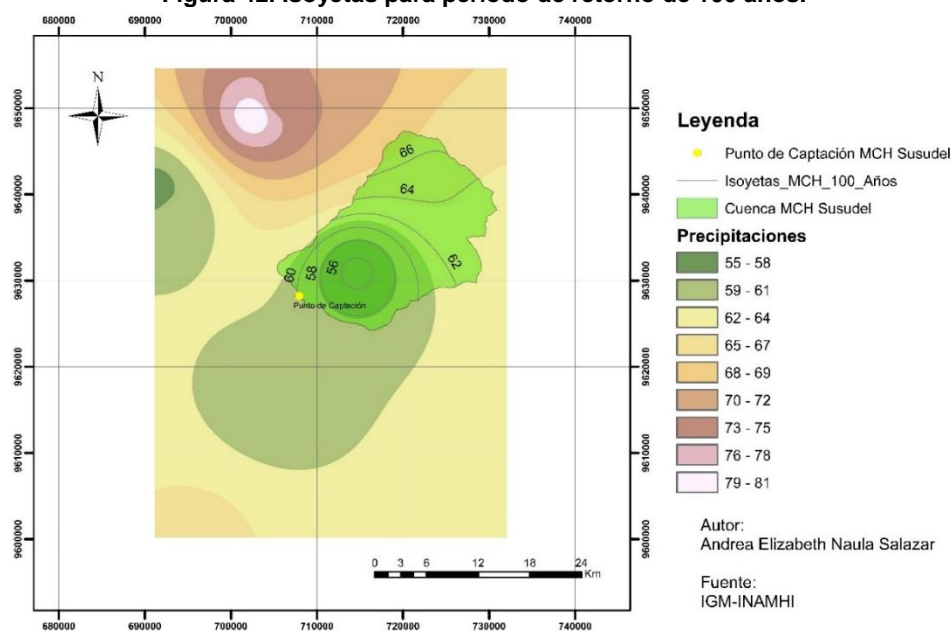
Se presenta la Tabla 22 y el mapa de isoyetas para un período de retorno de 100 años. Como muestra la Figura 42 el valor de las precipitaciones va aumentando conforme aumenta la altitud y presenta una precipitación máxima 24h de 60 milímetros para la cuenca en el punto de captación.

Tabla 22. Estaciones meteorológicas. Isoyetas Tr= 100 años.

FID	FID_	Codigo	Tipo	Nombre	msnm	x	y	Longitud	latitud	mm anuales
0	1	M0032	AUTOMATICA, CLIMATOLOGICA PRINCIPAL	SANTA ISABEL	1450	69124	964051	-79.276667	-3.2475	56.64
1	2	M0142	CLIMATOLOGICA ORDINARIA	SARAGURO	2525	69592	960020	-79.233889	-3.611944	64.81
2	3	M0419	PLUVIOMETRICA	GIRON	2130	70540	965084	-79.149444	-3.153889	73.53
3	4	M0420	PLUVIOMETRICA	NABON	2750	71463	963092	-79.066111	-3.333889	55.4
4	5	M0422	PLUVIOMETRICA	HDA. STA. LUCIA	1310	69340	963778	-79.257222	-3.272222	58.84
5	7	M0421	PLUVIOMETRICA	ONA	2320	70481	961650	-79.154167	-3.464444	58.56
6	8	M0666	PLUVIOMETRICA	SAN FERNANDO	1750	70274	964925	-79.173333	-3.168333	80.61
7	9	M0669	PLUVIOMETRICA	GIMA	2770	72735	964650	-78.951944	-3.192778	66.33
8	10	M1132	PLUVIOMETRICA	PORTETE	2635	71273	965464	-79.083611	-3.119444	71.6

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Figura 42. Isoyetas para período de retorno de 100 años.



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Método SCS

En la aplicación del método SCS, se utilizó el modelo hidrológico HEC-HMS en el cual se calcula caudales de crecida en determinado tiempo de retorno (25 y 100 años), ya que el método presenta mayor exactitud en los cálculos. Por lo que se necesita los siguientes parámetros:

Las propiedades morfométricas de la cuenca de la MCH se muestran en la Tabla 8.

Uso y cobertura de Suelo

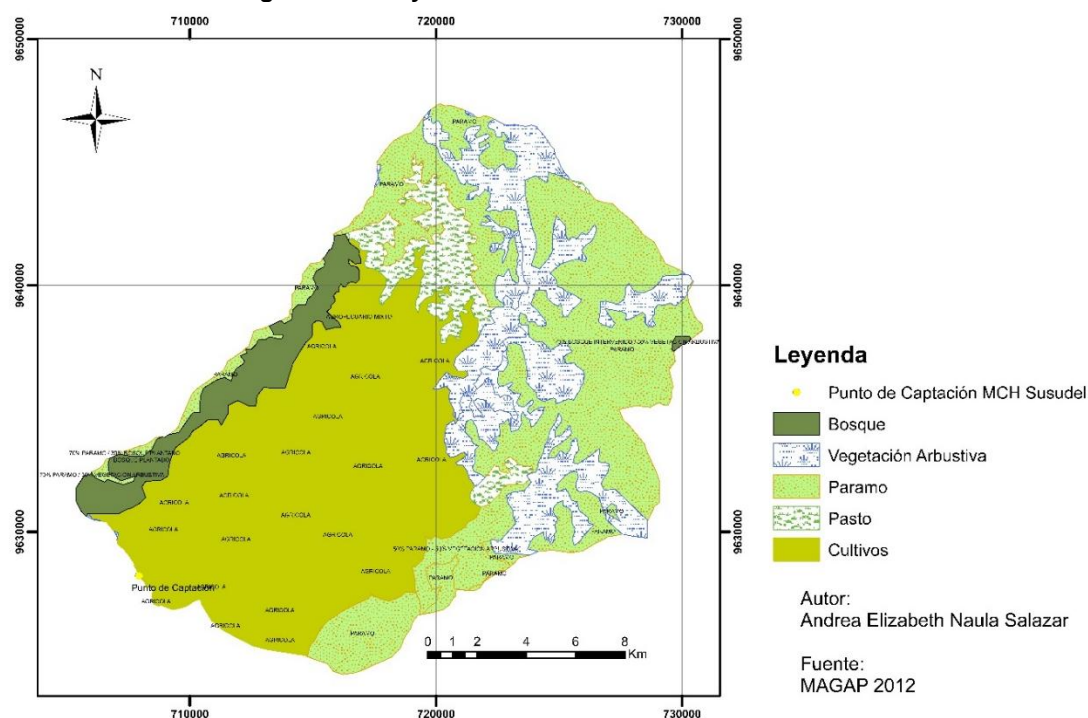
Mediante el uso de ArcGIS 10.2.2, se obtuvo el uso y cobertura de suelo de la cuenca para la MCH Susudel. En la cual se estimó el porcentaje de cada uno de los usos (Tabla 23) La distribución espacial del uso y cobertura de suelo se presenta en la Figura 43.

Tabla 23. Uso y cobertura de suelo.

Descripción	Área (Km)	% de Cobertura
Bosque	19.8	6
Cultivos	137.0	42
Pasto	18.2	6
Paramo	99.8	31
Vegetación Arbustiva	50.0	15

Elaborador por: Andrea Naula Salazar

Figura 43. Uso y cobertura de suelo de MCH Susudel.



Elaborador por: Andrea Naula Salazar

Fuente: MAGAP 2012

Número de curva

El tipo de suelo que presenta el lugar es texturas medias, con un grupo hidrológico tipo B. Se asumen estas condiciones debido a que el proyecto se encuentra ubicada en una zona montañosa, en la cual se presentan una caracterización de las condiciones climáticas medias. Se asume condiciones moderadas debido a que se desconoce la información de la cuenca en estudio.

La condición de humedad antecedente se asume que es una zona montañosa por lo que presenta un suelo humedecido, queda determinado que para la zona de estudio la condición de humedad antecedente (AMC) es de tipo II (Ver Tabla 10).

El número de curva determinado por medio de ponderación se representa en la Tabla 24 cuyo resultado es 72.

Tabla 24. Número de Curva para la Cuenca.

Número de Curva			
	% de Cobertura	N° Curva	Ponderada
Bosque Natural	0.06	60	3.66
Cultivos	0.42	78	32.90
Pasto	0.06	69	3.86
Vegetación Arbustiva	0.15	66	10.16
Paramo	0.31	69	21.21
CN(II)			72

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Por lo tanto, las abstracciones iniciales se obtienen de la siguiente manera:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) = 90.36 \quad (mm)$$

$$Ia = 0.2 * S = 18.07$$

Tiempo de Concentración

En la Tabla 25 se presenta los valores de tiempo de concentración según las ecuaciones mencionadas.

Tabla 25. Tiempo de Concentración.

Tiempo de Concentración		
Tc (min)	California	222
	Giandotti	251
	Kirpich	231

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Dando como resultado un tiempo de concentración promedio de 235 minutos (asumido 4 horas).

Tiempo de retardo (Tr)

El tiempo de retardo definido como el tiempo entre el centro de gravedad de la precipitación y el caudal punta es:

$$Tr = 138.73 \text{ min}$$

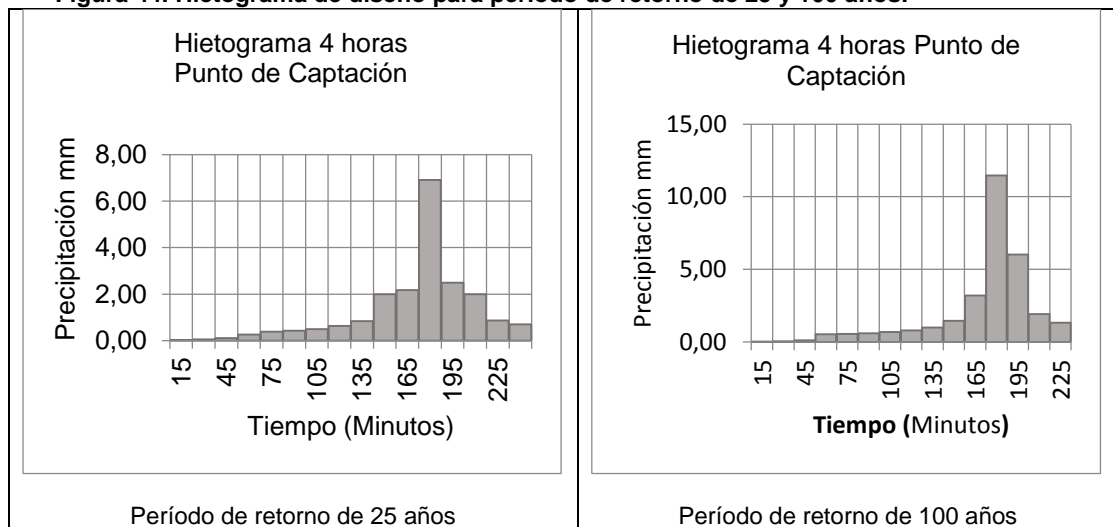
3.2.7.2 Precipitaciones de diseño

Para determinar los histogramas de diseño se parte de una recopilación de información de las curvas IDF de la estación de Portete (Urgilés, 2015), se construye los histogramas a partir de:

- Se considera un tiempo de concentración promedio de 235 minutos (4 horas) con un intervalo de discretización para los hietogramas de 15 minutos.
- Se determina un coeficiente para las 4 horas de precipitación a partir de la precipitación de 24 horas en la estación de Portete.
- Determinar el porcentaje para las 4 horas de precipitación a partir de las 24 horas en el punto de captación o precipitación media del período de retorno respectivo en el caso de $T_r = 25$ años la precipitación media es igual a 60 mm (Figura 41) y $T_r = 100$ años la precipitación media es igual a 65 mm (Figura 42).

En la Figura 44, se presenta los hietogramas de diseño de la cuenca para el proyecto hidroeléctrico Susudel.

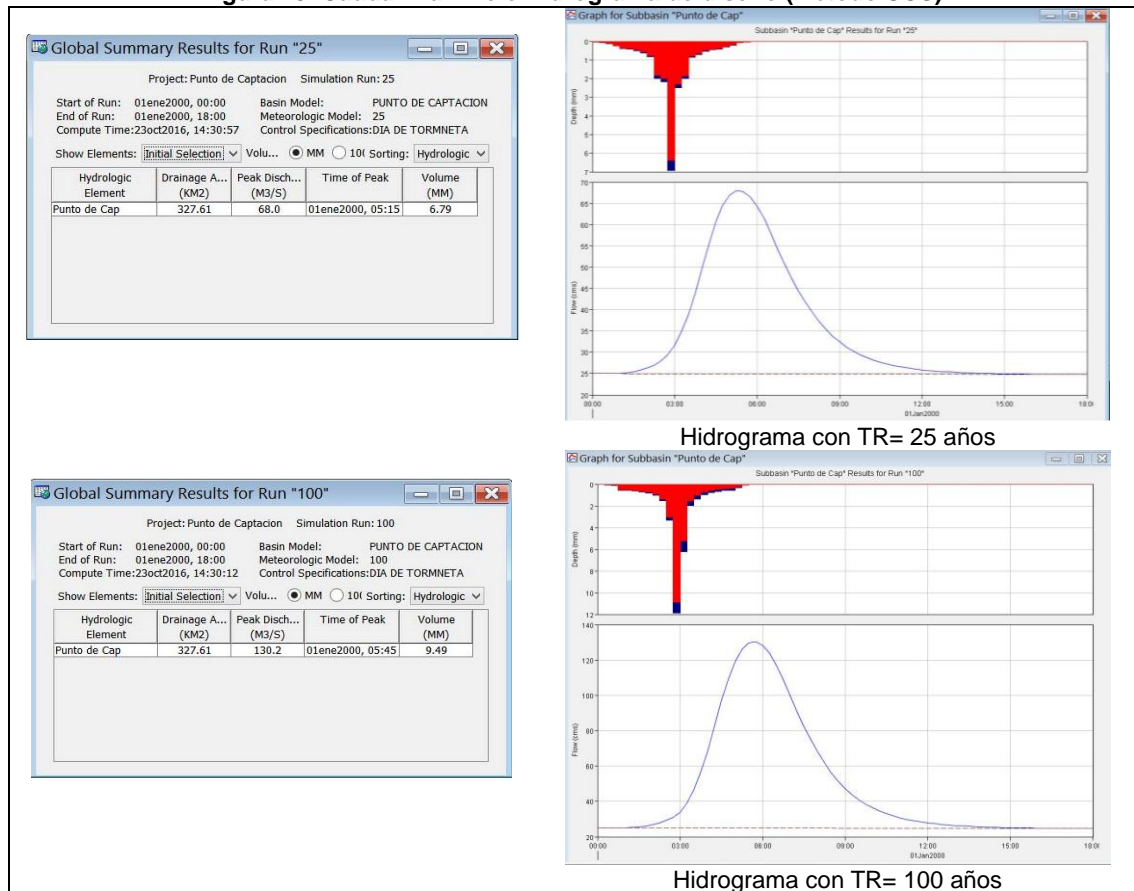
Figura 44. Hietograma de diseño para periodo de retorno de 25 y 100 años.



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Con los datos obtenidos con anterioridad se ingresan los valores en el modelo hidrológico HEC-HMS, a partir del cual se determinan los siguientes resultados. (Figura 45)

Figura 45. Caudal máximo e Hidrograma de diseño (Método SCS).



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

El caudal para el Tr de 25 años es de 68 m³/s y para un Tr de 100 años es igual a 130 m³/s.

3.2.7.3 Análisis Caudales medios: Información Disponible

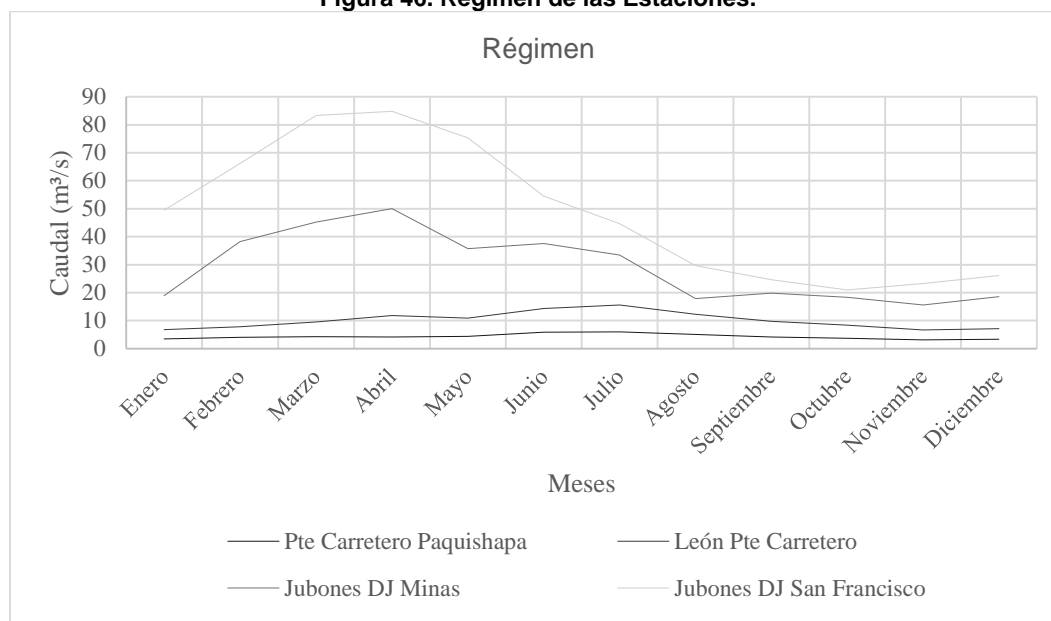
De la recopilación de información de las estaciones disponibles se determinaron los caudales medios mensuales, Para el análisis de la gráfica del régimen se determina la media mensual de todas las estaciones que fueron analizadas (Tabla 26). En la Figura 46, se muestran los histogramas para todas las estaciones, las mismas que presentan un régimen tipo costa, cuyo periodo invernal se presentan en los primeros meses del año de enero hasta mayo.

Tabla 26. Promedio Mensual de Caudales Diarios.

Código	Estación	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
H526	Pte. Carretero Paquishapa	3.5	4.0	4.3	4.2	4.4	5.9	6.0	5.0	4.2	3.7	3.1	3.4
H527	León en Pte. Carretero	6.8	7.8	9.5	11.9	10.9	14.3	15.6	12.3	9.8	8.4	6.7	7.1
H528	Jubones DJ Minas	19.0	38.2	45.2	50.0	35.7	37.6	33.5	17.8	19.9	18.3	15.5	18.6
H529	Jubones DJ San Francisco	49.5	66.1	83.3	84.9	75.3	54.5	44.6	29.6	24.7	21	23.2	26.1

Elaborador por: Andrea Naula Salazar

Figura 46. Régimen de las Estaciones.



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

3.2.7.4 Determinación de caudales diarios

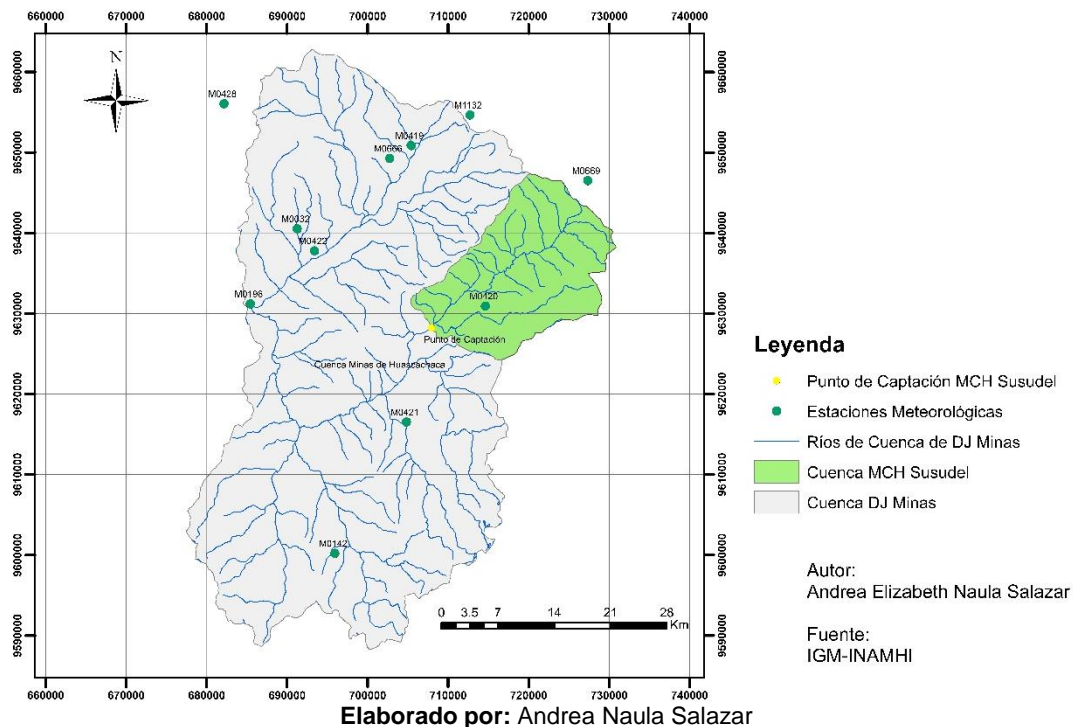
La información que se dispone para los registro de caudales (INAMHI, Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2015) corresponden a caudales medios diarios y medios mensuales de las estaciones (Anexo 6).

Estas estaciones no están completas y tienen información dispersa de algunos años, por ello se decide utilizar la estación Jubones DJ Minas como la de mejor calidad y para una serie de larga data.

Un estudio realizado por CONELEC 2007 (Estudio de factibilidad de la central hidroeléctrica Minas), presenta una serie generada y completa de la estación Jubones DJ Minas para 44 años de caudales diarios la cual presenta un análisis hidrológico muy profundo y un control de calidad adecuado y servirá de base para la generación de caudales en el sitio de captación.

La estación Jubones DJ Minas incorpora a la subcuenca del río León dentro de su área de drenaje, el trazado de las cuencas hidrográficas de interés se indican en la Figura 47.

Figura 47. Cuenca de la estación Jubones DJ Minas.



La estación que presenta una cantidad considerable de información es la estación de Jubones DJ Minas con una serie de 44 años de registro de medios diarios de niveles y caudales CONELEC (2007). Se encuentra ubicada en la cuenca hidrográfica de Jubones en el río Rircay aguas abajo de la cuenca de estudio.

Para determinar el caudal en el punto de captación se realiza una transposición de caudales. Para el coeficiente de rendimiento de la cuenca se determinó por medio de una relación de precipitación media de la cuenca de la estación Jubones DJ Minas (Figura 47) y la cuenca al punto de captación de la mini central hidroeléctrica.

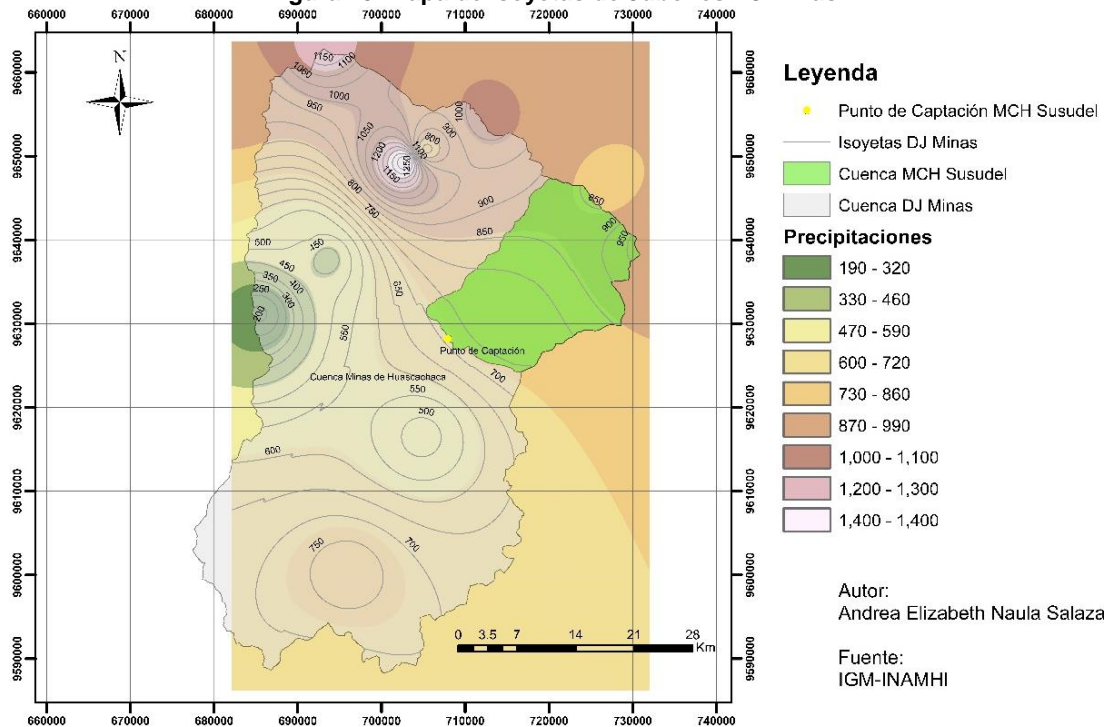
Se realiza el mapa de isoyetas anuales para la cuenca de la estación Jubones DJ Minas (Figura 48) para estimar la precipitación media del punto de captación, con el fin realizar la transposición de caudales. En la Tabla 27, se muestran las precipitaciones anuales.

Tabla 27. Promedios anuales de precipitaciones. Estación Jubones DJ Minas.

FID	FID	Codigo	Tipo	Nombre	msnm	x	y	Longitud	latitud	mm anuales
0	1	M0032	AUTOMATICA, CLIMATOLOGICA PRINCIPAL	SANTA ISABEL	1450	69124	964051	-79.276667	-3.2475	421.53
1	2	M0142	CLIMATOLOGICA ORDINARIA	SARAGURO	2525	69592	960020	-79.233889	-3.611944	770.45
2	3	M0419	PLUVIOMETRICA	GIRON	2130	70540	965084	-79.149444	-3.153889	769.17
3	4	M0420	PLUVIOMETRICA	NABON	2750	71463	963092	-79.066111	-3.333889	737.6
4	5	M0422	PLUVIOMETRICA	HDA.STA.LUCIA	1310	69340	963778	-79.257222	-3.272222	370.1
5	7	M0196	CLIMATOLOGICA ORDINARIA	MINAS DE HUASCACHACA	1040	68542	963119	-79.328889	-3.331944	117.67
6	9	M0421	PLUVIOMETRICA	OÑA	2320	70481	961650	-79.154167	-3.464444	457.93
7	10	M0428	PLUVIOMETRICA	PEDERNALES	3450	68216	965604	-79.358611	-3.107222	1401.29
8	11	M0666	PLUVIOMETRICA	SAN FERNANDO	1750	70335	964943	-79.170002	-3.169995	2781.8
9	12	M0669	PLUVIOMETRICA	JIMA	2770	72735	964650	-78.951944	-3.192778	1031.15
10	13	M1132	PLUVIOMETRICA	PORTETE	2635	71273	965464	-79.083611	-3.119444	766.54

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Figura 48. Mapa de isoyetas de Jubones DJ Minas.



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

La precipitación media de la cuenca de la estación Jubones DJ Minas es 450 mm, y la precipitación del punto de captación es de 650 mm; con este dato se procede a determinar los histogramas para establecer el caudal de diseño.

$$\frac{P_2}{P_1} = \frac{450}{650} = 0.69$$

Debido a que la cuenca de la mini central hidroeléctrica se encuentra dentro de la cuenca de Jubones DJ Minas presentarán las mismas propiedades (clima, régimen, etc.); sin embargo, su rendimiento hídrico es mayor puesto que la cuenca de captación se encuentra en la cuenca alta del Jubones en donde se esperan mayores precipitaciones.

3.2.7.5 Caudales Medios y Curva de Duración en Jubones DJ Minas y punto de Captación

La Tabla 28, presenta los caudales promedio de la estación Jubones DJ Minas y la estación del Punto de Captación para los 44 años; la cual es obtenida mediante la transposición de caudales; con lo que queda determinado el caudal medio del punto de captación, la Figura 49 representa la curva de duración de la estación Jubones DJ Minas. La información diaria generada del sitio de captación se presenta en formato digital en el CD del estudio.

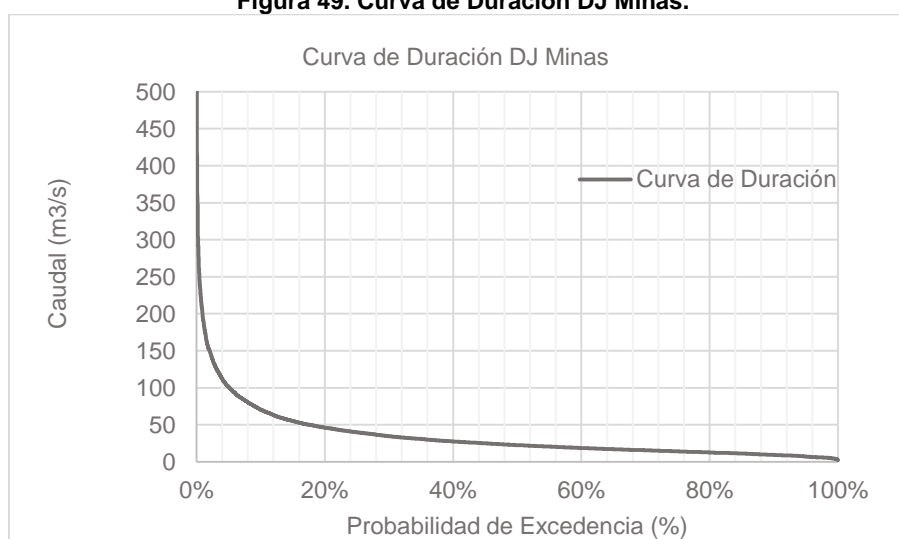
Tabla 28. Caudales medios para Jubones DJ Minas y Punto de Captación.

Estación	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Jubones DJ Minas	27.3	45.8	63.4	62.1	44.3	39.2	31.2	23.1	19.0	17.6	19.2	21.6	34.5
Punto de Captación	3.8	6.4	8.8	8.6	6.2	5.4	4.3	3.2	2.6	2.4	2.7	3.0	4.8

Fuente: CONELEC (2007)

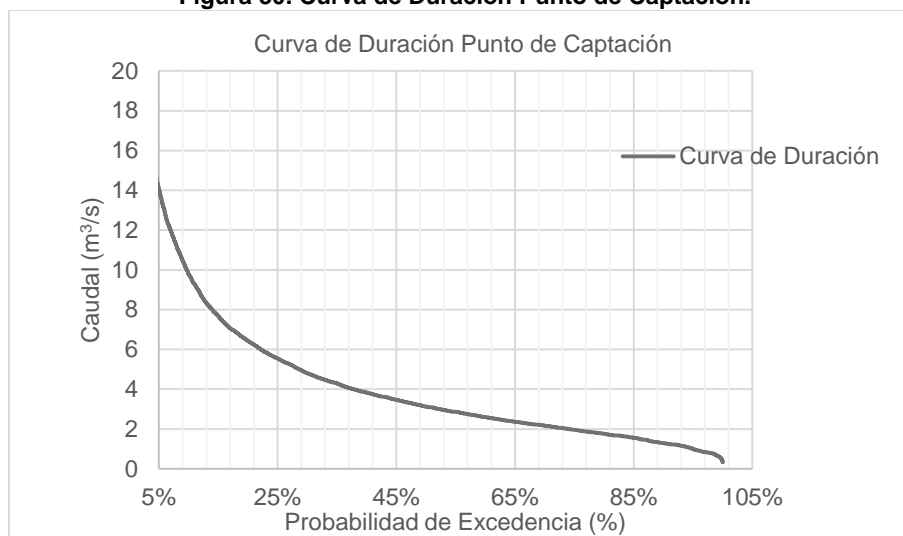
Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Figura 49. Curva de Duración DJ Minas.



Fuente: CONELEC (2007)

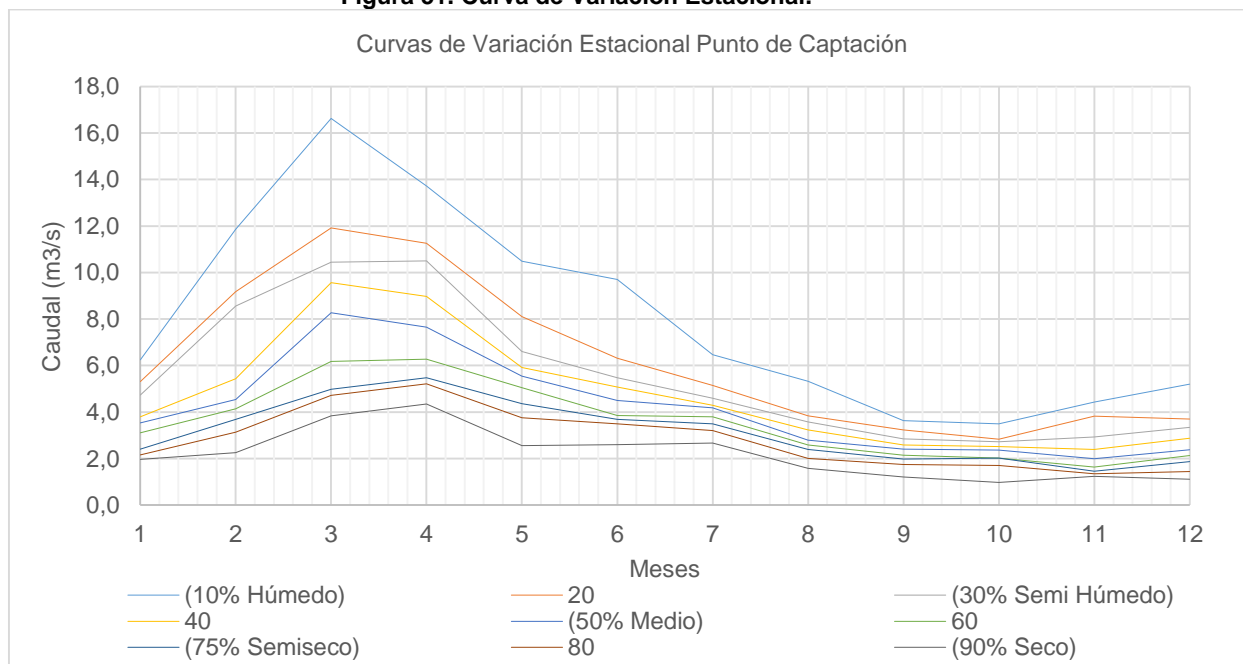
La curva de duración para el sitio de captación resulta del análisis de frecuencias de las serie histórica generada de caudales medios diarios para este punto, mediante el método de transposición de caudales obtenido de la serie histórica de Jubones DJ Minas la Figura 50, fue elaborada con los datos de los 44 años del sitio de toma, con estos datos se determina la potencia de producción hidroeléctrica.

Figura 50. Curva de Duración Punto de Captación.**Elaborado por:** Andrea Naula Salazar

La curva tal como se indica representa una cuenca con caudales más uniformes con una aceptable capacidad de autorregulación de caudales, posiblemente con la existencia de una buena cubierta vegetal. (Coello, 2016)

3.2.7.6 Curvas de Variación Estacional

Permite obtener información acerca del comportamiento estacional de los caudales mensuales de un río (períodos de déficit y exceso).

Figura 51. Curva de Variación Estacional.**Elaborado por:** Andrea Naula Salazar

La Figura 51 presenta los caudales disponibles para los diferentes regímenes climáticos mes a mes.

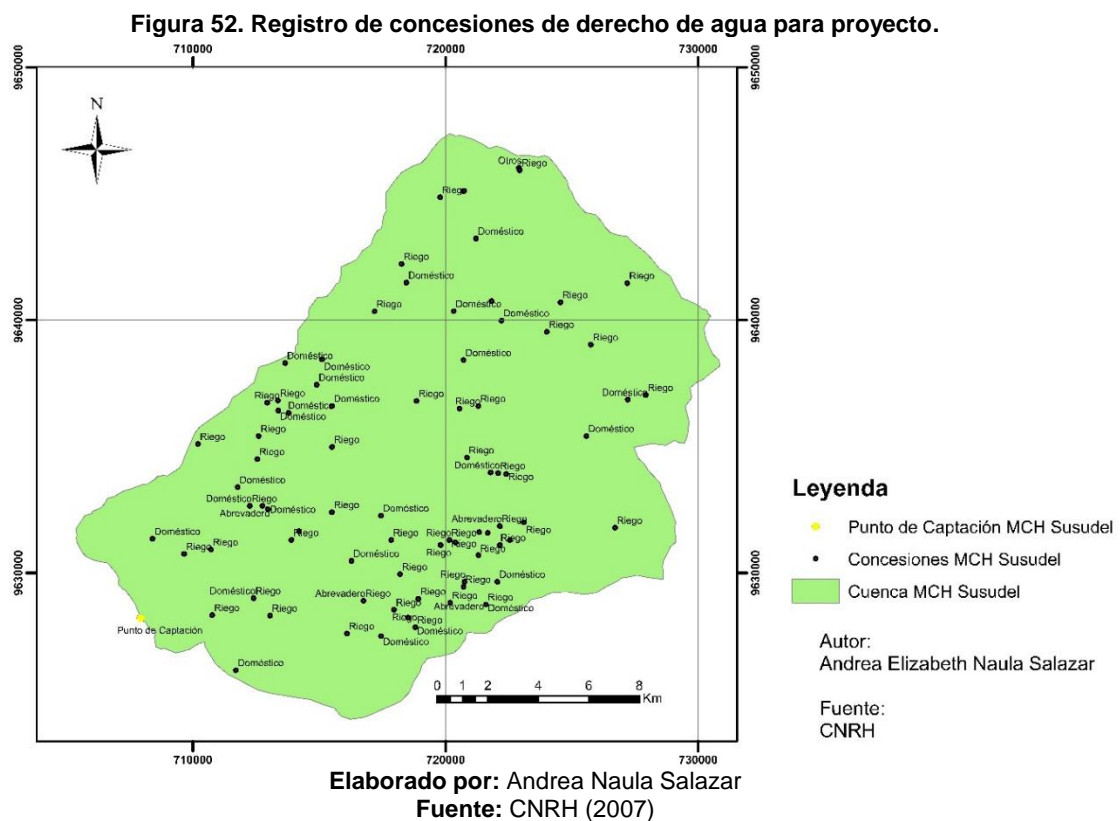
3.2.7.7 Caudal ecológico de la Fuente

El caudal ecológico es tomado según la metodología del 10% del caudal medio del punto de captación.

$$\text{Caudal ecológico: } 4.8 * 10\% = 0.48 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right)$$

3.2.7.8 Usos de agua

De la información proporcionada por (CNRH, 2007) correspondiente a la cuenca del río Jubones; como la mini central hidroeléctrica está proyectada dentro de esta, la concesión de caudal se ubica en el SIG del proyecto (Figura 52), entonces el caudal total que se reporta como concesionado es 1, 3 m³/s.



Finalmente de la diferencia de los caudales medios diarios para el punto de captación (Serie de datos de 44 años), el caudal ecológico y el caudal concesionado; se obtiene el caudal disponible de la fuente (3.0 m³/s); se debe tomar en cuenta que; cuando el

caudal ecológico más el concesionado es mayor que el caudal diario medio se asume el valor de cero para el caudal fuente en este caso, aplicando lo mencionado anteriormente da como resultado un nuevo valor de caudal fuente ($3.5 \text{ m}^3/\text{s}$) para las obras hidráulicas (Tabla 29). Ver en Anexo 14 (Hoja de cálculo “Caudales medios diarios para punto de Captación”).

Tabla 29. Caudales de diseño.		
Qmed		4.8
Q ecol		0.48
Q conc		1.3
Q fuente	$\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right)$	3.0
Qd		3.5
Qmax Tr 100 años		130
Qmax Tr 25 años		68
Elaborado por: Andrea Naula Salazar		

Los caudales presentados servirán para la elaboración del diseño hidráulico de la mini central hidroeléctrica y de sus diferentes estructuras.

3.2.7.9 Análisis Hidráulico: Implantación y Selección de estructuras

Para establecer criterios básicos que sustente la selección de los sitios de implantación de las diferentes obras hidráulicas se toma en cuenta los siguientes criterios de diseño en el estudio aplicado a las obras de captación (PROMAS, 2016):

- La construcción seleccionada debe ser de fácil ejecución y económica con facilidades de mantenimiento.
- Con cualquier calado del río deben captar una cantidad prácticamente constante de caudal.
- Se debe garantizar en las obras el transito del caudal ecológico.
- Debe impedir al máximo la entrada a la conducción de material sólido, flotante o en suspensión.
- En el fenómeno de crecida, los excesos deben ser evacuados por el azud vertedero, este no dispone de compuertas para el control.
- El emplazamiento debe asegurar el adecuado funcionamiento hidráulico y ser de fácil construcción.
- La obra de conducción debe disponer de una estructura de retención, con el fin de garantizar una cota de nivel de agua con cualquier caudal del río, una obra

de toma para la captación del caudal de diseño acompañada de una rejilla que evita el paso del material flotante.

- El material sólido depositado aguas arriba detrás del azud debe ser evacuado por el flujo de un chorro de lavado intermitente.
- Según las condiciones de flujo y transporte de sólidos se considera para el diseño un solo tipo de toma: Captación convencional.

Características del río para garantizar un buen funcionamiento (Krochin, 1968)

- El caudal del río debe ser mucho mayor que el caudal de diseño para el canal y al mismo tiempo se debe tener de la seguridad que la profundidad del río en el punto de captación no disminuya por debajo del valor mínimo
- El río debe mantener el cauce estable y las orillas firmes para evitar derrumbes, azolves o erosiones que puedan dañar las obras.
- El arrastre de sedimentos es grande cuando el agua es desalojada lateralmente al río, como consecuencia el canal se azolva, la alineación se deforma y la entra se desplaza aguas abajo del río sino se tiene en cuenta medidas correctivas.

Ubicación

La ubicación de la captación depende de la cota del terreno esta se obtiene por medio del SIG, como es un proyecto de generación eléctrica se estima el sitio del tanque de presión y el gradiente del canal de transporte de agua.

Establecida la zona de captación se consideran los siguientes aspectos (Luzuriaga, 2005):

- Para la ubicación dispone del espacio suficiente para emplazar el desripador, transición y un tramo de conducción.
- La manera en que el agua es desviada en el proceso constructivo debe ser eficaz para que no ocasione interrupciones en la ejecución de las obras y aumente el costo.
- En las condiciones morfológicas se considerará la forma y dimensiones del cauce de manera que no resulte excesivas considerando el caudal a captarse y lo evacuados durante las crecidas. (Luzuriaga, 2005)
- Las condiciones naturales de río deben ser conservadas.

Cuando no se posee estas características en la zona de emplazamiento, entonces se recurre a ubicarla en la parte cóncava de un río, con lo cual se evita la sedimentación

en la misma, debido a la velocidad que el agua alcanza en éstas zonas es alta, pero estas velocidades en muchos de los casos son erosivas para los taludes allí ubicados, o en su defecto un diseño inadecuado de las obras puede desencadenar procesos erosivos. (Luzuriaga, 2005).

Por lo general en las partes cóncavas de los cauces existen barrancos los cuales dificultan el emplazamiento del desripiador y transición, por éste motivo muchas de las veces el sitio se desplaza aguas abajo ubicándose donde termina la concavidad.

Si se ubica la obra de toma en el tramo convexo del cauce, se corre el riesgo de que durante las avenidas entren arena y piedras, mientras que después de aquellas se forme frente a la bocatoma un banco de arena debido a la baja velocidad del flujo, con lo cual se cambia el comportamiento hidráulico de la captación.

Ubicación del Emplazamiento

El emplazamiento se muestra en el Anexo 13 (Lamina a detalle 1/5), se ubicó en la cartografía y ortofoto del lugar tomando en cuenta todas las recomendaciones y de acuerdo a las coordenadas del inventario (CONELEC, 2009).

3.2.7.10 Diseño de obras Hidráulicas de la mini central

Reja de entrada

La reja de entrada impide que pase hacia la conducción material sólido flotante demasiado grueso. La reja funciona como vertedero sumergido durante estiaje y como orificio durante las crecidas.

- El caudal de diseño fue determinado del estudio hidrológico
- El umbral de la reja antes y después de la reja (P1) debe estar a una altura supero de 0.60 cm medidos desde el fondo del río para evitar el paso del material flotante grueso.
- Umbral de la reja hasta el fondo del desripiador (P2).
- El alto de la reja (H)
- Se toma un desnivel entre la superficie de agua el 10% de H para un diseño de prefactibilidad.

En la Tabla 30, se resumen los valores que son utilizados para el diseño de la rejilla, el ancho efectivo, ancho bruto y número de barrotes son los valores que se adoptaran para la construcción. Ver detalle en Anexo 13 (Lamina 2/5. Detalle de reja de entrada).

Tabla 30. Datos iniciales para la reja de entrada.

Reja de entrada		
Qd	m ³ /s	3.5
P1	m	1.5
P2	m	0.8
H	m	1.0
Z	m	0.1
h	m	1.7
δ	-	50
β sección circular	-	1.8
v (río)	m/s	0.9
Ci	-	0.3
hr	m	0.02
Δy	m	0.06
b (neto)	m	4
t	m	0.05
s	m	0.15
n		25
B (bruto)	m	5.0

Elaborado por: Andrea Naula Salazar.

Desripiador

Los materiales sólidos que han pasado la reja de entrada se depositan en el desripiador por lo que la velocidad en este debe ser relativamente baja; este material será evacuado durante el mantenimiento de la obra por medio de una compuerta que se conecta a un canal de desalojo que posee un gradiente suficiente para conseguir una velocidad alta y arrastrar el material. En el diseño del desarenador se debe mantener la carga del agua que se mantuvo sobre la reja de entrada ya que puede ocasionar problemas en el control de crecida. La Tabla 31 muestra los datos y los resultados del diseño del desripiador. Se considera que la longitud del desripiador deberá ser por lo menos la longitud del resalto para conseguir una transición, seguido de esto. Ver detalle en Anexo 13 (Lamina 2/5. Desripiador).

Tabla 31. Datos y dimensionamiento del desripiador.

Qd	m ³ /s	3.5
P3	m	0.8
P4	m	0.40
Hv	m	0.90
z₂	m	0.005
z₃	m	0.074
Z'	m	0.09
h	m	1.70
Ci	-	0.3
b (neto)	m	4.0
y1	m	0.12
y2	m	0.80
Fr	m	5.38
Lr	m	5.48
Lch	m	0.50
LD	m	7.0

Elaborada por: Andrea Naula Salazar

Compuerta y Canal del lavado del Desripiador

Para el diseño del canal del lavado del desripiador de alto (P3), se impone un ancho tentativo. Se determina la velocidad con la que los sedimentos serán desalojados del desripiador siendo esta mayor a 2 m/s. la compuerta trabaja como no sumergida ya que descarga directamente al río. Se asume un valor de abertura de la compuerta menor que la altura del paramento del desripiador (Tabla 32).

Tabla 32. Datos y dimensionamiento del canal de lavado del desripiador.

Qd	m ³ /s	3.5
P3	m	0.8
a	m	0.5
n	-	0.014
h	m	0.9
cv	-	0.95
Hc	m	1.7
a/Hc	-	0.29
S	%	1.3
v	m/s	3.8
b	m	1.8

Elaborado por: Andrea Naula Salazar.

Canal de Conducción

El canal es diseñado para el caudal de diseño y para el caudal de crecida para tener el correcto dimensionamiento. Los valores obtenidos en la Tabla 33 del calado normal, velocidad y ancho del canal son usados en el cálculo de la transición. La velocidad al inicio del canal debe ser baja de tal manera que el flujo sea subcrítico y con lo que se garantiza que el canal no se erosionará con facilidad. Ver detalle en Anexo 13 (Lamina 3/5. Desripiador).

Tabla 33. Diseño de canal de conducción.

Qcr	m ³ /s	4.20
So	%	0.08
n	-	0.014
B	m	1.70
y	m	1.50
V	m/s	1.35
Fr	-	0.35

Elaborado por: Andrea Naula Salazar.

Transición

Sirve para conectar la salida del desripiador con el canal de conducción, se proyecta una transición hidráulica en la que el cambio de sección debe ser de forma gradual para con el fin de evitar perturbaciones en el flujo, debido a que el agua sale del desripiador de un vertedero ancho y poco calado y se dirige a un canal de sección más estrecha consiguiendo con la transición pérdidas de energía mínima.

A menudo ocurre un cambio apreciable en la profundidad de flujo en todos los tipos de transición. La Tabla 34 es un resumen de los valores obtenidos para la transición de entrada.

Tabla 34. Datos y dimensionamiento para el diseño de la transición.

Transición		
Qd	m ³ /s	3.5
So	-	0.001
n	-	0.014
A	m ²	2.50
P	m	4.40
Rh	m	0.53
Ci	-	0.15
B	m	4
b canal	m	1.7
Y1	m	1.2
Y2	m	1.5
V1	m/s	0.65
V2	m/s	1.3
R	m	5
α	°	12
Lt	m	7

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

De la aplicación de las ecuaciones mencionadas para dar forma a la transición se obtiene los datos de longitud, radio, ángulo de inclinación de las paredes y velocidades. Se observa que la velocidad de entrada es menor que la velocidad de salida, por lo

tanto, la transición es de entrada. La velocidad de salida está alrededor de 1.40 m/s lo que indica que está dentro del rango de aceptabilidad para ingreso al canal de conducción (Tabla 35).

Se establecen secciones intermedias (Columna 1), a cada una de las cuales se asigna el valor parcial de la pérdida por conversión $\Delta y'_{\text{parcial}}$ (Columna 2). Se determina la velocidad media y el área de flujo correspondiente (Columna 5 y 6) con cada abscisa establecida. Con las ecuaciones de transición de salida se define la geometría en planta que tendrá la transición en el nivel superior en cada sección. La variación proporcional para el calado de flujo a lo largo de la transición iniciando con el calado de vertedero de al inicio de la transición (1.70) y culminando en el valor del calado normal en el canal (1.61) (Columna 8). Los valores del ancho en el fondo se establecen de acuerdo al área de flujo requerida (Columna 9). Las pérdidas por fricción se determinaron mediante la ecuación de Manning (Columna 11 al 13).



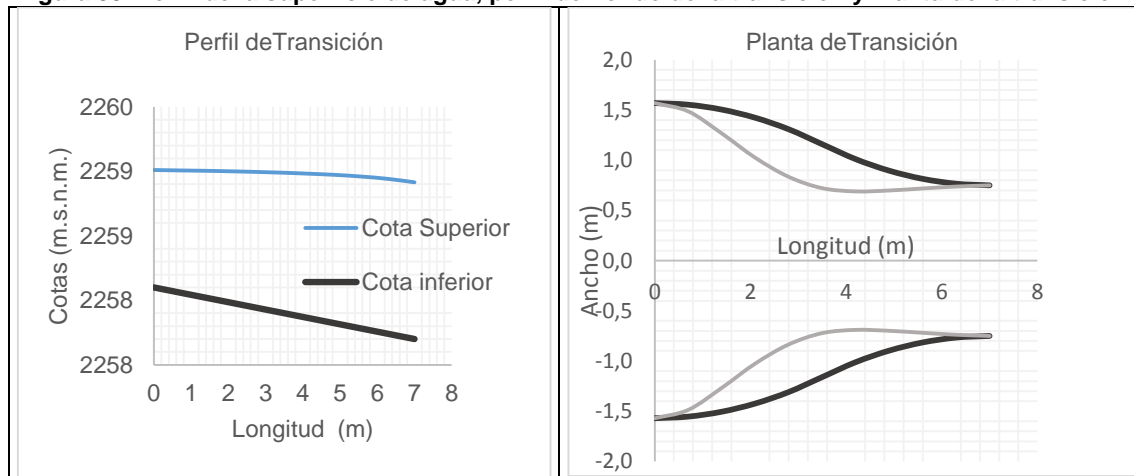
Tabla 35. Cálculos para forma de transición.

Abcisa	$\Delta y'$ (parcial)	Δh_v	h_v	V	A	0.5T	y	0.5B	Rh	Sf	Δh_f	$\Sigma \Delta h_f$	Csup	Cfondo
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(ms.n.m.)	(ms.n.m.)
0	0.000	0.000	0.022	0.656	5.336	1.569	1.700	1.569	0.816	0.000			2259.70	2258.10
0.7	0.002	0.002	0.024	0.681	5.141	1.553	1.691	1.486	0.809	0.000	0.0001	0.0001	2259.70	2258.06
1.4	0.008	0.007	0.029	0.750	4.665	1.505	1.683	1.267	0.791	0.000	0.0001	0.0002	2259.69	2258.02
2.1	0.018	0.015	0.037	0.854	4.099	1.423	1.674	1.025	0.759	0.000	0.0001	0.0003	2259.68	2257.98
2.8	0.031	0.027	0.049	0.980	3.570	1.309	1.666	0.835	0.714	0.000	0.0002	0.0005	2259.67	2257.94
3.5	0.049	0.042	0.064	1.123	3.118	1.160	1.657	0.722	0.655	0.000	0.0003	0.0007	2259.65	2257.90
4.2	0.066	0.058	0.079	1.249	2.803	1.011	1.648	0.690	0.599	0.001	0.0004	0.0011	2259.63	2257.86
4.9	0.080	0.069	0.091	1.338	2.615	0.896	1.640	0.699	0.559	0.001	0.0005	0.0016	2259.62	2257.82
5.6	0.090	0.078	0.100	1.399	2.502	0.815	1.631	0.719	0.532	0.001	0.0006	0.0022	2259.61	2257.78
6.3	0.095	0.083	0.105	1.434	2.440	0.766	1.623	0.738	0.517	0.001	0.0007	0.0028	2259.60	2257.74
7	0.097	0.085	0.107	1.446	2.421	0.750	1.614	0.750	0.512	0.001	0.0007	0.0035	2259.60	2257.70

Elaborada por: Andrea Naula Salazar

En la Figura 53, la superficie de agua y fondo de la transición y se puede observar la transición parabólica que se forma.

Figura 53. Perfil de la superficie de agua, perfil del fondo de la transición y Planta de la transición.



Elaborada por: Andrea Naula Salazar

Cálculo de la Crecida

A nivel de prefactibilidad la verificación de las pérdidas en el vertedero del desripador y en la reja de entrada trabajando como orificio pueden ser despreciadas; si se calculan se debe tener una buena afinación en el diseño, pero esto aumentara el costo en el diseño de obra hidráulica. La Tabla 36 muestra los valores para el cálculo de la crecida. Con la ecuación de compuerta sumergida se obtiene el valor de H_c luego con la ecuación de vertedero sumergido y con la ecuación de la energía entre los puntos 1 y 2 se calcula H y H_d .

Tabla 36. Verificación de la crecida.

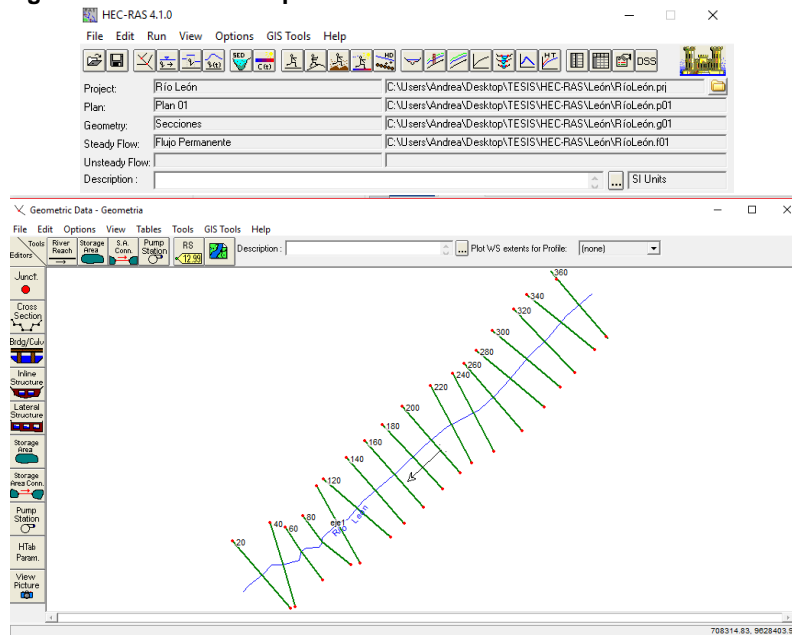
Compuerta de admisión para Canal Rectangular		
Qcr	m ³ /s	4.200
So	-	0.08%
n	-	0.014
a	m	1.50
b (compuerta)	m	1.70
ycr	m	1.77
Ycc	m	1.08
V	m/s	1.25
Fr		0.70
y ₂	m	0.65
Carga en Compuerta		
cv	-	0.95
cc	-	0.72
v		1.24
Hc	m	1.98
a/Hc	-	0.77
Transición		
Y _t	m	1.70
v	m/s	0.50
Desripador		
Hv	m	1.30
hd	m	2.10
Reja de Entrada		
H _A	m	0.50

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Calculo del Calado del Río

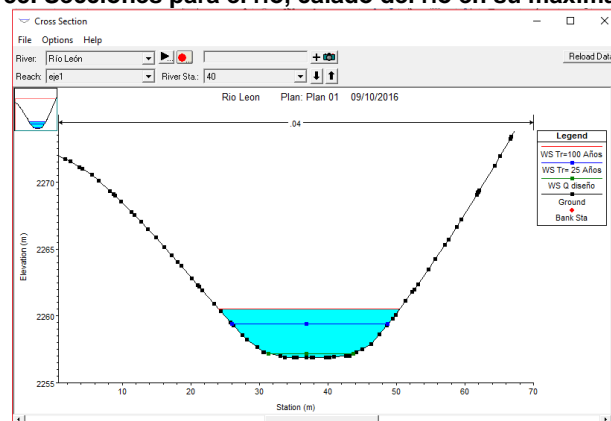
Para calcular la profundidad del río se utilizó el software HEC-RAS. Se trazó en el plano las secciones transversales del río (Figura 54), luego se procedió a introducir los valores correspondientes a cada corte en el programa y con las especificaciones de ciertos parámetros como el coeficiente de Manning para el río León, $n = 0.04$ (USGS) para el canal y con un $n = 0.06$ para los bancos, la pendiente del río se determinó por medio de la topografía, $So = 0.04$, los caudales para el estado de flujo son los caudales para un Tr : 100 años, Tr : 25 años y el caudal de diseño (Figura 55), el valor de calado de agua del río para el caudal de crecida (Figura 56), Se observan algunos de los resultados obtenidos mediante el empleo del HEC-RAS.

Figura 54. Ubicación de perfiles transversales del Río León. HEC-RAS.



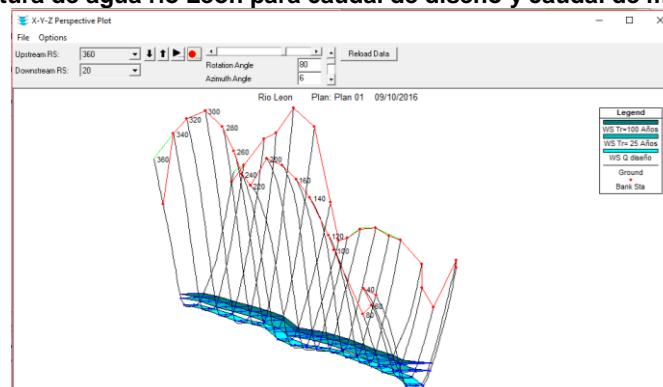
Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Figura 55. Secciones para el río, calado del río en su máxima crecida.



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Figura 56. Altura de agua río León para caudal de diseño y caudal de máxima crecida.



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

El valor obtenido del calado del río León de acuerdo al lugar de emplazamiento es:

- El caudal para la crecida con un período de retorno de 10 años es de:

$$y_{rio} = 3 \text{ m}$$

- El calado del río para el caudal de diseño es:

$$y_{rio} = 0.30 \text{ m}$$

Vertedero de Excesos

Como el caudal a ser tratado por la reja de entrada y el azud es menor ($12.50 \text{ m}^3/\text{s}$) que el caudal de crecida para el período de retorno de 100 años se diseña el vertedero de excesos. (Ver Tabla 37)

Tabla 37. Datos para el cálculo del Caudal del Azud.

Vertedero de Excesos		
Qcr	m^3/s	4.2
H_A	m	0.5
P3	m	0.80
Co (azud)	-	2.2
Baz	m	11
Paz	m	2.5
Qaz (evacuado)	m^3/s	8.36

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Se verifican que los datos obtenidos mediante iteraciones, tiene que cumplir que el caudal de crecida del cálculo hidráulico se asemeje al caudal de crecida que se ha obtenido por el estudio hidrológico. Se determinó la longitud del chorro y se asume que es la longitud del vertedero de exceso. En la Tabla 38 se presenta los cálculos para el vertedero de excesos. H_A es la carga de agua sobre el azud para el período de retorno de 100 años.

Tabla 38. Datos y dimensionamiento para el diseño del vertedero de excesos.

Hvex	m	0.4
bvex	m	5.0
hd	m	2.12
Co	-	0.62
hr	m	0.77
Qvex	m ³ /s	11.77
Q (rejacrecida)	m ³ /s	15.94
H _A	m	2.6
Qaz	m ³ /s	114.0
Qcr (Tr: 100 años)	m ³ /s	130.0
Lch	m	6.0
Vvex	m/s	1.75
Vovex	m/s	0.22
P2vex	m	1.7

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Azud

Se verifica que el azud tenga relación con las obras de captación, debido a que, si el paramento es demasiado alto, la reja será alta, pero con un ancho pequeño, lo que involucra que las obras de disipación sean mayores; en consecuencia, aumenta el precio de la obra, si el azud es muy pequeño la reja de entrada se alarga, lo que significa aumento de las obras siguientes a la reja. Considera un valor del coeficiente de descarga de 2.2 debido a que la caída se considera débil y queda incluida la velocidad. (Tabla 39).

Tabla 39. Datos y resultados para diseño de Azud.

Azud		
Qcr	m ³ /s	4.2
Qex	m ³ /s	11.77
Q (Tr=100 años)	m ³ /s	130
Q _{Az}	m ³ /s	114
M	-	2.2
Baz	m	11
H	m	2.88
v	m/s	2.20
Ho	m	3.12
ha	m	0.22

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Se determina la forma que presentará el azud según la configuración de la Figura 19 y Figura 20 con una pendiente 2:3 considerada como óptima. Se obtiene el perfil de Creager aguas arriba Tabla 40, (Figura 57).

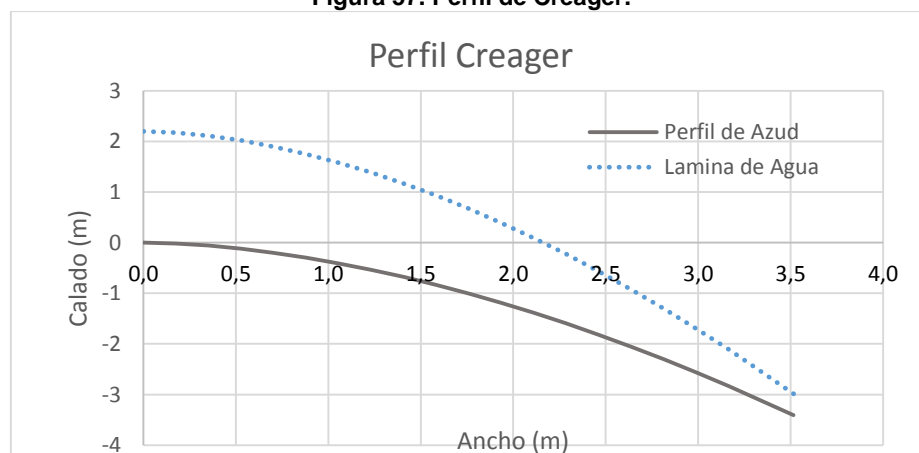
Tabla 40. Configuración de perfil de aguas arriba.

Xc	m	0.657
Yc	m	0.178
R1	m	1.565
R2	m	0.939
R1-R2	m	0.626
k		0.53
n		1.77

X	Azud	Lámina de Agua
0	0	2.2
0.176	-0.017	2.174
0.352	-0.059	2.11
0.527	-0.12	2.017
0.703	-0.2	1.896
0.879	-0.296	1.75
1.055	-0.408	1.579
1.231	-0.535	1.385
1.406	-0.678	1.169
1.582	-0.834	0.931
1.758	-1.004	0.672
1.934	-1.188	0.392
2.11	-1.385	0.093
2.285	-1.595	-0.227
2.461	-1.817	-0.565
2.637	-2.052	-0.923
2.813	-2.3	-1.299
2.989	-2.559	-1.694
3.164	-2.83	-2.107
3.516	-3.408	-2.986

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Figura 57. Perfil de Creager.



Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Disipación de Energía

Para evitar la erosión o socavación del cauce y asegurar la integridad del azud se protege un tramo de cauce aguas abajo por medio de un zampeado que disipa la energía y el agua llega a bajas velocidades al cauce no protegido.

La disipación de energía se consigue con la formación de un resalto hidráulico, como consecuencia la alta velocidad al pie del azud se reduce a una velocidad que no cause daño.

Los cálculos para la carga de agua se presentan a continuación, las expresiones requeridas para este cálculo mostraron con detalle en la sección de validación de crecida y en la sección que correspondía a la determinación de la carga sobre el azud.

Con la metodología expuesta sobre la disipación de energía se obtiene la Tabla 41, los caudales requerido para el cálculo son: Caudal para período de retorno, caudal en la reja y el evacuado en por el azud con lo que queda determinada la carga sobre el azud final.

Se compara el calado del río con el calado conjugado del resalto producido en el cuenco, como este valor es mayor que el calado de río se debe dar una profundidad e , con el fin de conseguir que para el caudal de análisis el calado del río proyectado sea mayor que el calado conjugado, además se debe verificar que el número de Froude no esté en el rango de 2.5 a 4.5 ya que corresponde a un resalto oscilante produciendo turbulencia lo que es perjudicial para la obra.

Tabla 41. Diseño del cuenco disipador (Zampeado).

Q Tr=100 años	m ³ /s	130.00
Qreja en crecida	m ³ /s	15.95
Q_{Az}	m ³ /d	114.0
Ba	m	11.00
Pa	m	2.50
H_A Final	m	2.68
Yrío	m	3.00
Y1	m	0.92
Y2	m	4.45
e	m	2.00
Lz	m	25.00

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

El número de Froude se encuentra en el rango de 1.7 a 2.5 (Tabla 41) es un resalto débil, la turbulencia se localiza solamente en la superficie y permanente aguas abajo

(Sotelo, 2002). Como la primera aproximación del calado conjugado del resalto es mayor que el calado del río se dio una profundidad de $e = 2$ m para cumplir con las condiciones de diseño.

Estabilidad de Azud

Empleando lo descrito para estabilidad del azud se obtiene la Tabla 42, donde se determinó las áreas de cada parte que confirma el azud, esto ayuda a la aproximación de un volumen de material que se va utilizar.

Tabla 42. Estabilidad de talud.

	Área	X medio	Y medio
	(m ²)	(m)	(m)
1	0.035	6.088	4.640
2	0.016	5.681	4.514
3	1.604	6.141	1.743
4	2.386	5.756	1.854
5	3.669	1.757	1.757
6	2.765	0.391	0.391
Total	10.470	9.490	3.780

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Dentellones

Con el dimensionamiento de los dentellones se disminuye la filtración en la cimentación de la presa debido al material que la conforman. Se emplea el método de Lane, asumiendo que la permeabilidad del suelo es igual en sentido vertical y horizontal. (Tabla 43).

Tabla 43. Diseño de dentales.

Q_A	m ³ /s	114.00
B_A	m	11.00
P_A	m	2.50
H_A	m	2.68
H_o	m	2.89
Y_{río}	m	3.00
Z	m ² /s	2.18
C	-	6.00
e	m	2.00
L (Longitud bajo el azud)	m	15.00
D1	m	1.65
D2	m	2.20
D3	m	1.00
L1	m	6.55
L2	m	25.00

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Como el espesor del zampeado varía en función de la subpresión y esta depende de la longitud compensada. Como no se dispone de barbacanas la subpresión es horizontal (Tabla 44).

Tabla 44. Diseño del espesor del Zampeado.

h_A	m	5.76
h_D	m	3.00
L	m	22.0
X	m	12.0
W1 (hormigón)	kg/m ³	2400.00
W (agua)	kg/m ³	1000.00
h_c	m	4.0
h (subpresión en punto C)	-	1.0
t	m	0.7

Elaborado por: Andrea Naula Salazar

Ver detalles en Anexo 13 (Lamina 1/5. Azud).

Desarenador

“Las normas técnicas prevén la construcción de desarenadores fundamentalmente con el objetivo de proteger a las turbinas. Por lo general se construye un desarenador cuando el contenido de sedimentos sobrepasa los 0.5 (Kg/m³) o cuando las partículas consideradas peligrosas para las turbinas en cantidad, no son menores a 0.2 (Kg/m³) (Se consideran peligrosas todas las partículas abrasivas mayores a 0,259 (mm) de diámetro, por ejemplo, arenas cuarsíticas, o de 0.4 mm de diámetro si son más blandas)” (Luzuriaga, 2005).

Sin embargo, de la experiencia en la explotación de desarenadores se ha observado que las turbinas tienen un gran desgaste cuando el contenido de partículas de 0.1-0.05 mm, e incluso más pequeñas, es alto.

El diámetro de las partículas establecido para el diseño del desarenador se obtuvo del Anexo 11, de un río con características similares al río León. El diámetro determinado es de 3 mm. El diseño de desarenador se presenta en la Tabla 45.

Tabla 45. Datos y resultados para diseño de transición y cámara de sedimentación.

Cámara y Transición		
Qd	m ³ /s	3.5
B (ancho de canal)	m	1.7
d	mm	0.3
ρ	Kg/m ³	998
s (arena fina)	-	2.6
v (cinemática)	m ² /s	1.02E-07
ρs		2.65
η (viscosidad cinemática)	cm ² /s	0.010205
z	m	1
ycc (h)	m	0.90
K	-	1.3
va	m/s	0.12
B (ancho de camara)	m	5
RE	-	11.63
Vs	m/s	0.025
Lt	m	8
L	m	18

Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

3.2.7.10.1.1 Vertedero

Como el ancho del vertedero es grande se desarrolla en una sección curva. (Tabla 46)

Tabla 46. Datos y dimensionamiento para diseño desarenador.

Qd	m ³ /s	3.5
M	-	2.2
H	m	0.25
α	°	55
R	m	14
Lvr	m	12
L (total sedimentador)	m	40

Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

Ver detalles en Anexo 13 (Lamina 4/5. Desarenador).

Tanque de Presión

El tanque constituye un reservorio donde se almacena el caudal traído por la conducción, cuando la carga de la central cae y está disponible para la entrega el caudal necesario cuando la carga de la central se incrementa, hasta el que se establece un régimen permanente para el dimensionamiento a nivel de prefactibilidad se aplica lo de la sección 0 y se obtiene la Tabla 47.

Tabla 47. Datos y resultados para dimensionamiento de tanque de carga.

Q	m ³ /s	3.5
Vol	m ³ /s	55
D	m	0.9
A	m ²	3.5
Vo	m/s	1
Hmin	m	2.2
a1	m	0.4
a2	m	0.90
a3	m	1.3
a4	m	0.3
h2	m	2.6
b2	m	2.6
L2	m	7

Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

Tubería de Presión

La tubería presenta una alineación casi recta debido a su condición topográfica como se puede observar en la Figura 58.

Como se muestra en la Figura 59 se realizan cortes y rellenos para evitar que la tubería tenga cambios de pendiente.

El material que se usa en la tubería de presión para la mini central hidroeléctrica Susudel es acero comercial, ya que sus características permiten: el ingreso de cualquier caudal, las bridas o uniones son soldadas, es impermeable y resistente a la tracción y presión. Son menos costosas que los tubos de acero fundido centrifugado. El costo del montaje de la tubería es alto pero la tubería es menos costosa que los tubos de acero fundido centrifugado. Presenta poco peligro de desgaste. La obtención del diámetro de la tubería se presenta en la Tabla 48.

Tabla 48. Datos y resultados para dimensionamiento de tubería de presión.

Qd	m ³ /s	3.50
Hb	m	270.00
hs	m	81.00
Pemax	Kw	8860.00
δ	Kg/cm ²	1200.00
es	mm	3.00
D	mm	900.00
e	mm	4.00
V media	m/s	5.50
Vol (Total)	m ³	3.40
Peso	kg	27016.00

Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

Anclajes

Para garantizar que la tubería este adecuadamente sostenida se dimensionan los apoyos y anclajes garantizando que con esto que no se voltee o se entierre (Tabla 49), los apoyos deben tener una distancia L_s igual a 6 metros.

Tabla 49. Diseño de Apoyos y anclajes.

Apoyos		
D	mm	900.00
Emin	m	0.45
C=B	m	1.35
A	m	1.08
Longitud entre apoyos		
P	m	731.3
Ls	m	5.94

Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

En la Tabla 50, se presenta la ubicación de los bloques anclaje por cambio de pendiente determinados por medio del perfil de la tubería.

Tabla 50. Ubicación de los bloques de anclaje.

Estación	Elevación (m)	Pendiente (%)
0+000	2253.0	-15.57%
0+011	2251.2	-88.41%
0+149	2129.6	-111.69%
0+227	2042.9	-145.89%
0+277	1985.0	

Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

Ver detalles en Anexo 13 (Lamina 5/5. Tanque de presión, tubería de presión y anclaje).

Casa de Maquinas

Las dimensiones de la casa de máquinas tomo en cuenta los espacios que ocuparan los equipamientos para la generación de energía (Turbina, generador, alternadores, etc.), servicios sanitarios, cámara de operación. Según estos criterios y los indicados para el cálculo de las longitudes de la turbina, se toma a la casa de máquinas como una sección rectangular con las medidas indicas en la Tabla 51.

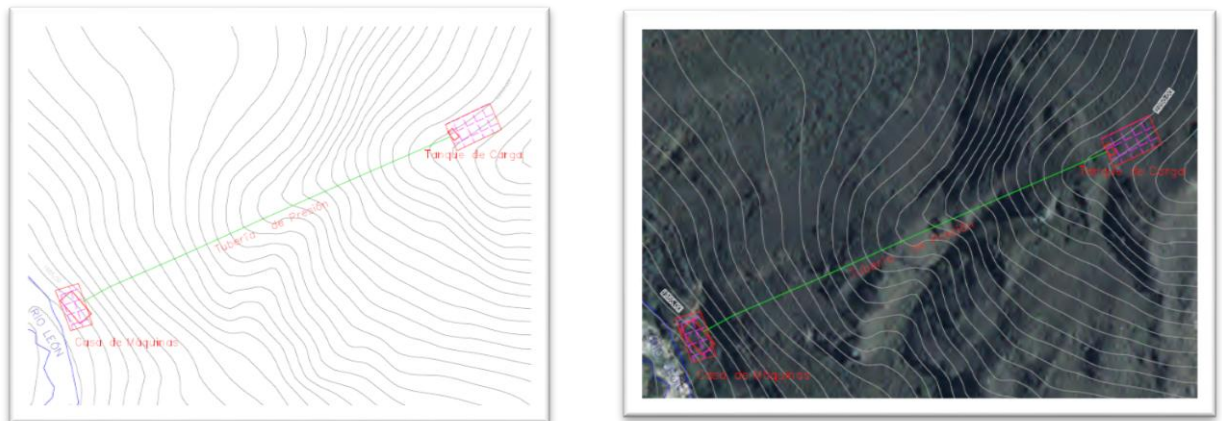
Tabla 51. Dimensionamiento de casa de máquinas.

Casa de Máquinas		
P	m	5.91
Q	m	1.85
S	m	2.25
R	m	2.32
A'	m	15
Sección Rectangular		
A'	m	20.00
B	m	10.00

Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

En la Figura 58, se presenta el trazado del alineamiento de la tubería desde el tanque de carga hasta la casa de máquinas seguirá la topografía disponible escala 1:5000 con separación entre curvas de 3m.

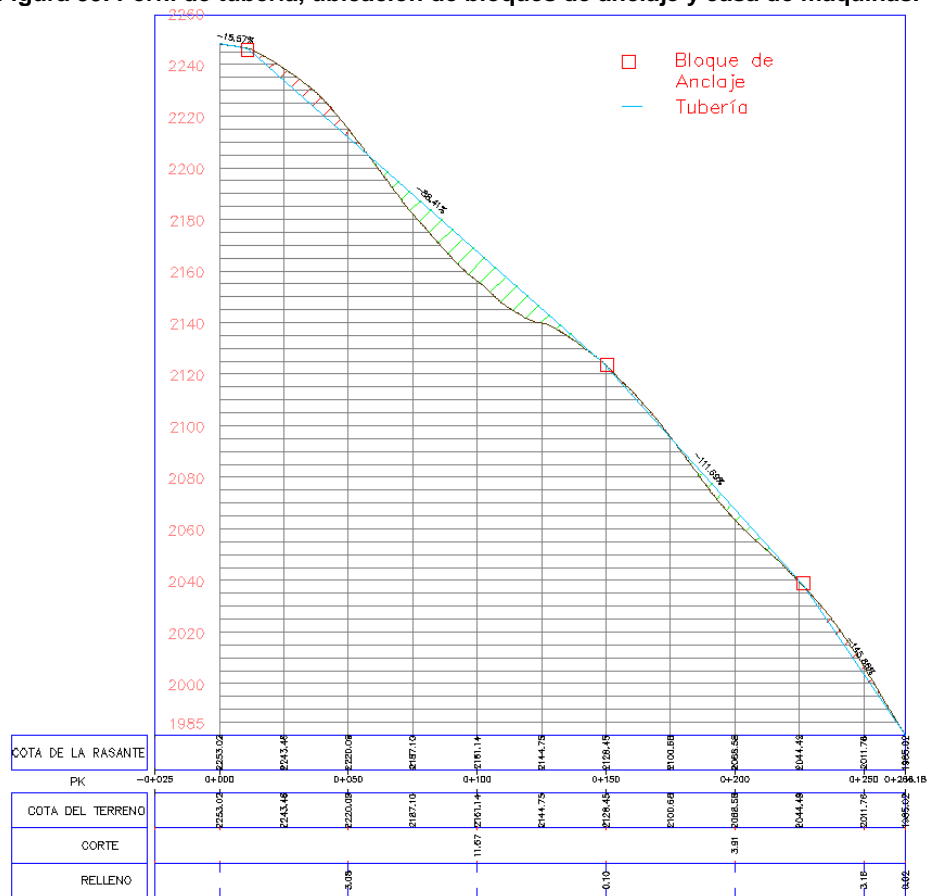
Figura 58. Planta de la tubería de presión (Alineamiento).



Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

En la Figura 59, se muestra el perfil de la tubería de donde se obtiene la longitud de cada tramo de tubería, el cambio de pendiente con respecto al terreno.

Figura 59. Perfil de tubería, ubicación de bloques de anclaje y casa de máquinas.



Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

Simulación de Generación de Energía Eléctrica

Para simular la energía y determinar la potencia a ser instalada se necesita los caudales medios mensuales o diarios, caudal de diseño, caudal ecológico, caudal concesionado y el Q 90%, turbina Pelton con una eficiencia de 90%, caída bruta. En la Tabla 52 se muestra la simulación de energía mediante una hoja de cálculo de simulación de energía proporcionada por PROMAS Universidad de Cuenca.

Tabla 52. Generación de energía eléctrica.

Caudales		
Q diseño:	m ³ /s	3.5
Q concesionado:	m ³ /s	1.3
Q ecológico	m ³ /s	0.48
Q 90%	m ³ /s	1.5
Equipo		
Eficiencia		0.9
Caída	m	270
Q diseño	m ³ /s	3.5
No. Turbinas		1
Q min generación	m ³ /s	1.05
Energía Eléctrica		
Potencia instalada	Mw	8.34
Potencia media	Mw	3.65
Factor de Planta	-	0.438
Potencia Firme	Mw	17.71
Costo Kw	-	0.04
Energía media	Gwh/año	158.00
Ingreso anual	USD/año	6320000
Ingreso 50 años	USD	316000000

Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

El factor de planta es el factor de utilización, resulta de dividir la potencia real para la potencia instalada. Suponiendo que hay producción en un año el factor de planta quiere decir que está ocupando el 40% de la capacidad de la mini central.

Costo (Kw) está relacionado con la producción real de la energía, se asume que el costo es de 4 centavos de dólar.

CAPITULO IV

4.1 RESULTADO Y DISCUSIÓN

Los estudios de hidrológicos realizados para la zona, determinan que el caudal de diseño obtenido del análisis de series de precipitaciones y caudales de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ es diferente al propuesto en el inventario de la CONELEC, la diferencia se basa en que al evaluar el caudal concesionado y el ecológico disminuye considerablemente el caudal de diseño de la mini central.

La temperatura determinada para la zona de implantación de la obra es de 15.3°C . Cuyo análisis fue realizado a partir de estaciones en la cuenca del río Jubones y relacionado con la altitud la cual tiene una alta correspondencia.

Las concesiones de caudal se evaluaron en la cuenca de la mini central hidroeléctrica Susudel localizándose aguas arriba de la cuenca del Jubones determinando un caudal que es usado por los moradores del lugar, este caudal sin duda afecta al caudal disponible para la generación hidroeléctrica.

El diseño hidráulico da como resultado las siguientes características técnicas:

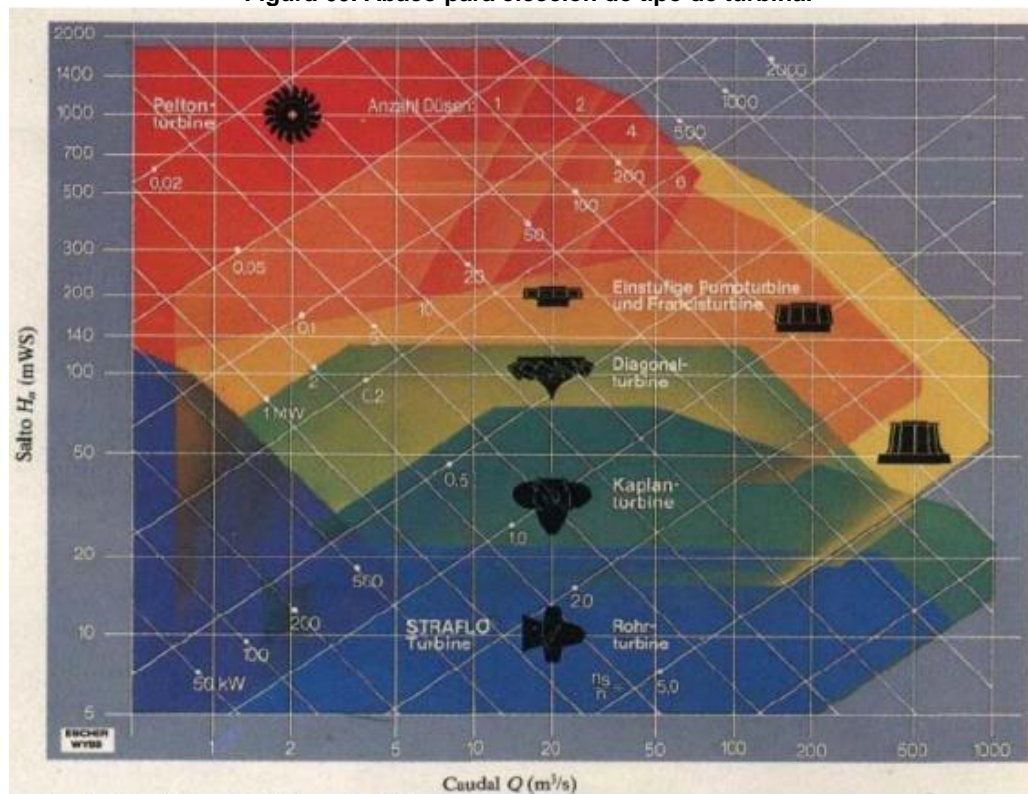
1. El cierre con el azud de hormigón a gravedad está a una altura de 2.5 metros con un nivel normal de operación (NNO) en la cota 2259.5 m.s.n.m. el ancho máximo del cierre es de 11 metros.
2. Una captación convencional con una rejilla de entrada que funciona sumergida de 5 metros de ancho y una altura de 1.5 metros del fondo del cauce, un desripiador de 0.8 metros por 5 m con un vertedero de excesos de 7 m de longitud y con una cota de 2257.7 m.s.n.m. seguido de una transición de entrada de forma alabeada inicia en la cota 2258.1 m.s.n.m. y finaliza en la cota 2257.5 m.s.n.m.
3. El sistema de evacuación de crecientes se desarrolla por medio de un vertedero de excesos con un ancho de 5 metros. Y se ubica 1.7 metros sobre la cota 2257 m.s.n.m. permitiendo evacuar los $12 \text{ m}^3/\text{s}$ para el evento de crecida máxima de diseño (CMD)
4. Se ubica un cuenco de disipación de energía para el caudal vertido por el azud para sumergir el resalto provocado por la evacuación de crecida. El fondo del

- cuenco se encuentra ubicado en la cota 2255.2. m.s.n.m. y tiene una longitud de 25 metros.
5. Se coloca una compuerta de lavado junto al azud con el fin de evacuar el material acumulado en la crecida de 1 metro de ancho y se ubica en la cota 2257 m.s.n.m.
 6. Un canal de conducción que funciona a gravedad con una sección típica a cielo abierto. Es un canal rectangular de 1.6 m de ancho con un calado de 1.5 m. que inicia en la cota 2257.5 m.s.n.m. y finaliza en la cota 2253 m.s.n.m. tiene una longitud de 5 km hasta llegar al desarenador
 7. Un desarenador de lavado intermitente con una cámara de sedimentación de 20 metros de largo y 6 m de ancho.
 8. El tanque de carga se ubica en la cota 2253 m.s.n.m. con una longitud de 5 m, de 2.6 m de ancho y con una profundidad de 3.40 m. que recibe el agua del río León.
 9. Una tubería circular de presión de acero superficial, de 0.90 m de diámetro y con longitud de 280 m. Presenta 3 tramos con pendientes de -88.41%, -111.69% y 145.89% respectivamente finalizando en la cota 1985 m.s.n.m.
 10. Una central superficial, que contiene de una turbina Pelton que se acopla a un generador. La potencia que se genera es de 8.34 Mw con una caída bruta de 270 m. La casa de máquinas posee un área de 200 m², con todos los equipos correspondientes.
 11. La energía generada es de 158 Gwh/año, con ingreso anual de 6500000 dólares por año.

4.1.1 Selección de la turbina para generación eléctrica

Un vez que se ha realizado el análisis hidrológico e hidráulico para la mini central hidroeléctrica Susudel la elección de la turbina es fundamental para la generación de energía eléctrica con los datos de caudal de diseño y con la altura de caída bruta para generación se tiene el siguiente ábaco (Figura 60) que se presenta el tipo de turbina que se va a elegir dependiendo el salto y del caudal.

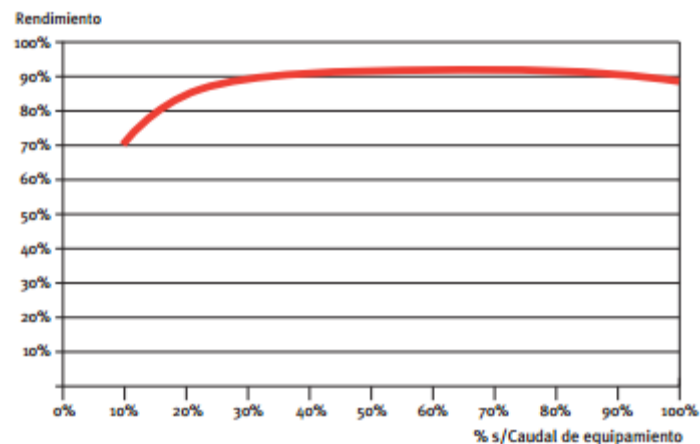
Figura 60. Ábaco para elección de tipo de turbina.



Fuente: Escher Wyss, Catálogo de fabricante.

Según las características que se presentan para la mini central hidroeléctrica Susudel con una caída bruta de 270 metros y un caudal de diseño de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ la turbina que se elige, es una turbina Pelton, ya que es diseñada para saltos elevados y poco caudal, está conformada por un rodete móvil con alabes de doble cuenco. El agua que entra en la turbina es dirigida y regulada por varios inyectores lo que en consecuencia provoca el giro de la turbina. Las turbinas Pelton poseen una alta disponibilidad y bajo costo de mantenimiento, con un rendimiento superior al 90% (superior al 90% en condiciones de diseño: presenta una curva de rendimiento bastante plana con un rendimiento superior al 80% para un caudal del 20% del nominal) Ver Figura 61, las posibilidades que ofrece este tipo de máquina hacen que sea muy apropiada para operar con carga parcial, además de permitir una amplia variación de caudales en su funcionamiento vertical en las máquinas con más de dos inyectores. Esta solución encarece el coste del generador.

Figura 61. Rendimiento de la turbina Pelton.



4.1.2 Análisis de presupuesto económico.

Una vez terminadas las obras el análisis es indispensable para verificar si la obra es viable o no. El análisis de presupuesto se refiere a la cuantificación de cantidades de obra y elaboración de precios unitarios de los trabajos a realizarse en la fase de construcción. Según el dimensionamiento de las obras que se ha realizado en el estudio hidráulico se presenta un presupuesto total que podría considerarse para el total del proyecto.

Se presupuesta con los costos de mercado en el sitio de la obra, los precios son referenciales de la cámara de construcción y de (INEC, 2016). Costo de materiales y equipos, costos indirectos de la obra son un 20% de costos directos, distribuidos de la siguiente manera:

- Utilidad: 10%
- Imprevistos: 10%

Para los estudios de prefactibilidad de la Mini Central Hidroeléctrica Susudel el resumen del presupuesto para la obra se detalla de la siguiente manera:

Captación: incluye trabajos debidos a excavaciones, fundición de las estructuras de hormigón y equipamiento mecánico.

Desarenador: incluye construcción de la obra, además considera canal de desagüe y equipamiento mecánico.

Canal de Conducción: incluye excavación, construcción y fundición del canal.

Tanque de carga: incluyen excavaciones y fundición de la estructura de hormigón.

Tubería de presión: excavaciones e instalación de las tuberías de acero desde el tanque de carga hasta la casa de máquinas.

Casa de máquinas: infraestructura, excavaciones, instalaciones eléctricas equipamientos.

Para determinar el costo total de la obra se toma el IVA con valor del 14% de subtotal de la obra.

Tabla 53. Presupuesto para la Mini Central Hidroeléctrica Susudel.

#	Descripción	Costo (USD)
1	Captación	395731.29
2	Desarenador	233117.48
3	Conducción	674244.85
4	Tanque de Presión	44387.61
5	Tubería de Presión	1148718.33
6	Casa de máquinas y equipamiento	2836046.72
7	Subestación	414450.00
8	Línea de Transmisión	406890.00
9	Remediación Ambiental	554850.00
10	Obra Civil	39343.72
Sub Total		6747780.01
IVA		944689.20
Total		7692469.21

Elaborador por: Andrea Naula Salazar.

Se presentan algunos de los insumos básicos que podrían intervenir en la construcción de cada obra. Debido a que se requiere un estudio más extenso y detallado de los presupuestos para la obra, solo se da una aproximación inicial de costos de la mini central pudiendo detallarse en un solo capítulo los presupuestos. El Anexo 12 muestra los parámetros para el cálculo del costo total de la obra.

CAPITULO V

5.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Según el estudio hidrológico realizado para el proyecto de la Mini Central Hidroeléctrica de Susudel, lo primero que se debe concluir es que los datos del inventario de la CONELEC son diferentes a los obtenidos de acuerdo al estudio realizado, estos datos pudieron ser estimados por estudios básicos sin considerar las condiciones reales de la cuenca.
- Para determinar los caudales que son necesarios para la elección de la turbina, y determinar la potencia a instalarse se debe disponer de registros pluviométricos de la zona de estudio ya que sin estos registros los caudales son estimados por transposición de caudales de lugares cercanos.
- Para escoger el tipo de captación, se analiza el terreno en base a la cartografía, y se ha determinado una toma lateral.
- El material de la tubería a presión es acero comercial debido a las buenas características que presenta, resistente a altas presiones, fácil instalación y transporte, las juntas son sencillas.
- La turbina Pelton es elegida debido a que su eficiencia es del 90% y es la más adecuada para las características que presenta la zona.
- Con el diseño hidráulico se determinó que la obra cuesta aproximadamente 7700000 dólares, sin contar con procesos administrativos y fiscalización. La mini central hidroeléctrica de Susudel cuesta 1.19 millones por cada MW instalado, se encuentra ubicado dentro del rango del costo del valor de una central hidroeléctrica. Concluyendo que económicamente es viable.
- Analizando energéticamente la mini central genera 158.00 Gwh/año, lo que se considera aceptable.

5.1.1 Recomendaciones de estudio hidrológico y geotécnico

- Transposición de caudales, para la aplicación de este método es recomendable que la estación guía cuente con una serie histórica de datos de caudales lo suficientemente larga y confiable, para que el análisis de la cuenca sin información sea representativo. De igual forma es pertinente que las cuencas involucradas sean vecinas, para que no exista diferencia considerable en los

valores de precipitación, cobertura vegetal y/o tipo de suelos. Como último punto a considerar, las cuencas hidrográficas no deben tener una diferencia considerable en cuanto a su tamaño.

- Caudal ecológico se toma la recomendación del “Ministerio del Ambiente en su documento borrador de guías ambientales para centrales hidroeléctricas” donde sugieren adoptar un caudal equivalente al 10% de caudal medio anual y estará sujeto a monitoreo y control por parte de las autoridades ambientales.
- El mayor problema que se presenta al realizar el estudio de la mini central hidroeléctrica, es el de tener que escoger entre: Un costo elevado de los estudios detallados geotécnicos, estructurales e hidrológicos y el aumento de costos de construcción al diseñar obras con factores de seguridad elevados. Estos factores de seguridad elevados intentarán cubrir el desconocimiento de importantes factores geotécnicos que pueden estar en un sitio determinado.

5.1.2 Recomendaciones de estudio hidráulico

- Se debe tener en cuenta la manera en la cual se va a desviar el agua durante el proceso constructivo de modo que no interrumpa la ejecución de las obras y no ocasione retrasos que produzca incrementos en el costo.
- La toma que no tiene una estructura transversal tiene mayor inconveniente debido a que no se dispone de un control en el caudal.
- Si se escoge una reja de entrada alta esta ocasionará mayores costos para el azud y la construcción de la obra de disipación de energía (zampeado) será más costosa.
- Los barrotes deben estar colocados al ras o sobresalir un poco de la cara del muro que los contiene, además presentar una inclinación respecto a la vertical cercana a los 20° para facilitar su limpieza.
- La reja debe estar ubicada a una determinada distancia aguas arriba del azud con la finalidad de poder emplazar una ataguía durante el proceso constructivo.
- Cuando los cursos de agua están sujetos a régimen torrencial y a cuerpos flotantes de gran tamaño puedan dañar a las rejas finas, debe ser diseñada la instalación con rejas gruesas.
- La colocación de la rejilla puede ser vertical o con una pequeña inclinación de 1:1/4 para facilitar su limpieza. Si la limpieza posee control remoto se recomienda

que se haga mediante acción mecánica ya que cuando es manual en épocas de avenidas es casi imposible ejecutar con la frecuencia debida. Si la limpieza se realiza a mano la reja debe ser desmontable, la experiencia indica que se puede limpiar una reja hasta 4 metros de profundidad.

- Para mejorar la seguridad del desripador se recomienda que la longitud de este se diseñe considerando la crecida del río.
- Se deben eliminar los ángulos rectos en el desripador, se debe unir las paredes con curvas que tenga convergencia hacia la compuerta del desripador, con el fin de evitar que el material se acumule en las esquinas.
- El diseño de la transición no debe presentar ángulos agudos ni cambios bruscos de dirección y se puede proyectar a transición de forma alabeada y con curvas suaves, la obra se encarece
- Si se utiliza transiciones con alineaciones rectas se disminuye el grado de dificultad en la construcción, pero se aumenta las pérdidas que, si se realizan mediante arcos, esto ocasionará el aumentando en el costo de la obra.
- La velocidad de entrada al canal de conducción debe ser baja para que no se produzca erosión en el mismo.
- Para la ubicación del tanque de presión obligatoriamente se debe realizar visitas de campo observando la morfología y litología del lugar, con lo que se podrán dar explicaciones para los riesgos geológicos e hidráulicos lo que podría afectar la seguridad de esta obra.
- La casa de máquinas debe disponer del espacio suficiente almacenar los componentes eléctricos que generan la energía.
- En el presupuesto de la obra se debe tomar en cuenta el sistema vial, para tener el costo final, como en la obra no se dispone de información necesaria para estimar el valor definitivo se puede asumir un 30% del precio total.
- Realizar estudios complementarios como Geotécnicos, ambientales, electromecánicos, estructurales, socioeconómicos etc. para garantizar la viabilidad técnica del proyecto a nivel de prefactibilidad.

BIBLIOGRAFÍA

- Alcula. (2014). *Calculadora Estadística: Diagrama de Caja*. Obtenido de <http://www.alcula.com/es/calculadoras/estadistica/diagrama-de-caja/>
- Bastidas, C. (2008). *Manual para el uso del modelo hidrológico HEC-HMS*. UCV.
- Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams*. United States: United States Department of the Interior.
- Castro, A. (2006). *Minicentrales hidroeléctricas*. Madrid: Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía.
- Chow, V. T. (1994). *Hidrología Aplicada*. New York: Mc-GRAW-HILL.
- Chow, V. T. (2009). *Open channel hydraulics*. New York: McGraw-Hill.
- CNRH. (2007). *Consejo Nacional de Recurso Hídricos*. Obtenido de <http://cice.org.ec/cnrh/cnrh.htm>
- Coello Granda, C. (2016). *Apuntes de Clases: Tratamiento de Información Hidrológica para Ingeniería*. Cuenca: Facultad de Ingeniería.
- CONELEC. (2009). *Proyectos Hidroeléctricos Disponibles para su Desarrollo Potencia Instalable entre 10 y 100 MW*. Quito: ARCONEL.
- Criollo Cabrera, X. L., & Quezada Damian, C. L. (2011). Diseño de una mini central de energía hidroeléctrica en la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Cuenca. 155.
- Espinoza Villar, J. C., Ronchail, J., Lavado, W., Carranza, J., Cochonneau, G., De Oliveira, E., . . . Loup Guyot, J. (2010). *Variabilidad espacio-temporal de las lluvias en la cuenca amazónica y su relación con la variabilidad hidrológica regional. Un enfoque particular sobre la región andina*. Lima: RPGA.
- European Small Hydropower Association. (1998). Guía para el desarrollo de una pequeña central hidroeléctrica. *ESHA*, 174.



- FAO. (1978). *Organización de la Naciones Unidas para la Alimentación y Agricultura*. Obtenido de <http://www.fao.org/soils-portal/levantamiento-de-suelos/clasificacion-de-suelos/base-referencial-mundial/es/>
- Forget, A. (2011). *Manual para ayudar la comprensión del diseño de microcentrales hidroeléctricas aisladas*. Lima.
- French, R. (2007). *Open channel hydraulics*. New York: McGraw Hill & Water Resources Publications LLC.
- González Hernández, J. C. (2015). Planeación estratégica de una pequeña central hidroeléctrica. 24.
- Guevara Díaz, J. M. (2003). *Métodos de estimación y ajuste de datos climáticos*. Caracas: Consejo de Desarrollo Científico y Humanístico.
- INAMHI. (2015). *Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología*. Obtenido de <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/biblioteca/>
- INAMHI. (25 de Mayo de 2015). *Servicio Meteorológico*. Obtenido de <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/gisweb/>
- INEC. (2016). *Instituto Nacional de Estadísticas y Censos*. Obtenido de Índice de Precios de la Construcción: <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/indice-de-precios-de-la-construccion/>
- Krochin, S. (1968). *Diseño Hidráulico*. Editorial Universitaria.
- Lane, E. W. (1935). *Security from Under-seepage: Masonry Dams on Earth Foundations. Cross Sections of Dams*. American Society of Civil Engineers.
- Luzuriaga Hermida, G. A. (2005). *Manual de Diseño a Nivel de Prefactibilidad para Pequeñas Centrales Hidroeléctricas*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Magap. (2014). Obtenido de Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca: <http://geoportal.magap.gob.ec/>
- (s.f.). *Manual para el uso de modelo hidrológico HEC-HMS*.



- Morales, S., Corredor, L., Paba, J., & Pacheco, L. (2014). Etapas de desarrollo de una proyecto de pequeñas centrales hidroeléctricas: Contexto y criterios básicos de implemetación. *DYNA*, 8.
- Novillo Barreno, M. (1985). *MANUAL DE DISEÑO DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS. VOLUMEN III*. Bucaramanga: OLADE.
- NRCS. (s.f.). *Natural Resources Conservartion Service*. Obtenido de United States Deparment of Agriculture: <http://www.nrcs.usda.gov/wps/portal/nrcs/site/national/home/>
- Ortiz Flórez, R. (2011). *Pequeñas Centrales Hidroeléctricas*. Bogotá: Ediciones de la U.
- Pacheco Tobar, E. A. (2014). *Elementos de Diseño para una Captación Convencional*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- PROMAS. (2016). *Programa para el Manejo del Agua y del Suelo*. Obtenido de PROMAS: <http://promas.ucuenca.edu.ec/Promas/index.php>
- Ruales Zambrano, G. C. (2013). *Hidrología*. Obtenido de <http://datateca.unad.edu.co/contenidos/30172/MODULO%20HIDROLOGIA/identificacin.html>
- Schoklitsch, A. K. (1968). *Handbook of Hydraulics Structures*. Barceloa-España: Gustavo Gili S.A.
- Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de Canales*. México: UNAM.
- Streeter, V. L., Wylie, E. B., & Bedford, K. W. (2000). *Mecánica de Fluidos*. New York: McGraw-Hill.
- Tenorio Zurita, N. G. (2005). Diseño de implementación de un prototipo de una picocentral hidráulica para uso rural. 168.
- Urgilés Calle, M. G. (2015). *Análisis Espacio-Temporal de Precipitaciones e Intensidades: Obtención de Histogramas de Diseño en la Cuenca Alta del Río Paute*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- USGS. (s.f.). *SURFACE-WATER FIELD TECHNIQUES*. Obtenido de <http://www.rcamnl.wr.usgs.gov/sws/fieldmethods/Indirects/nvalues/>

ANEXOS

Anexo 1. Temperatura Media

Minas de Huascachaca

.	Minas de Huascachaca			Código	M0196					Cota	1040		m.s.n.m.
+++	Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
	1974	-	-	21.1	21.6	21.4	20.4	-	-	-	-	-	-
	1975	-	-	-	-	-	-	20.9	20.1	19.9	20.5	19.8	19.7
	1976	19.8	20.5	21	21.3	21.4	20.6	-	-	20.9	20.5	20.8	21.4
	1977	21	21.3	22.2	21.8	21.3	21.3	-	21.4	22.5	21.5	20.5	22.2
	1978	22	22.6	22.2	-	-	-	-	-	-	-	22.1	21.7
	1979	22	22.3	22.8	23.1	22	21.4	-	21.8	22.5	-	21	21.7
	1980	21.9	21.7	22.1	22.7	22.3	22	22.6	22.3	22.1	21.6	21.2	21.2
	1981	21.1	21.3	22.4	22.2	21.7	21.3	22.1	22	22.2	21	21	21.6
	1982	21.5	21.7	21.7	22	22	22.4	21.5	22.5	22	21.6	22.2	22.3
	1983	22.8	23.3	23.5	22.9	23.1	23.3	23.3	23.6	21.6	21.4	21.9	21.4
	1984	21.5	21.5	21.9	22	21.3	20.9	21	21	20.9	21.2	20.6	21.4
	1985	22.1	22.8	23.6	23.2	-	-	-	-	-	-	-	22.2
	1986	-	-	-	-	21.7	-	-	-	-	21	20.6	-
	Mensual	21.6	21.9	22.2	22.3	21.8	21.5	21.9	21.8	21.6	21.1	21.1	21.5

San Gerardo

Estación:	San Gerardo			Código	-		Cota			2800	m.s.n.m.	
Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2008	11.9	11.3	11.6	12.0	11.8	12.1	11.7	12.0	12.6	12.2	12.0	11.9
2009	11.8	11.9	12.6	12.8	13.0	-	-	12.7	13.9	13.5	12.9	13.1
2010	13.4	13.7	13.7	13.6	13.3	12.6	12.6	12.4	13.0	12.6	11.6	11.2
2011	11.7	11.7	11.6	12.2	12.5	12.6	11.7	12.8	12.6	11.8	12.1	11.9
2012	11.6	11.4	12.9	12.2	12.6	12.9	13.1	13.2	13.6	12.6	12.6	12.5
2013	13.7	12.7	13.3	13.8	12.9	13.5	12.7	12.7	13.6	13.2	12.9	13.4
2014	13.0	12.9	12.5	13.9	13.2	13.4	13.6	12.9	13.5	13.3	13.0	13.2
2015	13.5	13.3	13.1	13.5	13.9	13.4	13.5	14.0	14.6	14.2	-	-
Mensual	12.6	12.4	12.7	13.0	12.9	12.9	12.7	12.8	13.4	12.9	12.4	12.5

Santa Isabel

Estación:	Santa Isabel			Código	M0032			Cota	1550			m.s.n.m.
Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1959	10.8	10.8	10.3	10.2	10.8		9.2	10.0	11.6	11.6	10.7	11.8
1960	18.9	18.9	18.9	19.4	19.9	20.3	20.2	20.8	20.9	20.2	19.7	19.4
1961	18.8		19.4	19.2	19.7	19.9	19.7	20.8	19.9	19.6	18.5	19.8
1962	18.1	18.3	18.3	18.2	19.6	19.3	20.9	19.7	19.7	19.4	18.8	19.0
1963	18.7	18.2	18.4	19.3	20.4	20.6	20.4	21.3	20.5	20.1	19.5	19.0
1964	19.1	18.2	19.7	19.0	19.9	19.5	20.6	20.2	20.1	18.9	19.0	18.9
1965	18.6	19.7	19.1	18.6	19.6		21.0	20.7	-	20.3	20.0	20.0
1966	20.0	20.7	19.8	19.8	19.9	19.3	20.7	-	-	-	-	-
1967	18.4	-	-	-	-	-	-	20.3	20.2	-	-	-
1968	-	-	-	-	-	-	-	-	19.0	17.5		20.7
1969	20.1	19.6		20.3		19.9	21.4	20.1	21.1	20.4	19.5	19.5
1970	19.1	19.5	19.0	20.1	19.0	19.7	19.6	19.9	19.3	19.4	19.6	18.5
1971	17.9	17.4	17.9	18.8	19.2	18.4	19.4	18.9	18.7	19.0	19.0	18.5
1972	18.6	18.2	18.2	18.9	19.5	19.5	20.7	20.0	20.2	20.3	18.9	19.6
1973	19.5	19.1	18.9	19.3	18.8	18.9	19.9	19.6	19.5	19.8	19.2	18.2
1974	18.2	18.0	18.7	20.1	19.7	18.7	19.6	20.4	19.3	18.8	19.1	18.5
1975	18.2	18.0	18.7	18.8	19.2	19.1	19.3	19.0	18.8	18.6	18.5	18.0
1976	17.0	17.5	18.5	18.9	19.4	19.3	20.8	20.3	20.7	19.5	19.3	19.3
1977	18.3	18.3	19.6	19.2	19.5	19.9	20.6	20.4	20.8	20.3	19.5	19.8
1978	19.2	20.2	19.2	19.2	19.4	19.8	20.1	20.1	19.3	20.1	19.7	19.1
1979	18.3	19.1	18.8	20.0	19.7	20.6	20.0	20.5	19.6	-	-	-
1980	19.7	18.9	20.1	20.3	20.5	20.9	20.9	21.2	20.9	19.7	19.4	19.4
1981	18.5	18.3	19.4	19.4	19.7	19.7	20.3	20.3	21.3	19.5	19.5	19.1
1982	18.9	18.9	18.9	19.9	19.7	20.4	20.7	22.2	20.5	19.5		19.7
1983	20.0	20.7	20.8	20.1	20.3	20.9	21.0	21.7	20.0	19.7	19.9	18.7
1984	18.6	18.1	18.6	18.6	18.4	18.7	19.2	20.1	19.3	19.3	18.7	18.9
1985	17.7	18.7	19.3	19.0	19.5	21.6	20.5	20.3	19.8	19.7	19.7	18.4
1986	17.8	18.5	19.2	18.9	19.1	20.9	21.2	-	-	19.4	19.8	19.1
1987	19.1	20.8	20.6	20.7		21.7	20.5	-	-	20.3	-	19.9
2007	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	19.9
2008	18	18	19.8	20	20	20	20	20	20	20	19.9	19.8
2009	19.8	19.8	20	20	20	6	5.3	5.1	-	5.3	4.5	5
2010	20	20	20	20	20.2	20	20	20	20	20	19.9	19.8
2011	19.8	19.9	20	20	20	20	20	20.1	20.2	20	19.9	19.8
2012	19.8	19.8	20	20	20	20	20	20	20	20	19.9	19.8
Mensual	18.6	18.7	19.0	19.2	19.4	19.5	19.5	19.5	19.7	18.9	18.6	18.6



Saraguro

Estación:	Saraguro			Código		M0142		Cota		2525		m.s.n.m.
Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1963							12.6	13.8	13.9	14.1	13.3	14.1
1964	14.3	14.2	14.7	14.5	13.9	14.0	14.0	13.4	-	13.1	13.8	12.9
1965	12.8	13.2	13.5	13.3	13.3	12.2	12.3	12.6	13.3	13.6	13.2	13.4
1966	13.0	12.9	13.0	13.3	13.4	12.5	12.1	12.0	12.6	12.7	12.8	12.6
1967	12.5	12.4	12.6	12.0	12.2	12.2	12.3	12.2	12.4	12.6	13.0	13.0
1968	12.8	13.1	12.6	13.0	12.7	12.6	12.4	13.0	12.5	12.8	12.9	13.0
1969	12.8	12.7	12.8	12.9	12.4	12.6	12.3	12.6	-	12.6	-	12.6
1970	12.6	12.6	12.5	12.5	12.6	12.3	12.6	12.3	12.4	12.5	12.5	12.4
1971	12.6	12.4	12.3	12.5	12.6	12.4	13.1	12.3	12.5	13.0	12.6	12.3
1972	12.5	12.3	12.7	13.4	13.2	13.0	12.7	12.4	12.8	-	13.2	13.5
1973	13.0	13.0	13.2	-	12.3	12.2	12.2	12.2	12.4	-	12.3	12.0
1974	12.4	12.3	12.4	12.6	12.2	12.4	11.9	12.8	12.8	13.0	13.2	13.2
1975	12.9	12.7	13.4	13.3	13.2	12.4	12.3	11.5	12.5	13.0	13.1	12.8
1976	12.5	12.4	13.3	12.8	13.4	12.7	11.6	12.1	13.5	13.5	13.5	13.6
1977	13.5	13.3	13.1	13.1	13.5	12.9	12.7	12.8	13.1	14.1	14.2	14.0
1978	13.5	13.8	13.3	13.3	13.3	12.9	12.9	12.5	13.1	13.6	14.2	13.8
1979	13.5	13.5	13.4	12.9	13.4	13.2	13.0	13.2	13.9	14.0	14.2	13.5
1980	13.4	13.2	12.7	13.2	13.2	13.1	12.6	12.8	13.1	13.1	13.5	13.7
1981	13.0	13.0	12.8	13.1	13.6	13.1	12.3	12.7	12.8	13.5	13.4	12.9
1982	12.7	-	13.0	13.1	12.8	12.8	11.9	11.9	12.6	12.6	12.8	12.5
1983	12.7	12.9	13.2	13.3	13.2	13.3	12.9	12.4	12.6	12.8	13.6	13.5
1984	12.8	12.8	13.0	12.9	13.2	13.1	12.8	13.2	12.6	13.1	13.0	13.3
1985	12.9	12.8	12.9	13.2	13.1	12.7	12.3	12.6	13.1	13.3	13.2	13.1
1986	13.0	13.0	13.0	13.4	13.5	13.0	12.5	13.0	12.9	13.4	13.3	13.5
1987	13.3	13.2	13.2	13.3	13.4	13.9	13.7	13.6	14.3	14.2	13.9	14.1
1988	13.8	13.9	13.8	14.0	14.3	13.9	13.0	13.9	14.0	14.1	13.7	13.6
1989	13.7	13.5	13.3	13.9	13.6	13.5	13.0	13.4	14.0	13.7	14.1	14.0
1991	14.9	15	15	14.8	15.1	14.8	14	12.5	13	14.8	15	15
1992	15	15	15	14.8	14.8	14.8	-	13	13.5	15	13	14
1993	13.2	13.1	12.5	14.7	14.9	14.6	13.2	13.5	13.9	15.1	15.3	14.9
1994	14.5	15.3	15.5	15	15.4	14.9	13	11.9	12.9	-	-	15.9
1995	15.9	15.8	16	16.2	15.8	-	-	14.7	14.7	15.1	15.4	14.7
1996	14.4	14.8	15.2	15	14.3	13.6	12.6	14.9	14.3	14.7	14.3	14.9
1997	14.5	14.3	14.4	14.6	14.2	14.7	14.4	14.1	14.4	15.3	14.7	15.6
1998	-	15.8	15.6	15.9	15.4	14.6	14.8	15	14.5	14.9	15.5	14.9
1999	15	15.2	15	15	15	15	14.8	-	15	15	14.8	24
2000	15	15	15	15	15	15	14.8	-	-	-	-	-
2001	-	15	15	15	15	14.8	14.8	14	15	15.1	15	15.1
2002	15	15	15	15	15	14.8	14.8	-	15	-	15	-
2003	15.2	15.2	15.2	15.1	25	15	-	14.9	15	15.2	15.1	15.1
2004	15	15.2	15.3	15.3	15.1	14.8	14.9	14.8	14.9	15	15.1	15
2005	15	15.1	15.1	15.2	15	15	14.8	14.9	15	15	14.9	14.8
2006	-	15.2	15.1	15	15	14.9	14.8	15	15	15	15	15.1
2007	15.2	15	15	15.1	15	14.8	15	1.8	14.9	14.9	15	14.9
2008	15	14.9	15	15	15	14.9	14.8	-	-	15	15	24.9
2009	15	15	15	15	15	15	15	15	15.1	15.2	15.1	15.2
2010	15.2	15.2	15.3	15.3	15.3	15	15	15	15.1	15.2	15	15
Mensual	13.8	13.9	13.9	14.0	14.2	13.7	13.3	13.0	13.6	14.0	14.0	14.4

Temperaturas Medias Totales

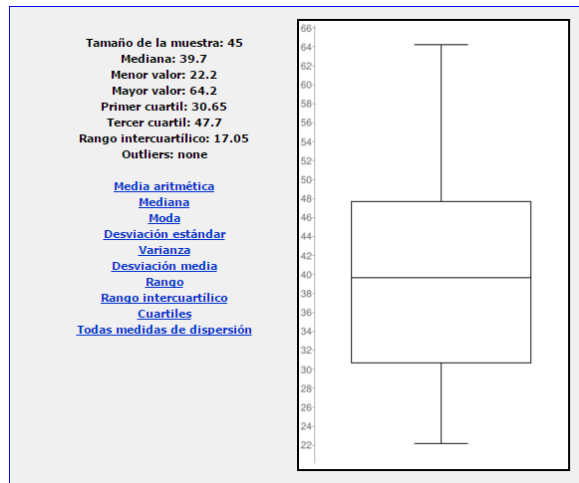
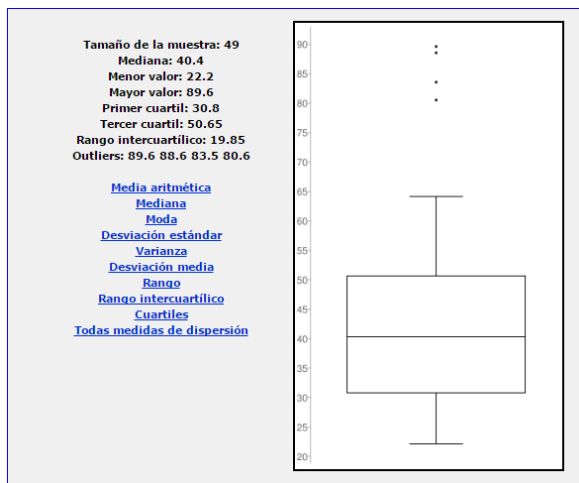
		Temperatura Media Mensual Total											
Estación	Temperatura	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Saraguro	°C	13.8	13.9	13.9	14.0	14.2	13.7	13.3	13.0	13.6	14.0	14.0	14.4
Santa Isabel	°C	18.6	18.7	19.0	19.2	19.4	19.5	19.5	19.5	19.7	18.9	18.6	18.6
Minas de Huascachaca	°C	21.6	21.9	22.2	22.3	21.8	21.5	21.9	21.8	21.6	21.1	21.1	21.5
San Gerardo	°C	12.6	12.4	12.7	13.0	12.9	12.9	12.7	12.8	13.4	12.9	12.4	12.5

Anexo 2. Diagramas de Caja

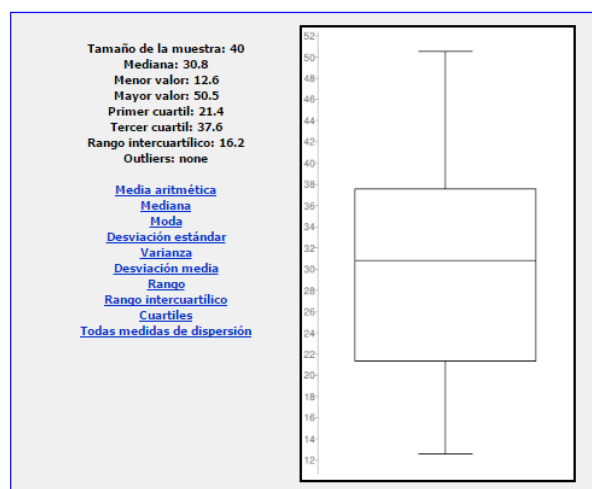
Todos los Registros

Valores Ajustados

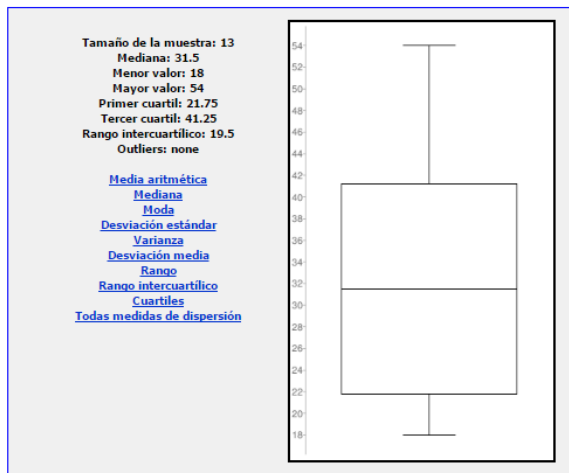
Girón



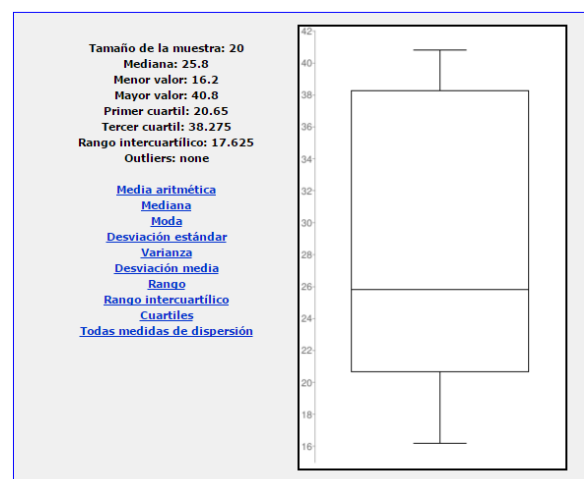
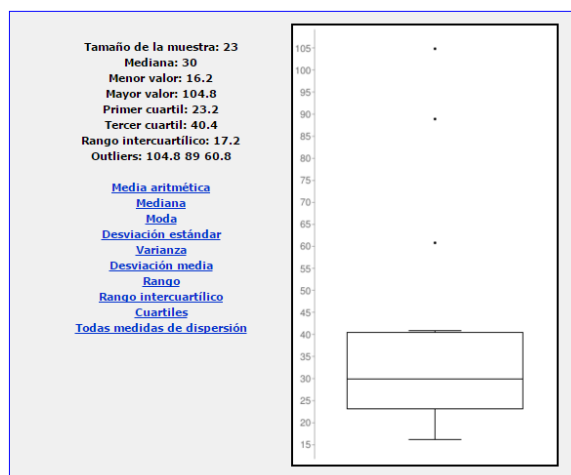
Hacienda Santa Lucia



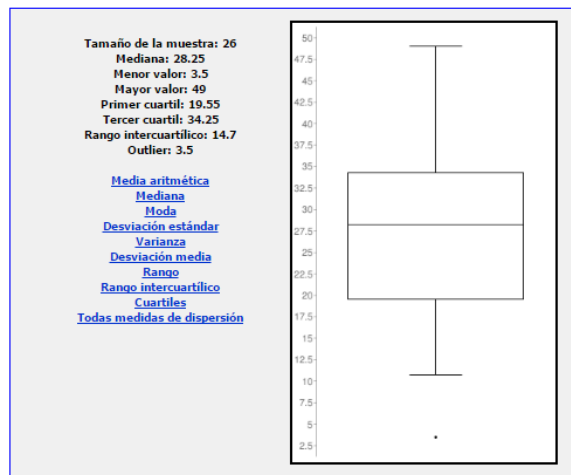
Gima



Nabón



Oña

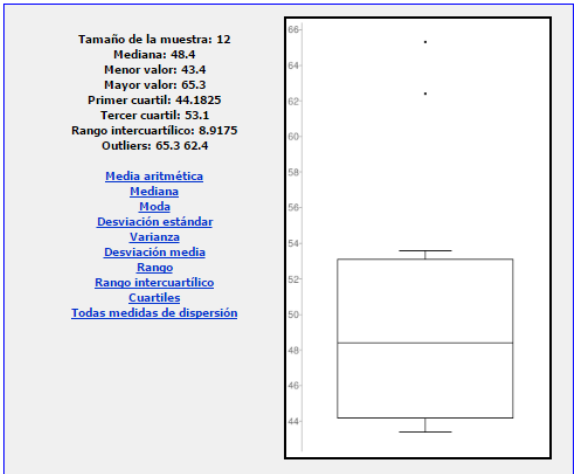
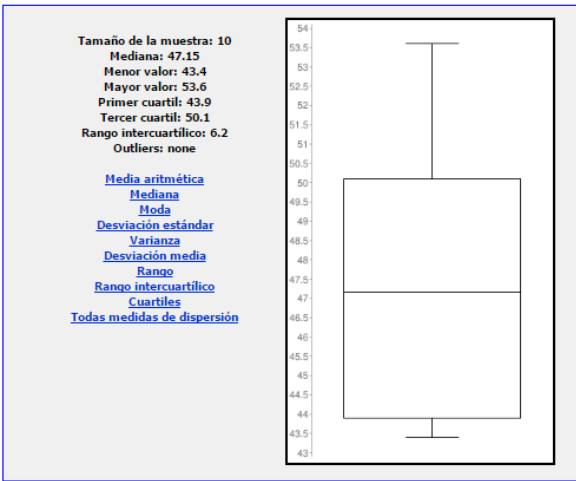
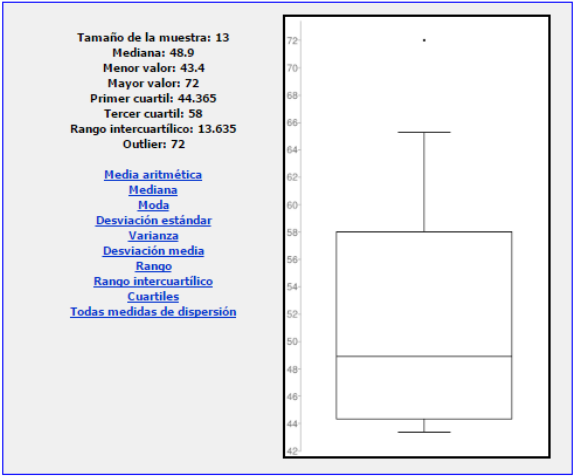


Portete

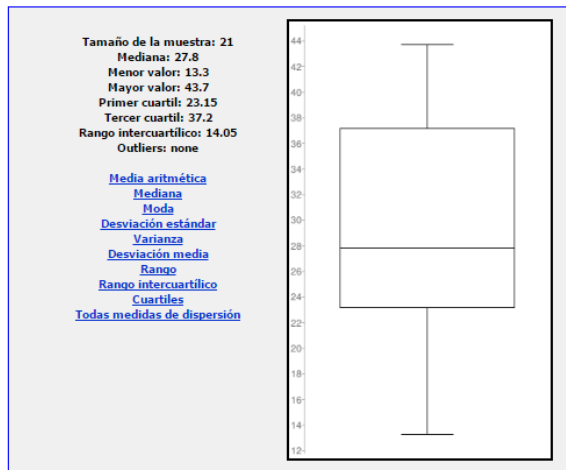




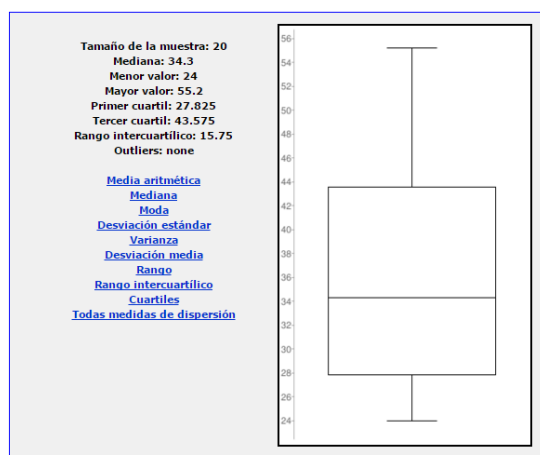
San Fernando



Santa Isabel



Saraguro





Anexo 3. Test de Kolmogorov-Smirnov.

Nabón

$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x)i - F(x))^2}{\sum (F_n(x)i - \text{media}(F_n(x)i))^2}$															
		Gumbel		Normal		F(n)-F(X) Gumbel	F(n)- F(X) Normal			Gumbel	Normal	Gumbel	Normal		
Xn	x	Fn(x)	y	F(x)I (e^-e^-Y)	F(x) I	D	D	Media F(n)	Media Normal	{F(n)-F(x)}^2	{F(n)-F(x)}^2	F(n)-Fmedia)^2	F(n)-Fmedia)^2	Gumbel	Normal
1	16.2	0.05	-1.31	0.024	0.0704	0.0232	-0.0228			0.0005	0.0005	0.21	0.20		
2	18.6	0.10	-0.95	0.075	0.1169	0.0199	-0.0217			0.0004	0.0005	0.17	0.16		
3	18.7	0.14	-0.93	0.078	0.1192	0.0645	0.0236			0.0042	0.0006	0.13	0.12		
4	19.4	0.19	-0.83	0.101	0.1364	0.0894	0.0541			0.0080	0.0029	0.10	0.09		
5	19.8	0.24	-0.77	0.116	0.1470	0.1225	0.0911			0.0150	0.0083	0.07	0.06		
6	23.2	0.29	-0.26	0.275	0.2579	0.0109	0.0278			0.0001	0.0008	0.05	0.04		
7	24.3	0.33	-0.09	0.335	0.3014	-0.0014	0.0319			0.0000	0.0010	0.03	0.03		
8	24.6	0.38	-0.04	0.351	0.3138	0.0296	0.0671			0.0009	0.0045	0.01	0.01		
9	25.3	0.43	0.06	0.390	0.3436	0.0384	0.0850			0.0015	0.0072	0.01	0.00		
10	25.7	0.48	0.12	0.412	0.3610	0.0639	0.1152	0.50	0.49	0.0041	0.0133	0.00	0.00	0.927	0.929
11	25.9	0.52	0.15	0.423	0.3699	0.1005	0.1539			0.0101	0.0237	0.00	0.00		
12	30	0.57	0.77	0.629	0.5596	-0.0578	0.0118			0.0033	0.0001	0.00	0.01		
13	31.8	0.62	1.04	0.702	0.6412	-0.0834	-0.0221			0.0070	0.0005	0.01	0.02		
14	34.4	0.67	1.43	0.788	0.7477	-0.1211	-0.0811			0.0147	0.0066	0.03	0.03		
15	35.5	0.71	1.60	0.817	0.7872	-0.1027	-0.0729			0.0106	0.0053	0.04	0.05		
16	39.2	0.76	2.16	0.891	0.8910	-0.1289	-0.1291			0.0166	0.0167	0.07	0.07		
17	40	0.81	2.28	0.903	0.9076	-0.0930	-0.0980			0.0087	0.0096	0.09	0.10		
18	40.4	0.86	2.34	0.908	0.9151	-0.0508	-0.0580			0.0026	0.0034	0.13	0.13		
19	40.7	0.90	2.38	0.912	0.9205	-0.0071	-0.0157			0.0001	0.0002	0.16	0.17		
20	40.8	0.95	2.40	0.913	0.9222	0.0392	0.0302			0.0015	0.0009	0.20	0.21		
Dtmx						0.1225	0.1539			0.1097	0.1066	1.51	1.51		



Girón

														$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x)l - F(x))^2}{\sum (F_n(x)l - \text{media}(F_n(x)l))^2}$	
				Gumbel	Normal	F(n)-F(X) Gumbel	F(n)- F(X) Normal					Gumbel	Normal		
Xn	x	Fn(x)	y	F(x)l (e^-e^-Y)	F(x) l	D	D	Media F(n)	Media Normal	{F(n)-F(x)}^*2	{F(n)-F(x)}^*2	F(n)-Fmedia)^*2	F(n)-Fmedia)^*2	Gumbel	Normal
1	22.2	0.02	-1.52	0.011	0.0514	0.0112	-0.0297			0.0001	0.0009	0.23	0.22		
2	24.5	0.04	-1.24	0.031	0.0781	0.0120	-0.0346			0.0001	0.0012	0.21	0.20		
3	25.3	0.07	-1.15	0.043	0.0896	0.0222	-0.0243			0.0005	0.0006	0.19	0.18		
4	27	0.09	-0.94	0.077	0.1179	0.0103	-0.0309			0.0001	0.0010	0.17	0.16		
5	28	0.11	-0.82	0.102	0.1373	0.0064	-0.0286			0.0000	0.0008	0.16	0.14		
6	28.1	0.13	-0.81	0.105	0.1393	0.0254	-0.0089			0.0006	0.0001	0.14	0.13		
7	28.1	0.15	-0.81	0.105	0.1393	0.0471	0.0129			0.0022	0.0002	0.12	0.11		
8	28.1	0.17	-0.81	0.105	0.1393	0.0688	0.0346			0.0047	0.0012	0.11	0.10		
9	28.7	0.20	-0.74	0.123	0.1521	0.0729	0.0436			0.0053	0.0019	0.09	0.08		
10	28.9	0.22	-0.72	0.129	0.1565	0.0884	0.0609			0.0078	0.0037	0.08	0.07		
11	30.6	0.24	-0.51	0.188	0.1973	0.0514	0.0418			0.0026	0.0017	0.07	0.06		
12	30.7	0.26	-0.50	0.192	0.1999	0.0694	0.0609			0.0048	0.0037	0.06	0.05		
13	30.9	0.28	-0.48	0.199	0.2052	0.0835	0.0774			0.0070	0.0060	0.05	0.04		
14	31	0.30	-0.47	0.203	0.2078	0.1014	0.0965			0.0103	0.0093	0.04	0.03		
15	33	0.33	-0.23	0.285	0.2649	0.0415	0.0611			0.0017	0.0037	0.03	0.03		
16	33.4	0.35	-0.18	0.302	0.2773	0.0461	0.0706			0.0021	0.0050	0.02	0.02		
17	34.4	0.37	-0.06	0.345	0.3092	0.0244	0.0604			0.0006	0.0036	0.02	0.01		
18	34.6	0.39	-0.04	0.354	0.3158	0.0373	0.0755			0.0014	0.0057	0.01	0.01		
19	36.4	0.41	0.18	0.433	0.3774	-0.0195	0.0357			0.0004	0.0013	0.01	0.01		
20	36.4	0.43	0.18	0.433	0.3774	0.0023	0.0574			0.0000	0.0033	0.00	0.00		
21	39.4	0.46	0.53	0.556	0.4866	-0.0999	-0.0301			0.0100	0.0009	0.00	0.00		
22	39.5	0.48	0.55	0.560	0.4903	-0.0820	-0.0120			0.0067	0.0001	0.00	0.00		
23	39.7	0.50	0.57	0.568	0.4977	-0.0680	0.0023	0.50	0.49	0.0046	0.0000	0.00	0.00	0.970099	0.978999
24	40.2	0.52	0.63	0.587	0.5162	-0.0651	0.0055			0.0042	0.0000	0.00	0.00		
25	40.4	0.54	0.65	0.594	0.5236	-0.0508	0.0199			0.0026	0.0004	0.00	0.00		
26	40.9	0.57	0.71	0.612	0.5421	-0.0472	0.0231			0.0022	0.0005	0.00	0.01		
27	41.3	0.59	0.76	0.627	0.5568	-0.0396	0.0302			0.0016	0.0009	0.01	0.01		
28	41.8	0.61	0.82	0.644	0.5751	-0.0351	0.0336			0.0012	0.0011	0.01	0.02		
29	42.8	0.63	0.94	0.676	0.6111	-0.0460	0.0193			0.0021	0.0004	0.02	0.02		
30	42.9	0.65	0.95	0.680	0.6147	-0.0274	0.0375			0.0007	0.0014	0.02	0.03		
31	43.1	0.67	0.97	0.686	0.6217	-0.0118	0.0522			0.0001	0.0027	0.03	0.04		
32	45.2	0.70	1.23	0.745	0.6933	-0.0498	0.0024			0.0025	0.0000	0.04	0.04		
33	45.4	0.72	1.25	0.751	0.6998	-0.0333	0.0176			0.0011	0.0003	0.05	0.05		
34	46.6	0.74	1.39	0.780	0.7374	-0.0408	0.0018			0.0017	0.0000	0.06	0.06		
35	48.8	0.76	1.65	0.826	0.7994	-0.0650	-0.0386			0.0042	0.0015	0.07	0.08		
36	48.8	0.78	1.65	0.826	0.7994	-0.0433	-0.0168			0.0019	0.0003	0.08	0.09		
37	50.6	0.80	1.87	0.857	0.8430	-0.0526	-0.0386			0.0028	0.0015	0.09	0.10		
38	50.7	0.83	1.88	0.859	0.8452	-0.0324	-0.0191			0.0011	0.0004	0.10	0.12		
39	50.7	0.85	1.88	0.859	0.8452	-0.0107	0.0026			0.0001	0.0000	0.12	0.13		
40	50.8	0.87	1.89	0.860	0.8474	0.0095	0.0222			0.0001	0.0005	0.13	0.15		
41	51.2	0.89	1.94	0.866	0.8560	0.0252	0.0353			0.0006	0.0012	0.15	0.16		
42	61	0.91	3.11	0.956	0.9757	-0.0432	-0.0627			0.0019	0.0039	0.17	0.18		
43	61.4	0.93	3.16	0.958	0.9778	-0.0235	-0.0430			0.0006	0.0018	0.19	0.20		
44	61.6	0.96	3.18	0.959	0.9788	-0.0027	-0.0222			0.0000	0.0005	0.21	0.22		
45	64.2	0.98	3.49	0.970	0.9884	0.0083	-0.0101			0.0001	0.0001	0.23	0.24		
Dtmax						0.1014	0.0965			0.1073	0.0755	3.59	3.60		



Saraguro

$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x)_i - F(x))^2}{\sum (F_n(x)_i - media(F_n(x)_i))^2}$																	
				Gumbel	Normal	F(n)-F(X) Gumbel	F(n)- F(X) Normal					Gumbel	Normal	Gumbel	Normal		
Xn	x	Fn(x)	y	F(x)l (e^-e^-Y)	F(x) l	D	D	Media F(n)	Media Normal	{F(n)-F(x)}^2	{F(n)-F(x)}^2	F(n)- F(media)^2	F(n)- F(media)^2	Gumbel	Normal		
1	24	0.05	-1.07	0.054	0.0997	-0.0067	-0.0520			0.0000	0.0027	0.20	0.19				
2	24.5	0.10	-1.00	0.066	0.1095	0.0292	-0.0142			0.0009	0.0002	0.16	0.15				
3	25.5	0.14	-0.86	0.094	0.1311	0.0490	0.0118			0.0024	0.0001	0.13	0.12				
4	25.6	0.19	-0.85	0.097	0.1334	0.0935	0.0571			0.0087	0.0033	0.10	0.09				
5	27.4	0.24	-0.60	0.162	0.1798	0.0758	0.0583			0.0057	0.0034	0.07	0.06				
6	29.1	0.29	-0.36	0.238	0.2319	0.0480	0.0538			0.0023	0.0029	0.05	0.04				
7	29.9	0.33	-0.25	0.276	0.2591	0.0569	0.0742			0.0032	0.0055	0.03	0.02				
8	30.9	0.38	-0.11	0.326	0.2953	0.0545	0.0857			0.0030	0.0073	0.01	0.01				
9	31.4	0.43	-0.04	0.352	0.3142	0.0767	0.1144			0.0059	0.0131	0.00	0.00				
10	33.9	0.48	0.30	0.478	0.4153	-0.0015	0.0609	0.50	0.49	0.0000	0.0037	0.00	0.00	0.959157		0.962138	
11	34.7	0.52	0.41	0.516	0.4493	0.0076	0.0745			0.0001	0.0056	0.00	0.00				
12	38.2	0.57	0.90	0.666	0.5990	-0.0941	-0.0275			0.0089	0.0008	0.01	0.01				
13	38.2	0.62	0.90	0.666	0.5990	-0.0465	0.0201			0.0022	0.0004	0.01	0.02				
14	40.4	0.67	1.20	0.741	0.6873	-0.0740	-0.0207			0.0055	0.0004	0.03	0.03				
15	41.4	0.71	1.34	0.770	0.7245	-0.0558	-0.0102			0.0031	0.0001	0.05	0.05				
16	44.3	0.76	1.74	0.840	0.8185	-0.0777	-0.0566			0.0060	0.0032	0.07	0.08				
17	44.7	0.81	1.80	0.848	0.8297	-0.0380	-0.0201			0.0014	0.0004	0.10	0.11				
18	47.7	0.86	2.21	0.897	0.8992	-0.0394	-0.0421			0.0016	0.0018	0.13	0.14				
19	50.6	0.90	2.62	0.930	0.9441	-0.0248	-0.0394			0.0006	0.0015	0.16	0.18				
20	55.2	0.95	3.25	0.962	0.9816	-0.0097	-0.0292			0.0001	0.0009	0.21	0.22				
Dtmax						0.0935	0.1144			0.0616	0.0573	1.51	1.51				



Oña

$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x)i - F(x))^2}{\sum (F_n(x)i - \text{media}(F_n(x)i))^2}$																	
		Gumbel		Normal		F(n)-F(X) Gumbel		F(n)- F(X) Normal		Gumbel		Normal		Gumbel		Normal	
Xn	x	Fn(x)	y	F(x)I (e^-e^-Y)	F(x) I	D	D	Media F(n)	Media Normal	{F(n)-F(x)}^2	{F(n)-F(x)}^2	F(n)- Fmedia)^2	F(n)- Fmedia)^2	Gumbel	Normal		
1	3.5	0.04	-2.27	0.000	0.0133	0.0370	0.0237			0.0014	0.0006	0.25	0.22				
2	10.7	0.07	-1.37	0.020	0.0647	0.0543	0.0093			0.0030	0.0001	0.21	0.19				
3	10.8	0.11	-1.35	0.021	0.0660	0.0904	0.0451			0.0082	0.0020	0.18	0.16				
4	14.3	0.15	-0.92	0.082	0.1218	0.0665	0.0264			0.0044	0.0007	0.15	0.13				
5	15	0.19	-0.83	0.101	0.1361	0.0845	0.0491			0.0071	0.0024	0.12	0.10				
6	18.2	0.22	-0.43	0.214	0.2156	0.0080	0.0066			0.0001	0.0000	0.10	0.08				
7	20	0.26	-0.21	0.292	0.2702	-0.0328	-0.0110			0.0011	0.0001	0.07	0.06				
8	21.2	0.30	-0.06	0.346	0.3102	-0.0502	-0.0139			0.0025	0.0002	0.06	0.04				
9	21.3	0.33	-0.05	0.351	0.3136	-0.0177	0.0197			0.0003	0.0004	0.04	0.03				
10	24	0.37	0.29	0.474	0.4117	-0.1031	-0.0413			0.0106	0.0017	0.03	0.02				
11	25.4	0.41	0.47	0.534	0.4653	-0.1263	-0.0579			0.0160	0.0034	0.02	0.01				
12	25.7	0.44	0.50	0.546	0.4769	-0.1017	-0.0324			0.0104	0.0011	0.01	0.00				
13	27	0.48	0.66	0.598	0.5273	-0.1164	-0.0458	0.53	0.51	0.0136	0.0021	0.00	0.00	0.921397	0.977759		
14	29.5	0.52	0.98	0.686	0.6223	-0.1677	-0.1038			0.0281	0.0108	0.00	0.00				
15	30	0.56	1.04	0.702	0.6406	-0.1465	-0.0850			0.0214	0.0072	0.00	0.00				
16	30	0.59	1.04	0.702	0.6406	-0.1094	-0.0480			0.0120	0.0023	0.00	0.01				
17	30	0.63	1.04	0.702	0.6406	-0.0724	-0.0110			0.0052	0.0001	0.01	0.01				
18	30.8	0.67	1.14	0.726	0.6692	-0.0593	-0.0026			0.0035	0.0000	0.02	0.03				
19	31	0.70	1.16	0.732	0.6763	-0.0280	0.0274			0.0008	0.0008	0.03	0.04				
20	34	0.74	1.54	0.807	0.7730	-0.0659	-0.0323			0.0043	0.0010	0.04	0.05				
21	35	0.78	1.66	0.827	0.8013	-0.0494	-0.0235			0.0024	0.0006	0.06	0.07				
22	35.5	0.81	1.72	0.837	0.8145	-0.0219	0.0003			0.0005	0.0000	0.08	0.09				
23	35.5	0.85	1.72	0.837	0.8145	0.0151	0.0373			0.0002	0.0014	0.10	0.12				
24	35.6	0.89	1.74	0.839	0.8171	0.0503	0.0718			0.0025	0.0052	0.13	0.15				
25	40.7	0.93	2.37	0.911	0.9193	0.0149	0.0066			0.0002	0.0000	0.15	0.17				
26	49	0.96	3.41	0.967	0.9863	-0.0045	-0.0234			0.0000	0.0005	0.19	0.21				
Dtmax						0.0904	0.0718			0.1599	0.0447	2.03	2.01				



Santa Isabel

$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x)i - F(x))^2}{\sum (F_n(x)i - \text{media}(F_n(x)i))^2}$															
				Gumbel	Normal	F(n)-F(X) Gumbel	F(n)- F(X) Normal								
Xn	x	Fn(x)	y	F(x)I (e^-e^- y)	F(x) I	D	D	Media F(n)	Media Normal	{F(n)-F(x)}^2	{F(n)-F(x)}^2	F(n)- Fmedia)^2	F(n)- Fmedia)^2	Gumbel	Normal
1	13.3	0.05	-1.90	0.001	0.0268	0.0442	0.0187			0.0020	0.0003	0.20	0.19		
2	19.2	0.09	-1.01	0.064	0.1074	0.0273	-0.0165			0.0007	0.0003	0.16	0.15		
3	20.2	0.14	-0.86	0.093	0.1306	0.0431	0.0057			0.0019	0.0000	0.13	0.12		
4	21.4	0.18	-0.68	0.138	0.1628	0.0439	0.0190			0.0019	0.0004	0.10	0.09		
5	22.6	0.23	-0.50	0.191	0.1997	0.0362	0.0276			0.0013	0.0008	0.07	0.06		
6	23.7	0.27	-0.34	0.246	0.2375	0.0270	0.0352			0.0007	0.0012	0.05	0.04		
7	24	0.32	-0.29	0.261	0.2485	0.0568	0.0697			0.0032	0.0049	0.03	0.03		
8	25.6	0.36	-0.05	0.348	0.3113	0.0156	0.0523			0.0002	0.0027	0.02	0.01		
9	26.8	0.41	0.13	0.414	0.3625	-0.0050	0.0466			0.0000	0.0022	0.01	0.00		
10	27.3	0.45	0.20	0.441	0.3846	0.0132	0.0699			0.0002	0.0049	0.00	0.00		
11	27.8	0.50	0.28	0.468	0.4071	0.0318	0.0929	0.50	0.48	0.0010	0.0086	0.00	0.00	0.948745	0.959368
12	29.2	0.55	0.49	0.541	0.4716	0.0049	0.0739			0.0000	0.0055	0.00	0.00		
13	33.2	0.59	1.09	0.713	0.6541	-0.1225	-0.0632			0.0150	0.0040	0.01	0.01		
14	35.3	0.64	1.40	0.782	0.7395	-0.1452	-0.1032			0.0211	0.0106	0.02	0.02		
15	35.5	0.68	1.43	0.787	0.7471	-0.1054	-0.0652			0.0111	0.0043	0.03	0.04		
16	36.5	0.73	1.58	0.814	0.7829	-0.0866	-0.0557			0.0075	0.0031	0.05	0.06		
17	37.9	0.77	1.79	0.846	0.8279	-0.0735	-0.0552			0.0054	0.0030	0.08	0.09		
18	38.9														
19	41.9	0.86	2.39	0.912	0.9212	-0.0488	-0.0576			0.0024	0.0033	0.14	0.15		
20	42	0.91	2.41	0.914	0.9229	-0.0046	-0.0139			0.0000	0.0002	0.17	0.18		
21	43.7	0.95	2.66	0.932	0.9478	0.0221	0.0067			0.0005	0.0000	0.21	0.23		
						Dtmax	0.0568	0.0929		0.0762	0.0603	1.49	1.48		



Hacienda Santa Lucia

$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x) - F(x))^2}{\sum (F_n(x) - \text{media}(F_n(x)))^2}$															
Xn	x	Fn(x)	y	Gumbel		Normal		F(n)-F(X) Gumbel		F(n)- F(X) Normal		Media F(n)		Normal	
				F(x)I (e^-e^-Y)	F(x) I	D	D	Media F(n)	Normal	{F(n)-F(x)}^2	{F(n)-F(x)}^2	F(n)- F(media)^2	F(n)- F(media)^2	Gumbel	Normal
1	12.6	0.02	-1.87	0.002	0.0284	0.0228	-0.0040			0.00052	0.00002	0.23	0.22		
2	17.7	0.05	-1.15	0.042	0.0887	0.0066	-0.0399			0.00004	0.00160	0.21	0.20		
3	18.2	0.07	-1.08	0.052	0.0978	0.0210	-0.0246			0.00044	0.00061	0.19	0.17		
4	19.9	0.10	-0.84	0.098	0.1338	0.0000	-0.0362			0.00000	0.00131	0.17	0.15		
5	20.2	0.12	-0.80	0.107	0.1409	0.0147	-0.0190			0.00021	0.00036	0.15	0.14		
6	20.2	0.15	-0.80	0.107	0.1409	0.0390	0.0054			0.00152	0.00003	0.13	0.12		
7	20.7	0.17	-0.73	0.125	0.1535	0.0460	0.0172			0.00211	0.00030	0.11	0.10		
8	20.7	0.20	-0.73	0.125	0.1535	0.0704	0.0416			0.00495	0.00173	0.10	0.09		
9	20.8	0.22	-0.72	0.128	0.1561	0.0911	0.0634			0.00830	0.00402	0.08	0.07		
10	21.1	0.24	-0.68	0.140	0.1640	0.1042	0.0799			0.01086	0.00638	0.07	0.06		
11	22.3	0.27	-0.51	0.189	0.1985	0.0789	0.0698			0.00623	0.00488	0.06	0.05		
12	22.4	0.29	-0.50	0.194	0.2015	0.0989	0.0912			0.00978	0.00831	0.05	0.04		
13	22.5	0.32	-0.48	0.198	0.2046	0.1188	0.1125			0.01412	0.01265	0.04	0.03		
14	23.5	0.34	-0.34	0.245	0.2369	0.0966	0.1046			0.00933	0.01093	0.03	0.02		
15	26.9	0.37	0.13	0.417	0.3648	-0.0512	0.0010			0.00262	0.00000	0.02	0.02		
16	27.3	0.39	0.19	0.437	0.3813	-0.0471	0.0089			0.00222	0.00008	0.01	0.01		
17	27.6	0.41	0.23	0.452	0.3939	-0.0378	0.0208			0.00143	0.00043	0.01	0.01		
18	28.1	0.44	0.30	0.477	0.4150	-0.0383	0.0241			0.00147	0.00058	0.00	0.00		
19	28.6	0.46	0.37	0.502	0.4363	-0.0384	0.0271			0.00147	0.00073	0.00	0.00		
20	30.8	0.49	0.68	0.602	0.5317	-0.1145	-0.0439			0.01311	0.00193	0.00	0.00		
21	30.8	0.51	0.68	0.602	0.5317	-0.0901	-0.0195	0.51	0.49	0.00812	0.00038	0.00	0.00	0.957842	0.977311
22	30.8	0.54	0.68	0.602	0.5317	-0.0657	0.0049			0.00432	0.00002	0.00	0.00		
23	31	0.56	0.71	0.611	0.5404	-0.0498	0.0206			0.00248	0.00042	0.00	0.00		
24	31.4	0.59	0.76	0.627	0.5576	-0.0420	0.0277			0.00177	0.00077	0.01	0.01		
25	32	0.61	0.85	0.651	0.5833	-0.0416	0.0264			0.00173	0.00070	0.01	0.01		
26	32.1	0.63	0.86	0.655	0.5876	-0.0211	0.0466			0.00045	0.00217	0.02	0.02		
27	33.2	0.66	1.01	0.696	0.6335	-0.0374	0.0250			0.00140	0.00062	0.02	0.03		
28	33.7	0.68	1.08	0.713	0.6539	-0.0303	0.0291			0.00092	0.00084	0.03	0.04		
29	35.6	0.71	1.35	0.772	0.7267	-0.0644	-0.0194			0.00415	0.00038	0.04	0.05		
30	36.4	0.73	1.46	0.793	0.7549	-0.0615	-0.0232			0.00378	0.00054	0.05	0.06		
31	38	0.76	1.69	0.831	0.8064	-0.0748	-0.0503			0.00560	0.00253	0.06	0.07		
32	38.6	0.78	1.77	0.843	0.8238	-0.0629	-0.0433			0.00396	0.00188	0.07	0.08		
33	38.9	0.80	1.81	0.849	0.8322	-0.0444	-0.0273			0.00197	0.00074	0.09	0.10		
34	39.9	0.83	1.95	0.868	0.8581	-0.0383	-0.0288			0.00147	0.00083	0.10	0.11		
35	40.2	0.85	1.99	0.873	0.8653	-0.0190	-0.0116			0.00036	0.00014	0.12	0.13		
36	41	0.88	2.11	0.885	0.8833	-0.0073	-0.0053			0.00005	0.00003	0.14	0.15		
37	42	0.90	2.25	0.900	0.9033	0.0029	-0.0009			0.00001	0.00000	0.16	0.17		
38	46.8	0.93	2.92	0.947	0.9659	-0.0205	-0.0391			0.00042	0.00153	0.18	0.19		
39	47.8	0.95	3.06	0.954	0.9734	-0.0028	-0.0222			0.00001	0.00049	0.20	0.21		
40	50.5	0.98	3.43	0.968	0.9870	0.0074	-0.0114			0.00005	0.00013	0.22	0.24		
				Dtmax		0.1188	0.1125			0.13376	0.07202	3.17	3.17		



Portete

$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x) - F(x))^2}{\sum (F_n(x) - \text{media}(F_n(x)))^2}$															
		Gumbel		Normal		F(n)-F(X) Gumbel		F(n)- F(X) Normal		Gumbel		Normal		Gumbel	
Xn	x	Fn(x)	y	F(x)I (e^-e^-Y)	F(x) I	D	D	Media F(n)	Media Normal	{F(n)-F(x)}^2	{F(n)-F(x)}^2	F(n)-Fmedia)^2	F(n)-Fmedia)^2	Gumbel	Normal
1	29.5	0.06	-1.39	0.018	0.0628	0.0373	-0.0072			0.0014	0.0001	0.20	0.19		
2	32.5	0.11	-1.06	0.057	0.1015	0.0546	0.0096			0.0030	0.0001	0.16	0.14		
3	34.5	0.17	-0.83	0.100	0.1357	0.0666	0.0310			0.0044	0.0010	0.12	0.10		
4	36.5	0.22	-0.61	0.158	0.1769	0.0641	0.0453			0.0041	0.0021	0.08	0.07		
5	40	0.28	-0.22	0.286	0.2660	-0.0083	0.0118			0.0001	0.0001	0.05	0.05		
6	40	0.33	-0.22	0.286	0.2660	0.0473	0.0673			0.0022	0.0045	0.03	0.02		
7	43	0.39	0.11	0.408	0.3572	-0.0187	0.0316			0.0003	0.0010	0.01	0.01		
8	43.5	0.44	0.16	0.428	0.3735	0.0167	0.0710			0.0003	0.0050	0.00	0.00		
9	44.5	0.50	0.27	0.468	0.4066	0.0324	0.0934	0.51	0.49	0.0011	0.0087	0.00	0.00	0.961019	0.969544
10	47	0.56	0.55	0.562	0.4919	-0.0064	0.0637			0.0000	0.0041	0.00	0.00		
11	51.5	0.61	1.05	0.705	0.6437	-0.0935	-0.0326			0.0087	0.0011	0.01	0.01		
12	53.5	0.67	1.27	0.755	0.7058	-0.0887	-0.0391			0.0079	0.0015	0.03	0.03		
13	57	0.72	1.66	0.827	0.8005	-0.1045	-0.0783			0.0109	0.0061	0.05	0.05		
14	57.5	0.78	1.71	0.835	0.8124	-0.0574	-0.0346			0.0033	0.0012	0.07	0.08		
15	59.5	0.83	1.94	0.866	0.8553	-0.0323	-0.0220			0.0010	0.0005	0.11	0.12		
16	62	0.89	2.21	0.896	0.8989	-0.0075	-0.0100			0.0001	0.0001	0.15	0.16		
17	71	0.94	3.21	0.960	0.9799	-0.0160	-0.0355			0.0003	0.0013	0.19	0.21		
Dtmax						0.0666	0.0934			0.0491	0.0384	1.26	1.26		



Gima

														$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x)_i - F(x))^2}{\sum (F_n(x)_i - \text{media}(F_n(x)_i))^2}$	
				Gumbel	Normal	F(n)-F(X) Gumbel	F(n)-F(X) Normal			Gumbel	Normal	Gumbel	Normal		
Xn	x	Fn(x)	y	F(x)I (e^-e^-Y)	F(x) I	D	D	Media F(n)	Media Normal	{F(n)-F(x)}^2	{F(n)-F(x)}^2	F(n)-Fmedia)^2	F(n)-Fmedia)^2	Gumbel	Normal
1	18	0.07	-1.07	0.054	0.0996	0.0172	-0.0281			0.0003	0.0008	0.18	0.17		
2	21	0.14	-0.72	0.129	0.1563	0.0141	-0.0135			0.0002	0.0002	0.13	0.12		
3	21	0.21	-0.72	0.129	0.1563	0.0855	0.0580			0.0073	0.0034	0.08	0.07		
4	22.5	0.29	-0.54	0.179	0.1915	0.1065	0.0942			0.0113	0.0089	0.05	0.04		
5	25.5	0.36	-0.19	0.298	0.2749	0.0587	0.0822			0.0034	0.0068	0.02	0.02		
6	29	0.43	0.22	0.448	0.3905	-0.0199	0.0380			0.0004	0.0014	0.00	0.00		
7	31.5	0.50	0.51	0.550	0.4804	-0.0499	0.0196	0.50	0.48	0.0025	0.0004	0.00	0.00	0.956043	0.951914
8	32	0.57	0.57	0.569	0.4986	0.0025	0.0728			0.0000	0.0053	0.01	0.01		
9	33.5	0.64	0.75	0.623	0.5532	0.0197	0.0897			0.0004	0.0080	0.02	0.03		
10	40.5	0.71	1.57	0.812	0.7805	-0.0979	-0.0662			0.0096	0.0044	0.05	0.05		
11	42	0.79	1.75	0.840	0.8189	-0.0542	-0.0332			0.0029	0.0011	0.08	0.09		
12	46	0.86	2.22	0.897	0.8992	-0.0395	-0.0421			0.0016	0.0018	0.13	0.14		
13	54	0.93	3.15	0.958	0.9777	-0.0296	-0.0492			0.0009	0.0024	0.18	0.20		
Dtmax						0.1065	0.0942			0.0408	0.0448	0.93	0.93		

San Fernando

														$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x)_i - F(x))^2}{\sum (F_n(x)_i - \text{media}(F_n(x)_i))^2}$	
				Gumbel	Normal	F(n)-F(X) Gumbel	F(n)-F(X) Normal			Gumbel	Normal	Gumbel	Normal		
Xn	x	Fn(x)	y	F(x)I (e^-e^-Y)	F(x) I	D	D	Media F(n)	Media Normal	{F(n)-F(x)}^2	{F(n)-F(x)}^2	F(n)-Fmedia)^2	F(n)-Fmedia)^2	Gumbel	Normal
1	43.4	0.07	-0.60	0.163	0.1801	-0.0914	-0.1087			0.0084	0.0118	0.17	0.15		
2	43.6	0.14	-0.57	0.171	0.1859	-0.0283	-0.0430			0.0008	0.0019	0.12	0.10		
3	44	0.21	-0.51	0.188	0.1978	0.0259	0.0165			0.0007	0.0003	0.07	0.06		
4	44.73	0.29	-0.41	0.221	0.2206	0.0642	0.0651			0.0041	0.0042	0.04	0.03		
5	46.4	0.36	-0.18	0.303	0.2782	0.0541	0.0790			0.0029	0.0062	0.02	0.01		
6	47.9	0.43	0.03	0.380	0.3355	0.0488	0.0931			0.0024	0.0087	0.00	0.00		
7	48.9	0.50	0.17	0.431	0.3760	0.0692	0.1240	0.48	0.46	0.0048	0.0154	0.00	0.00	0.934969	0.857814
8	49.6	0.57	0.27	0.466	0.4052	0.1055	0.1662			0.0111	0.0276	0.01	0.01		
9	51.6	0.64	0.55	0.561	0.4912	0.0816	0.1516			0.0067	0.0230	0.03	0.03		
10	53.6	0.71	0.83	0.646	0.5776	0.0682	0.1367			0.0047	0.0187	0.05	0.06		
11	62.4	0.79	2.06	0.880	0.8757	-0.0943	-0.0900			0.0089	0.0081	0.09	0.10		
12	65.3	0.86	2.46	0.918	0.9292	-0.0611	-0.0720			0.0037	0.0052	0.14	0.15		
13	72	0.93	3.40	0.967	0.9861	-0.0385	-0.0575			0.0015	0.0033	0.20	0.22		
Dtmax						0.1055	0.1662			0.0606	0.1344	0.93	0.94		



Anexo 4. Precipitaciones Mensuales

Santa Isabel M032												
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1964	15.3	50.4	34.0	109.6	10.3	5.6	0.0	6.9	14.5	8.4	17.1	0.4
1965	7.3	0.0	118.7	143.6	84.3	15.3	4.9	10.1	16.6	6.6	7.8	25.3
1966	40.8	6.6	2.7	23.6	2.5	0.0	0.0	0.0	3.7	3.5	5.0	9.4
1969	93.6	54.5	91.6	13.2	5.4	59.1	0.0	9.7	23.8	2.6	50.9	70.8
1970	89.6	85.4	47.4	65.1	88.3	14.0	7.2	5.0	16.4	17.1	12.3	44.0
1971	120.9	98.5	237.7	35.8	21.4	38.8	3.8	7.8	22.6	24.2	18.8	50.1
1972	54.9	39.6	141.6	112.8	72.3	21.6	0.8	6.3	5.7	7.3	37.3	57.2
1973	37.7	62.5	151.0	154.2	81.9	20.8	6.3	40.5	66.2	9.7	22.2	40.7
1974	46.0	95.1	42.9	58.6	20.0	36.0	3.2	26.8	52.5	37.9	38.7	42.7
1975	41.5	143.6	140.5	57.4	74.3	39.9	10.7	41.6	9.5	46.4	25.0	12.2
1976	109.8	118.8	150.0	52.8	85.5	12.1	5.0	3.4	2.2	1.1	22.0	33.6
1977	101.8	104.8	97.3	99.7	16.2	16.0	2.3	7.5	32.7	4.0	4.8	33.2
1978	29.2	32.3	74.3	103.4	43.7	11.3	15.7	0.0	8.9	2.5	16.8	48.0
1979	41.2	21.8	148.5	71.6	94.1	1.1	3.0	3.0	25.0	0.9	1.2	4.5
1980	63.8	49.8	22.2	117.3	9.9	0.0	0.0	4.8	7.3	28.0	28.3	23.8
1981	42.6	87.0	73.2	78.3	23.5	14.3	7.7	9.5	0.1	15.4	2.5	79.4
1982	42.6	65.1	80.3	88.2	45.1	1.2	2.2	0.2	19.4	26.7	26.9	124.2
1983	0.0	0.0	74.3	115.8	102.1	11.2	24.5	1.8	7.5	48.3	17.8	72.8
1984	11.9	229.3	137.4	88.2	51.5	7.8	0.0	2.0	16.5	23.7	32.3	58.9
1985	35.8	12.8	37.4	17.4	43.1	1.0	0.2	6.9	33.7	4.9	45.8	55.7
1986	105.6	72.6	48.2	110.1	42.7	0.0	0.4	8.1	9.2	15.6	26.3	41.2
1987	46.9	27.0	49.8	49.6	48.1	3.8	13.3	17.0	4.9	11.8	0.0	16.8
2008	143.8	168.4	212.0	130.4	55.5	17.8	6.3	11.4	10.4	50.8	48.7	91.1
2009	166.9	96.6	81.8	52.7	38.6	9.8	4.1	1.2	1.5	7.1	33.0	116.6
2010	30.8	80.3	133.7	80.2	30.3	37.7	29.9	0.7	8.5	10.8	16.9	131.6
2011	82.4	152.2	47.9	120.8	14.8	20.6	9.7	13.5	22.4	21.0	30.5	57.1
Σ	1602.7	1955.0	2476.4	2150.4	1205.4	416.7	161.2	245.7	441.7	436.2	588.9	1341.3
Promedio	61.6	75.2	95.2	82.7	46.4	16.0	6.2	9.4	17.0	16.8	22.7	51.6



Saraguro M 142

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1964	38.5	44.7	28.7	81.8	25.6	103.5	19.1	100.8	3.5	43.1	39	28
1965	46.1	27.3	7.4	133.2	49.7	68.3	45.8	15.7	14	15.6	48.5	86.6
1966	25	42.8	82.7	60.6	51.5	6.3	25.8	24.9	19.9	45	35.7	23.2
1967	46.3	86.8	91.5	49.2	41.2	66.7	60.3	29.5	21.7	44.8	19.5	14.7
1968	33	77.2	150	45.2	28.3	24.2	50.6	18.1	44.1	68.3	23.7	71.1
1969	81.9	123.3	87.7	103.6	20.3	40.6	30.3	41.4	39.3	49.9	81.5	80
1970	132.7	154.8	94.6	41.5	109	66.7	32.7	32	36.5	91.4	88.6	95.4
1971	119.4	164.1	202.8	66	33.8	42.3	54.2	34.4	40.1	95.7	27.5	77.7
1972	102.6	117.4	133.5	70.8	40.5	52	53.9	8	33.1	57.4	140.9	48.3
1973	41.9	106.2	54.5	78.2	47.5	37.8	53.8	75.7	32.1	57.03	37.5	100.6
1974	74.9	164.4	175.8	50.3	24.3	56.2	85.8	16.7	57.5	104.4	119	105.5
1975	46.8	196.2	66.3	93.3	72.4	124.4	64.2	77.7	28.5	108.3	50	32
1976	103.4	145.5	183	104.3	40.2	64.7	51.1	37.5	9.4	60.3	75.4	62
1977	100.3	44.7	66.1	137.8	22.4	50.9	8.5	41.7	59.6	41.8	14	54.6
1978	47.4	69.6	102.8	153.5	98.3	47	35	31.9	56.6	36.9	45.6	98.1
1979	30.7	57.5	178	134.5	57.1	9.2	18.6	74.4	58.1	11.2	14.6	50.9
1980	99.7	200.4	113.3	123.7	27.7	28.3	21.7	22.5	40.1	73.6	55.6	43.2
1981	60.9	72.1	205.2	74.6	33.3	25.7	27.9	19.3	7.7	58.8	66.4	95.6
1982	113.9	57.8	136.5	63.4	104.2	11.8	36.1	27.9	26	70	68	169.7
1983	151.3	51.8	129.6	85.7	77.6	4.2	6.1	15.5	41.4	82	11.9	152.3
1984	51	204.3	145.2	149.2	69.9	25.1	0	14.9	43.5	72.4	89.8	39.7
1985	129.9	67.2	75.2	47.2	93.7	46.6	51.6	44	43.4	53.1	39.7	128.9
1986	34.1	93.6	225.5	97	29.4	23.3	28.6	17.8	40.8	44.9	53.4	36.4
1987	27.4	35	141.4	104.1	58	12.6	49.4	37.4	28	37.9	66.7	39.2
1988	107	117.9	56.8	150.6	50	30.7	31.5	19.9	10.9	66.6	80.2	75.7
1989	178.2	160.6	270.1	28.4	75.2	22.1	18.2	30.9	23.1	112.3	9.6	38.7
1990	39	111.6	87.2	89.6	44.7	39.7	27.6	10.8	28.1	50.3	19.2	72.84
1991	32	60.2	124.6	28.6	48.1	28.9	16.6	28.4	18.2	51.1	86.9	94
1992	38.1	101.7	77.8	67.5	72.1	54	31.4	70.7	20.7	44.2	43.4	82.65
1993	76.5	179.1	404	139.2	20.6	21.2	26.3	13.4	35.5	65.5	66.4	156.3
1994	131.9	85.1	173.5	141	30.8	56.5	22.5	81.5	55.1	43.2	66	78.6
1995	13.7	77	94.3	118.5	44	20	45.2	8.2	23.9	36.3	147.7	108.4



1996	75.2	98.7	100.6	66.9	48.6	63.1	51.8	14.9	29.7	99.6	29.4	47
1997	143.2	109.5	107.7	60.3	56.8	20	31	31.1	36.6	50.1	90	82
1998	39.1	67	187.1	79.4	89.3	10	29	28.6	29.9	84.7	45.9	42.5
1999	132.8	254.8	154.8	64.5	112.8	60.6	42.4	36.69	61.2	35.6	27.5	181.1
2001	64.00	82.8	122.1	43.2	61.7	53.2	16.7	26.6	23.6	29.8	78.6	66.8
2002	21.6	71.9	68.4	95.6	83.4	54.5	54	1.7	7.2	51.8	56.3	116.9
2003	26.4	48.6	119.5	97.4	54	28.9	4.7	13.6	46.8	43.8	65.3	79.4
2004	50.8	51.4	55.8	103.9	44	58.2	17	4.4	42	60	95.5	75.1
2005	48	104	218	81.9	36.7	28.4	11.2	6.8	27.9	37.9	7.4	150
2006	65	99.2	128.1	67.3	10.4	63.1	13.7	15.4	11	45.1	123.6	83.6
2007	105.8	42	85.3	120.8	44.6	39.4	15.6	48.2	22.5	69.4	64.5	117.8
2008	58.2	148	155.5	115.3	83.7	46.1	23.2	28.69	36.92	45.5	107	62.6
2009	150.7	87	108.2	56	41.5	21.4	26.3	22	20.4	68.3	41	63.8
2010	29.8	111.3	56.4	68.8	91.9	57.7	52.1	16.2	29.1	36.1	63.2	112.4
Σ	3366.1	4674.1	5833.1	4033.4	2500.8	1916.1	1519.1	1418.4	1465.2	2651.0	2727.1	3721.9
Promedio	73.2	101.6	126.8	87.7	54.4	41.7	33.0	30.8	31.9	57.6	59.3	80.9



Girón M419												
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1964	24.8	66.8	51.1	141.6	23.5	18.7	5.4	13.7	20.2	54.6	46.3	89.4
1965	104.9	36.1	99.4	181.1	91.8	7.5	3	7.9	26.8	43.5	82.7	68.6
1966	45.4	42.4	147	64.8	33.1	4.7	3	1.5	16.7	36.3	43.2	53.3
1967	68.8	168.8	62	94.2	19	20.3	13.6	3.6	8	55.5	14	5.5
1968	57.7	39.3	182.6	69.9	15.7	20.2	15.6	9.3	36.1	33.2	11.1	69.7
1969	85.3	106	96.3	205.9	50.2	89.6	4.9	7.1	28.2	16.5	113.7	116.2
1970	197.5	172.1	53.5	130.7	129.2	20.2	12.7	8.7	14.6	64.8	43.2	63.2
1971	133.8	251.1	286.2	120.2	33.2	38.5	7.3	13.1	22.4	67.34	34.6	103.6
1972	104.6	112.2	207.7	155.5	66.2	16.2	7.4	10.4	6.9	12.6	50.3	51.9
1973	29	142.1	150.4	186.5	87.3	54.4	22.3	29.8	39.3	36.9	46.7	61.3
1975	233.4	157.37	135.4	103.4	107.5	80	18.8	62.8	5.1	91.3	58.8	48.8
1976	193	144	264.1	76.8	76	12.5	8.7	7.5	33.44	5.1	42.2	54.2
1977	134.9	80.2	79.3	90.2	23.2	35.5	5.9	10.2	88.5	12.4	13.5	67.4
1978	50.8	41.5	156.9	152.2	81.4	10	25.1	0.2	14.9	0.3	15.7	70.4
1979	79.9	84.1	190.1	136.8	88.9	3.7	5.4	32.6	46.5	6.2	5	11.1
1980	99.1	116.1	47.6	188.4	37.3	1.1	2.2	1.6	19.7	99.8	76.8	51.7
1981	91.1	94.5	151.2	76.9	44.9	23.7	11.1	4.2	0	59.4	19.1	75.7
1982	82.1	92.3	67.5	115.5	95.3	0	3	0	42.1	63.5	189.6	189.1
1983	128.2	117.6	257.4	139.5	170.4	12.3	7.8	11.6	13.9	63.3	33.5	160.8
1984	44.8	198.4	191.3	123.4	59.7	7.3	22.2	8.5	31.5	54.3	31.1	59.9
1985	102.7	33.4	91.6	60	76.5	6.6	0.1	14.1	19.1	32.1	40.1	113.8
1986	143.6	83.3	41.9	108.2	18.5	0	0	3.7	6.3	42.2	43.3	29.7
1987	68.7	21.6	136	88.5	44.8	1.7	27.5	20.8	6.8	44.7	44.8	51.8
1988	110.4	169.6	17.5	125.5	28.5	19.8	4.7	0	36.5	54.7	77.5	99.5
1989	261	185.3	187.6	62.3	2.5	8.8	8.1	1.1	11.3	62.5	27.6	25.5
1990	47.7	123.9	64.5	109	45.9	16.1	0	0.5	0	134.5	54	41.7
1991	62.5	41.4	192.4	74.9	36	24.9	4.8	5.2	17.3	20.1	20.4	76.4
1992	57.9	94.2	134.5	96.1	49.3	2.9	7.50	2.3	49.5	18.8	32.6	58.8
1993	80.2	226.5	251.1	214	64.6	0.8	8.5	6.2	23	28.5	25.6	141.3
1994	85.7	135.1	192.4	111.1	53	8.9	6.4	6.7	5.2	6.5	46	133.9
1995	95.8	38.7	84.3	48.4	69.2	1.4	10.1	0	11.9	22.7	83.1	95.8
1996	178.2	164.7	191.4	90.9	46.3	12.5	0.6	0.8	6.9	88.9	29.3	0.1
1997	89.7	101.9	129.9	89.5	18.3	48.2	4.1	0	36	61.8	176.8	140.1
1998	67.8	59.4	194.6	159.7	18.5	1	1.7	10.4	0.6	51.8	20.4	22.7
1999	136.7	137.9	271.8	138.1	87	106.8	7	2	26.5	2	0.9	183



2000	37.9	123.4	332	121.4	34.2	1.8	0	1.7	88	0.8	2.3	61.8
2001	94.88	108.2	224.7	98.7	84.8	0.8	1.3	0	9.1	0	89.1	50
2004	70.1	78.6	94.7	139.2	71.9	0	15	0	143	49.6	26.5	51.9
2005	25.3	144.1	258.4	40.6	32.6	8.7	0	0	15.6	31.6	12.5	70.5
2006	71.4	184	170.1	211.6	14.9	20.5	3	8.2	9.7	31.5	60.9	110.1
2007	86.2	32.3	144.4	117.87	74.1	21.2	8.5	3.3	3.3	51.5	83.3	100.8
2008	142.7	145.9	281.9	63.9	44.5	38.8	10.3	14.6	17.2	48.8	168.5	108.1
2010	138.3	109.8	313.9	43.2	52.6	88.6	86.6	5.4	0	77.92	176	193.7
Σ	4244.5	4806.2	6878.6	4966.2	2402.3	917.2	421.2	351.3	1057.6	1840.4	2312.6	3432.8
Promedio	98.7	111.8	160.0	115.5	55.9	21.3	9.8	8.2	24.6	42.8	53.8	79.8



	Nabón M420											
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1965	44.2	20.8	56.1	174	47.3	32.37	1.7	24.00	27.9	67.9	93.6	35.3
1966	20.3	0.8	128.8	96.4	0	0	6.6	6.8	22.6	14	38	3.6
1967	40.3	110.8	77.6	123.8	52.9	75.1	87.1	32.4	26.8	49.3	80.8	10.6
1968	30.9	3.5	131.5	22.9	19.6	19.4	32.7	33.3	26.9	87.8	8.1	35.8
1969	39.3	68.2	58	144.6	37.6	12.8	4.1	3.2	7.8	42.06	45.75	49.57
1970	54.88	119.4	62.7	73.8	89	31.2	10.8	65	18.5	20.9	49.2	32.2
1972	80	61.6	144.3	57.7	17.9	5	5.7	0.5	28.62	47.23	108.3	19.2
1973	56.1	93.4	78.1	96.5	16	31.4	15.9	41.7	37.4	16.9	17.2	62.5
1975	12.6	301.3	94	162.8	141.2	90.5	74.4	110.3	137.6	148.9	91.9	65.4
1976	113.3	146	151.7	169.3	229.9	120.5	41.2	34.2	19	26.5	80.9	106.7
1977	80.2	134.2	144.1	113.9	38.3	50.8	33.5	30.2	73.5	68.3	31.9	33.7
1978	29.9	40.9	97.7	83.6	79.4	32.6	11.3	6.3	18.8	21.9	18.8	72.8
1979	58.5	58.9	163.1	113.7	86.1	43.4	5	81.8	44.7	19.2	44	38
1980	62.7	105.7	50.6	130	59.1	17.7	16.9	16.2	11.3	56.58	61.55	101.8
1981	60.9	53.3	140.1	75.3	47.7	28.1	38	38.9	3.6	52.2	47.9	65.8
1982	60.9	41.9	52.4	61.7	82.2	5.9	20.9	4.5	33.7	83.5	92.4	198.4
1983	212.5	59.4	152.9	172.8	81.8	114.7	12.2	27	29.1	32	66.1	98.5
1984	50.6	262.8	109.5	177.7	25.9	4.5	0	43.5	62.9	66.7	94.9	98.2
1985	84.4	33.9	34.3	33.7	79.5	44.6	26.4	44.2	61.1	132.5	137.3	84
1986	115.9	109.7	78.5	116.57	73.17	21.4	33.8	23.7	17.6	133.3	89.7	87.00
1987	96.9	118.8	95.9	109.2	83.6	27.2	49.3	36.03	46.64	102.1	108.6	64.3
1988	97.7	77.1	69.7	124.3	63.6	24.2	47.3	44.5	301.6	101.5	65.2	84
1989	96	254.4	171.8	78.7	37.8	19.6	20.3	14.5	36.1	58.9	28.2	19.9
1990	39.6	49.6	60.1	71.6	40.8	20.3	41.5	53.8	42.2	73.3	86.1	67.3
1991	66.70	109.4	83.4	95.3	0	52.8	50.9	34.4	53.7	52.3	101.6	62.3
1992	90.6	41.4	82.3	91.4	90.2	26.4	23.5	37.3	44.2	76.1	98.8	105.7
1993	158.5	235.7	163.5	175.1	26.3	2	0.8	0	47.8	16.7	63.1	55.6
1994	78.4	82	443.7	119.6	63	33.4	10.8	20.4	47.9	6	50	41.3
1996	91	83.9	90.9	163.4	42.9	40.9	6	51.8	298.3	147.7	59.6	12.4
1997	259	12.8	68.6	118.91	1.7	1.6	17.8	33.2	16	40.8	306.3	41.7
1998	14.6	41	511.6	124.13	77.91	0.8	15.6	14.2	0	108.1	4.7	46.1
2002	40.9	51.7	78.2	41.2	58.6	36.7	15	15.2	12.2	130	80.2	50.3
2003	10.4	32.8	118.3	83.9	26.4	51.7	16.2	2.2	32.2	46.6	64.9	39.9
2004	44.3	23.4	42.8	79	58.4	15.5	15.9	4.3	49.3	46.9	127.5	41.9



2005	25.5	91.6	166.6	60.7	29.1	14.6	5.5	8	42.3	78.9	24.9	149.3
2006	75.7	121.9	171.4	100.8	5.1	43.7	2.4	2	13.6	23.4	124.6	118.8
2007	3.3	57.9	86.6	156.3	89	73	10.4	41.8	16.1	60.5	88.3	63.4
2008	90.5	227.1	123.2	273.1	145.2	45	40.90	7.9	20.6	114.3	154.1	79.8
2009	111.5	51.1	70.9	58.4	68	8.8	0.5	4.5	0.3	40.1	23.2	51.6
2010	27.1	79.58	70.2	53.5	66.6	69.2	70.4	8.6	8.5	43.7	59.06	105.8
Σ	2826.6	3669.7	4775.7	4379.3	2378.8	1389.4	939.2	1102.3	1838.9	2555.6	3017.3	2600.5
Promedio	70.7	91.7	119.4	109.5	59.5	34.7	23.5	27.6	46.0	63.9	75.4	65.0

Hacienda Santa Lucia Rircay M422												
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1968	37.3	8.9	45.9	6.8	7.9	7.6	0.6	6.4	6	27.4	5.5	6.7
1969	31.2	32.1		86.5	37.6	59.5	0	3.3	12.6	21.97	20.94	36.71
1970	36.86	100.8	35.4	36.1	64.1	15.4	0	4.4	4.3	25.6	17	40.82
1971	51.3	62.8	206.3	32.6	7.7	26.9	2.5	3.1	12.2	30.81	10.5	33.5
1972	29.4	31.8	97.6	88.7	78.9	21	0	0	4.5	10	30.6	35.5
1973	35.5	47.9	97.7	115.9	71.1	14.3	4.8	24.6	28.1	12.2	7.4	18.7
1974	9.8	68.3	108.8		43	24	2.3	32.1	7.7	37.3		
1976	35.56	42.6	126.3	36.2	66.8	15.3	0	0.9	1.2	0	9.8	32.7
1977	75.1	91.4	86.1	76.5	1.3	17.9	17.9	9.5	4.4	0.3	7.4	58.2
1978	23.3	37.8	63	81.6	22.4	5.3	26.7	0	30.5	0	20.2	24.3
1979	33	25.1	65	42.6	30.4	0	1.2	0	17.6	4.2	5	11.3
1980	40.5	36.8	9.7	29.05	11.8	0	0.8	3.9	3.1	12.9	10.92	19.15
1981	5.9	22.4	26.6	33	7.6	5.2	0	4.5	0.1	33	6.8	58.7
1982	32	26.9	21.5	58.44	25.6	0.3	3.7	0	16.5	18.8	54.3	101.3
1983	84.7	36.2	96.5	110.9	119	10.1	6.2	0	14.1	91.9	9.6	67.1
1984	8.8	192.6	181.3	126.3	42.4	6.6	10.1	2.1	8.2	27.7	21.3	42.8
1985	18.6	6.6	21	18.7	46.3	0	0	8.5	14.1	19.6	20.2	67
1986	86.3	82.12	62.8	181.9	54.4	0	0	6.4	6.8	25.3	35.6	31.5
1987	8.2	40.7	27.9	23.2	42.7	5.8	6.1	17.4	9.6	17.5	0	23.3
1988	32.9	79.9	0	84.4	88.7	36.4	2.7	3.2	17.9	36.4	54.3	36
1989	102.6	45	102.2	80.1	24.3	8.5	0	9	2.2	28.3	26.59	6
1990	42.3	62	26	101.8	37.9	28.1	0.6	0	2.5	25.8	16.1	13.6
1991	25	47.5	53.2	32.2	13.2	12.4	7	0	7.8	14.28	3.5	6.4



1992	7.9	46.9	103	77.8	76.6	1.8	0	1	19.9	3	4	8.6
1993	38.3	50.4	81	148.5	24.9	0.6	5.1	5.8	2.7	8.6	11	45.26
1994	24.2	61.6	108.1	191	51.47	6.2	0	0	2	5.8	38.9	52.57
1995	26.9	31.6	31.6	32	28.3	1.3	25.9	0.7	2.5	5.4	47.2	68.3
1996	147.5	162.9	119.1	33.9	11.1	0	0	0	0	67.5	9.9	0
1997	28.9	47.3	59.3	77.8	34	16.5	0	0	3.2	66.9	166.6	62.5
1998	81.5	108	184	196.1	173.1	10.9	17.1	6.7	19.2	11.9	2.9	7
1999	95.1	202	95.1	17.8	82.5	43.8	4.2	0.5	58.5	16	7.1	57.5
2001	98.3	19	166.3	69	29.1	0	3.4	0	6.4	29.02	27.65	4.1
2002	2.5	13.5	52.1	0	0	32.8	0	0	0	38	22.8	58.1
2003	28.4	29.5	65.2	62.3	9.9	18.4	13.5	0	1.4	11.6	13.4	15.2
2005	40.6	71.9	163.1	63.2	5.3	13.4	9.16	7.35	11.89	14.2	7.6	33
2006	43.3	105	107.5	84.9	4.3	8.3	4	0.1	7	10.3	74.4	90.3
2007	58.8	12.9	126.8	155.2	51.1	11.6	4.8	4.4	2.2	13.9	19.2	35.2
2008	112.8	132.9	166.5	78.6	50.4	17.7	7.1	8	10.3	73.4	25.6	20.8
2009	125.8	97.8	57.4	38.5	36.9	9.6	1.6	0.4	0.3	8	29	81.8
2010	23.3	64.8	71.6	46.7	14.6	32.1	23.6	0	9.6	13.6	15.2	59.6
Σ	1870.2	2486.2	3318.5	2856.8	1628.7	545.6	212.7	174.2	389.1	918.4	916.0	1471.1
Promedio	46.8	62.2	85.1	73.3	40.7	13.6	5.3	4.4	9.7	23.0	23.5	37.7

Minas de Huascachaca M 196												
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1975	35.7	43.1	57.2	68.6	29.9	8.5	2.9	20.4	2.0	32.0	6.9	2.2
1978	9.2	29.4	34.6	41.8	38.7	7.7	3.1	0.0	7.9	1.4	0.2	17.1
1979	10.2	0.8	28.9	25.9	0.0	0.0	0.0	0.0	4.3	0.0	0.2	0.0
1980	24.8	10.7	5.4	37.1	7.0	0.0	0.0	1.6	0.0	20.4	5.9	10.1
1981	15.6	39.7	44.7	24.9	1.3	13.3	3.3	6.4	0.2	13.7	0.4	16.9
1982	6.9	18.7	5.7	19.2	28.4	5.2	2.1	0.5	3.4	17.0	23.3	63.7
1983	0.0	14.0	54.4	41.4	25.0	3.5	4.7	0.4	1.8	31.4	10.6	36.9
1984	3.3	63.6	56.1	56.2	29.5	7.0	1.5	0.4	5.8	16.3	12.2	24.8
1988	33.6	56.6	8.0	63.1	23.0	9.0	6.0	0.0	1.0	11.3	28.9	12.0
1989	58.9	39.5	56.9	19.8	1.5	5.1	0.0	0.0	0.4	10.8	5.4	0.0
1990	16.3	43.7	13.7	24.1	16.9	1.7	1.0	0.2	0.0	12.3	8.8	16.5
Σ	214.5	359.8	365.6	422.1	201.2	61.0	24.6	29.9	26.8	166.6	102.8	200.2
Promedio	19.5	32.7	33.2	38.4	18.3	5.5	2.2	2.7	2.4	15.1	9.3	18.2



	Oña M421											
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1964	11.4	69.1	79.9	80.1	32.6	35.1	1.3	36.2	52.8	63.2	56	67
1965	26.7	28.2	31.9	100.8	65.1	45.5	25.3	57	23.7	39.3	26.8	50.5
1966	13.7	32.7	68.7	39.6	19.5	4	8.9	31.1	14.3	21.2	25.4	11.5
1967	54.8	111.6	42.1	35.1	14.3	46.9	33.9	24.7	23.8	46.7	18.2	2
1968	45.9	19	140.2	20.2	15.6	21.3	18.8	14.8	23.4	39.7	22.9	7.4
1969	49.9	62.9	112.1	135.7	31.7	20	17.7	32.5	42.8	66.4	66	32.8
1970	47.6	82.8	49.2	41	86.4	49.7	33.4	28.7	27.9	72.9	39	68.6
1971	101.1	102.5	205.5	42.8	23.5	47	73.7	57.4	54.4	60.28	43.9	81.3
1972	72.2	63.6	172.7	42	37.4	20.9	17.3	4	22.1	15.1	37.7	19.5
1973	30.8	45.8	52.5	69.4	27	53.1	56.2	41.7	27.6	33.7	34.9	59.9
1975	4.8	173	98.7	104.65	88.4	70.5	43.3	40.7	22.7	69.8	43	20
1976	56.5	81.5	134.8	40.7	8.3	18	12.5	13	6.2	3.5	19.3	8
1977	19.5	24.2	48.2	83.6	0.5	21.8	0	5	51.8	4.6	1.4	12.4
1978	7.7	19.8	32.3	55.3	97.7	6.2	6.2	12.1	57.9	7.3	2.2	13.1
1979	23.4	43.5	83.5	40.7	36	0	5.6	12.9	32	6.6	9	0.1
1980	28.4	55.7	25.5	98.3	26.3	11.6	8.1	3.3	37.3	33.1	41.4	40
1981	19.7	55.5	38.5	49.4	35.2	20.2	22	12.9	0.1	44.1	7.5	69.2
1982	53.5	26	29.8	73.6	62	9.3	6.9	1.3	19.4	24.4	36	121.3
1983	26	14	80.8	90.6	69.8	6.6	1.1	5.5	9.5	55.2	12	40.9
1984	11.6	256.6	127.3	9.7	42.5	20.3	22.3	7.3	20	50.7	50.9	36.3
1985	48.6	5.2	31.8	38.7	92.6	21	13.3	17	40.5	18.9	40	102.9
1986	60.5	74.3	42.1	94.6	22.9	3	15.8	29.1	34.9	45.5	14.8	12.5
1987	37	29.1	68.3	67.9	12.6	0	26.3	8.8	15.5	52.2	6.5	13.7
1988	67.6	64.6	20.2	99.5	21.5	16.8	36.6	11.9	29.7	15.6	17.7	47.1
1989	175.7	173.4	131.8	12.9	1.1	21.7	6.7	2.2	3.9	49.9	7.4	15.2
1990	33.5	50.9	38.3	96.2	41.67	16.5	7.4	7.7	4.8	67.7	59	28.9
1991	19.7	36.8	64.2	25.8	35.6	22.6	17.2	29.9	20.8	15.9	19.8	20.3
1992	2.1	24.9	32.5	34.7	34.9	27.1	6.6	19	32.4	19.50	16.85	5.5
1993	47.6	91.1	104	55.8	21.8	3.7	14	7.7	31.8	32.1	27	72.8
1994	78.5	70.2	91.7	48.6	49.53	29.2	40.5	67.9	5.9	6.2	11.2	38.5
1995	5.5	66.6	60.8	69.1	40.7	35.8	30	17.6	7.7	7.1	74.7	133.8
1996	179.9	164.2	119	68.3	79	7.6	60.1	50.9	49.6	35.6	28.8	17.7



1997	26.2	67.01	114	64.1	16.4	50.2	23.6	23.1	50.8	76.3	30.23	43.76
1998	31.5	75.8	53.7	115.9	77.9	40.04	74.9	26.4	21.8	44.5	84.1	153
1999	112.3	75.3	104.1	86.8	92.8	88.3	76.8	65.1	110.6	71.02	56.95	108.1
2000	75.8	119.8	133.3	57.6	22.3	60.4	22.7	48.8	78.4	21.1	1.9	24.5
2001	78.2	24.2	125.7	9.8	36.3	24.5	26.7	24.4	43.7	10.9	27	30.9
2002	8.9	63.2	30.5	47.4	18.1	33.2	6.4	25.2	27.9	3.2	6.1	37.1
2003	7.2	0	60.1	23.4	33.8	10.5	20.4	11.3	23.2	1.3	39.5	5.6
2004	10.7	7	13.1	14.8	41.2	5.1	3.4	2.4	8.6	9.9	7.7	2.5
2005	3.2	15.6	17.4	16.7	4.9	8.7	2.7	1.2	0.1	10.2	2.3	14.7
2006	16.4	10.9	11.8	8.6	9.6	8.3	5.4	5.9	7.17	7.18	6.20	8.98
2007	85.4	19.5	65.3	122.3	26.7	49.3	3.3	24.1	36.93	36.97	31.94	46.23
Σ	1917.2	2697.6	3187.9	2532.7	1653.7	1111.5	955.3	969.7	1256.4	1416.5	1211.2	1746.1
Promedio	44.6	62.7	74.1	58.9	38.5	25.8	22.2	22.6	29.2	32.9	28.2	40.6

Pedernales												
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1977	151.7	172.8	94.6	141.7	29.2	72.8	16.9	25.1	42.9	44.4	22.8	79.9
1978	18.6	60.7	110.6	155.7	129.6	40.3	44.5	11.1	45.39	19.7	26.0	76.8
1979	46.9	69.2	159.7	162.9	54.70	5.8	18.1	17.3	47.9	2.7	38.14	24.2
1980	72.9	237.8	25.0	174.2	32.8	43.5	18.7	32.1	78.6	110.8	78.8	103.9
1982	89.6	113.8	114.7	120.3	176.9	6.6	25.3	20.4	49.0	90.3	113.6	224.4
1983	152.3	56.2	142.4	180.7	119.7	22.3	23.4	28.9	90.6	101.2	38.8	123.4
1984	88.1	266.4	178.8	182.6	101.7	60.8	45.9	0.1	46.8	117.2	62.6	95.9
1985	67.6	50.1	72.0	45.6	98.2	12.9	6.6	62.1	79.2	91.7	26.1	86.19
Σ	687.7	1027.0	897.8	1163.7	742.8	265.0	199.4	197.1	480.4	578.0	406.8	814.7
Promedio	86.0	128.4	112.2	145.5	92.9	33.1	24.9	24.6	60.0	72.3	50.9	101.8



San Fernando												
Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1982	249.1	182.8	151.3	159.6	137.6	10.5	23.2	3.4	73.6	180.7	306.2	422.7
1983	375.3	112.5	270.3	287.5	200.8	37.8	31.7	18.0	42.7	99.7	74.4	278.6
1984	88.7	469.8	272.7	283.3	111.1	37.7	37.8	19.3	54.9	107.5	90.1	99.8
1985	207.7	54.3	191.1	76.9	91.7	4.1	4.6	24.8	48.0	20.4	49.3	192.7
1986	155.2	284.6	180.2	184.5	109.6	0.6	4.0	24.7	30.0	55.2	70.6	112.7
1987	155.8	83.6	296.2	123.5	184.7	7.0	55.4	32.3	35.1	39.6	52.9	31.4
1988	243.1	296.3	49.3	255.8	104.9	28.8	15.5	18.5	60.7	82.3	126.5	129.9
1989	289.4	248.7	344.8	150.8	39.9	54.7	11.8	2.1	19.2	102.0	22.4	67.8
1990	88.7	258.5	108.6	189.5	95.2	48.7	18.7	5.9	11.9	96.4	66.1	87.0
Σ	1853.0	1991.1	1864.5	1711.4	1075.5	229.9	202.7	149.0	376.1	783.8	858.5	1422.6
Promedio	205.9	221.2	207.2	190.2	119.5	25.5	22.5	16.6	41.8	87.1	95.4	158.1

Gima												
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1998	89.5	110.5	187	178	169.5	56.5	57	35	12	120	43	38.5
1999	187.5	171	252	132	123	90.5	48	40.5	120	56.5	33.5	203.5
2000	68.5	155.5	182	115.5	157.5	56.5	21	41	104	14	11.5	78
2001	148	126	215	97.5	62.5	93	45	32	35	23.5	87.5	100
2002	57.5	132	159.5	153	120	55.5	43.5	23	16	85	84.5	92.5
2003	52	66.5	170	75	90	109	52.5	12.5	40.5	38	82	130.5
2004	57.5	93.5	125.5	216	102.5	65	47.5	20	104.5	69	90.5	95
2005	56	146.5	234	162	57	67.5	19.5	11	30	49.5	50.5	137.5
2006	125.5	142.5	278	245	33.5	54.5	25	23.5	39.5	45.5	145.5	187.5
2007	112.5	49	135	144.5	106	121	28	57.5	3.5	36	130.5	126.5
2008	149	252.5	168	167	66	59.5	64.5	43	59.5	116	78	64
2009	166.0	31.5	69.5	173.0	72.0	42.0	31.0	39.0	32.5	42.5	72.5	97.5
Σ	1269.5	1477.0	2175.5	1858.5	1159.5	870.5	482.5	378.0	597.0	695.5	909.5	1351.0
Promedio	105.8	123.1	181.3	154.9	96.6	72.5	40.2	31.5	49.8	58.0	75.8	112.6



	Portete											
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1997	37.32	54.89	70.62	71.35	61.01	50.93	32.27	18.5	44	39	57	35.5
1998	57.5	74.5	140.5	104.5	135	48.5	67.5	38.5	12	142.5	34	26
1999	89	178	123.5	0.5			0	59	77.5	70	25.5	150
2000	49	133.5	130	115	157	90.5	31.5	64.5	134.5	15.5	18	65
2001	87	75.5	115.5	109	63	112.5	34	45.5	63.5	38.5	80.5	84.5
2002	23.5	74.5	70	80	91	56	57	31	33	59	71.5	46.5
2003	39	52	155.5	97	92	75.5	60	27.5	71.5	60.5	43	73
2004	35.5	41.5	65.5	112.5	81.5	76	65.5	30	80	88.5	103	73
2005	38	138.5	113.5	131.5	70.5	74.5	40	19	31.5	69	57	48
2006	55	61.5	112.5	67	35	78	31	37	38	38	93.5	97.5
2007	88	54	83.5	132.5	98	124.5	41.5	107	60	85	127.5	91.5
2008	33	179.5	61.5	108	130.5	61	55.5	74	41.5	112	118	60.5
2009	123.5	45.5	125.5	148.5	85.5	62	44.5	38	36	57	57.5	52
Σ	755.3	1163.4	1367.6	1277.3	1100.0	909.9	560.3	589.5	723.0	874.5	886.0	903.0
Promedio	58.1	89.5	105.2	98.3	91.7	75.8	43.1	45.3	55.6	67.3	68.2	69.5

Anexo 5. Precipitaciones máximas en 24 horas.

Precipitaciones Máximas en 24 horas									
Años	Estaciones								
	Girón	Hacienda Santa Lucía	Jima	Nabón	Oña	Portete	San Fernando	Santa Isabel	Saraguro
1964	28.1	-	-	-	-	-	-	20.2	-
1965	28.1	-	-	-	-	-	-	37.9	-
1966	-	-	-	-	-	-	-	13.3	-
1967	36.4	-	-	-	-	-	-	-	-
1968	45.4	19.9	-	-	-	-	-	-	-
1969	48.8	35.6	-	-	-	-	-	43.7	-
1970	64.2	31.4	-	-	-	-	-	27.3	-
1971	34.4	33.7	-	-	-	-	-	35.5	-
1972	41.8	41.0	-	-	25.4	-	-	25.6	29.1
1973	61.0	38.6	-	40.4	-	-	-	33.2	-
1974	43.1	-	-	40.0	35.6	-	-	24.0	31.4
1975	33.4	20.8	-	40.8	30.0	-	-	23.7	44.7
1976	40.2	28.1	-	18.6	31.0	-	-	19.2	33.9
1977	28.0	20.2	-	25.3	27.0	-	-	27.8	25.5
1978	50.6	22.4	-	19.4	30.0	-	-	21.4	40.4
1979	41.3	12.6	-	24.6	29.5	-	51.6	-	55.2
1980	42.9	18.2	-	-	30.0	-	-	29.2	50.6
1981	28.7	20.7	-	23.2	21.3	-	-	38.9	44.3
1982	34.6	36.4	-	31.8	35.0	-	44.7	-	38.2
1983	42.8	26.9	-	19.8	49.0	-	-	35.3	41.4
1984	28.9	38.9	-	-	-	-	-	-	-
1985	24.5	20.7	-	-	-	-	46.4	-	-
1986	25.3	30.8	-	-	-	-	53.6	-	-
1987	45.2	31.0	-	-	24.0	-	49.6	26.8	27.4
1988	31.0	28.6	-	35.5	35.5	-	48.9	-	29.9
1989	22.2	46.8	-	-	34.0	-	47.9	-	47.7
1990	39.4	-	-	16.2	-	-	43.4	-	-
1991	30.7	20.2	-	18.7	10.8	-	44.0	-	24.0
1992	50.7	30.8	-	25.9	14.3	-	43.6	-	-
1993	51.2	33.2	-	-	20.0	-	-	-	34.7
1994	30.9	32.1	-	-	-	-	-	-	24.5
1995	61.6	22.5	-	-	-	-	-	-	38.2
1996	28.1	40.2	-	-	-	-	-	-	30.9
1997	40.4	32.0	21	-	-	32.5	-	-	25.6
1998	36.4	-	40.5	-	-	57.0	-	-	-
1999	40.9	50.5	33.5	-	-	44.5	-	-	-
2000	39.5	27.6	46	-	35.5	36.5	-	-	-
2001	30.6	42.0	29	-	18.2	57.5	-	-	-
2002	33.0	22.3	18	39.2	15.0	43.5	-	-	-
2003	50.7	27.3	54	34.4	21.2	40.0	-	-	-
2004	-	-	42	24.3	10.7	59.5	-	-	-
2005	46.6	38.0	22.5	30.0	-	43.0	-	-	-

2006	61.4	39.9	21	-	-	53.5	-	-	-
2007	39.7	47.8	32	40.7	-	47.0	-	-	-
2008	50.8	30.8	31.5	-	-	34.5	-	41.9	-
2009	27.0	23.5	25.5	25.7	-	40.0	-	22.6	-
2010	48.8	17.7	-	-	-	51.5	-	36.5	-
2011	-	21.1	-	-	-	71.0	-	42.0	-
2012	-	-	-	-	-	62.0	-	-	-
2013	-	-	-	-	-	29.5	-	-	-



Anexo 6. Caudales medios diarios.

Puente Carretero Paquishapa

Estación		Caudales Medios Diarios m3/s											
Pte Carretero Paquishapa		Código H526											
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Caudal Medio Anual
1963									1.92	1.99	1.70	3.53	2.29
1964	1.69	1.78	2.22	2.29	3.74	2.68	2.81	3.45	4.69	2.99	2.89	2.54	2.81
1965	3.51	2.84	2.18	3.87	5.81	descrtar	6.72	4.60	4.51	3.03	3.16	3.23	3.95
1966	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
1967	2.87	4.53	4.18		6.19	4.72	4.41	5.79	4.51	4.33	4.26	4.06	4.53
1968	5.28	3.65	5.29	4.46	4.09	6.04		4.53	5.16	4.76	3.95	4.35	4.69
1969	5.14	5.34	3.91	5.11	4.98	5.69	5.66	5.16	4.11	5.14	4.75	5.22	5.02
1970	5.17	6.45	4.54	5.22	5.44	5.64	5.05	5.64	4.59	4.53	4.87	4.92	5.172
1971	5.02	5.00	4.32	4.51	4.15	4.29	5.94	4.45	6.37	6.31	4.44	3.69	4.876
1972	5.02	4.98	4.30	3.67	4.36	4.52	5.99	4.43		2.90	3.92	4.60	4.43
1973	5.63	5.65	5.98	3.46	4.40	5.74	5.30	5.00	4.74	3.90	4.27	4.72	4.90
1974	4.73	7.66	4.43	4.02	4.98	4.77	5.30	5.39	4.78	3.78	3.02	2.49	4.61
1975	4.24	3.66	2.78	2.57	4.20	11.89	7.53	8.69	3.62	3.13	2.74	1.52	4.71
1976	2.12	2.64	2.92	7.22	5.49	9.32	14.08	11.66	5.09	2.49	3.41	4.36	5.90
1977	2.00	3.54	6.37	4.87	4.77	7.56	6.00	5.91	6.15	4.95	1.82	1.90	4.65
1978	1.63	2.39	3.67	3.92	4.12	8.13	7.39	9.67	5.18	7.31	1.64		5.00
1979	1.38	3.27	3.89	5.31	3.49	5.09	4.47	2.52	2.98	3.25	2.73	3.94	3.53
1980	3.03		6.85	7.44	4.46	5.63	6.81	5.19	5.28	5.22	4.46	3.51	5.26
1981	3.52	2.81	10.59	2.91	1.69	3.50	4.06	1.85	1.51	1.85	2.17	3.19	3.30
1982			2.45	2.35	3.88	2.42	4.46	6.70	2.58	2.97	1.93	3.84	3.36
2006	2.82	3.68	3.84	2.80	3.92	7.44	4.83	3.89	2.85	2.76	2.67	2.91	3.70
2007	2.65	2.57	2.87	3.39	4.18	10.28	3.45	4.84	3.56	2.61	4.21	3.46	4.01
2008	2.97	5.52	5.33	4.51	3.21	4.33	7.30	4.25	4.59	2.93	2.55	2.49	4.17
2009	3.38	3.08	2.89	6.45	4.16	3.52	5.22	4.27	2.64	2.48	1.67	2.28	3.50
2010	1.96	3.68	2.28	3.11	6.55	6.36	3.08	2.96	2.99	2.06	1.56	1.61	3.18
2011	2.05	3.00	2.37	3.44	5.17	3.32	8.13	3.51	6.96				4.22
2012	3.22	4.45	4.96	4.37	4.13	5.97	6.39	2.48	2.62		2.53	2.53	3.97
2013	3.84	3.38		1.93	2.64	9.83	9.56	4.04	2.89	3.04	1.60	1.56	4.03
Promedio Mensual	3.46	4.03	4.25	4.17	4.42	5.92	5.96	5.04	4.15	3.69	3.11	3.37	



León en Puente Carretero Carretero

Caudales Medios Diarios m3/s													
Estación	León en Pte. Carretero					Código	H527						
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Caudal Medio Anual
1963												20.50	20.50
1964	8.11	7.41	10.49	12.98	21.45	20.35	11.61	16.48			6.06	4.32	11.93
1965	4.98	4.57											4.77
1966	8.53	3.84	7.98	6.59	5.73	descrtar	9.55	9.11	7.26	4.71	4.81	3.74	6.53
1967	5.71	5.42	4.11	8.80	15.88	14.08	20.66	13.14	8.69	7.10	3.67	4.62	9.32
1968	8.78	3.46	8.31	8.49	6.46	10.59	17.70	13.01	8.29	5.44	4.23	2.29	8.09
1969	4.27	8.13	6.19	12.22	16.82	16.33	17.82	21.68	14.51	8.98	11.00	10.28	12.35
1970	10.54	19.27	17.25	16.45	18.32	29.84	18.33	20.14	13.55	8.56	7.78	11.08	15.93
1971	9.10	14.49	21.23	20.21	13.90	19.19	28.35	21.40	20.84	14.77	11.73	11.50	17.23
1972	17.07	12.63	16.33	13.82	15.66	21.61	27.87	15.69	23.81	15.00	16.55	12.30	17.36
1973	13.72	14.93	15.26	14.11	14.18	15.04	17.16	19.94	12.38	7.83	7.95	8.55	13.42
1974	8.48	12.62	13.27	11.29	14.16	8.62	24.00	11.61	12.40	16.22	12.37	10.89	13.00
1975	10.48	13.85	13.46	11.04	14.03	26.72	22.49	20.77	10.22	8.20	7.86	4.52	13.64
1976	6.39	7.48	8.56	19.08	14.32	23.13	29.56	17.56	8.70	5.61	6.54	5.50	12.70
1977	4.75	7.42	9.99	13.53	8.61	16.86	12.49	11.20	10.92	8.57	3.60	4.76	9.39
1978	4.53	5.74	9.37	15.01	9.86	18.39	16.41	17.99	13.33	18.08	5.68	3.71	11.51
1979	3.10	2.72	6.92	11.99	8.89	9.21	8.61	6.12	5.31	4.23	2.55	5.51	6.26
1980	3.33	6.70	7.71	17.09	8.94	9.15	15.19	7.31	8.56	6.95	5.41	5.09	8.45
1981	3.19	5.64	7.86	10.48	4.99	8.90	6.74	4.05	3.26	4.31	2.37	5.42	5.60
1982	3.44	2.09	2.67	8.28	7.85	5.32	7.98	8.24	5.17	4.23	4.96	10.09	5.86
1983	6.97	5.28	7.94	9.55	5.76	4.14	4.19	3.96	5.55	4.83	3.24	2.82	5.35
1984	2.03	9.83	6.35	10.74	6.72								7.13
1985	4.37	3.85	3.72	3.94	7.36	20.27	9.36	5.41	5.12	3.76	5.83	5.41	6.53
1986	4.80	4.95	4.60	6.66	4.78	4.66					5.10	4.59	5.02
1987	5.66	7.00	7.32	4.93	5.24	5.59	12.12	5.64	4.52	5.97	3.77	4.04	5.98
1988	8.70	6.62	4.87	19.25	15.63	11.18							11.04
1989									15.30	16.29	14.99	14.16	15.18
1990										9.02	10.51	10.46	10.00
1991	8.91	12.26	11.26	14.54	12.43	16.72	11.05	9.82	5.67	4.88	4.21	4.81	9.71
1992	3.95	3.60	7.03	5.49	8.21	11.20	10.92	7.08	6.39	4.36	3.54	3.71	6.29
1993		5.21		13.28	8.92	11.47	14.27	7.12	4.60	11.15	4.57	5.23	9.16
Promedio													
Mensual	6.75	7.81	9.53	11.85	10.93	14.34	15.60	12.27	9.77	8.36	6.70	7.14	



Jubones DJ Minas

Caudales Medios Diarios m3/s													
Estación	Jubons DJ Minas				Código H528								
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Caudal Medio Anual
1974		87.927286	83.277226	48.412033	59.216677	39.403133	65.834097	8.5655806	33.046	32.629	10.097	38.307	46.065
1975												11.867	11.867
1976	12.089	35.664		55.058	26.329	35.820	37.206	14.315					30.926
1977					30.453	51.836	30.487	23.861	30.777				33.483
1978					69.206	53.087	45.860						56.051
1992		40.077	65.955										53.016
2001											13.747	20.277	17.012
2002	18.356	38.975	56.081	97.733	49.061	30.915	38.945	19.723	22.497	19.258	22.817	28.241	36.883
2003	31.551	42.850	78.612	72.290	32.564	46.910	45.189	25.172	23.265	16.637	34.335	27.022	39.700
2004	descsrtar	15.206	38.832	48.466	32.981	75.176	30.000	32.761	19.277	39.962	10.939	5.298	31.718
2005	5.706									16.596	18.258	18.880	14.860
2006	22.095	32.921	39.100	44.712	22.824	23.694	18.083	14.223	12.205	11.555	14.064	23.442	23.243
2007	18.275	15.465	24.436	32.778	26.910	36.955	14.635	17.296	8.462	8.229	15.252	10.493	19.099
2008	18.300	28.610	37.005	36.800	25.377	18.169	15.899	8.837	9.656	8.170	11.094	7.835	18.813
2009	21.504	21.208	21.955	27.742	14.151	11.855	10.482	8.949					17.231
2010	12.928	33.198	22.158	38.589	39.615	30.890	26.591	13.562	10.993	7.082	7.109	17.196	21.659
2011	28.816	66.628	29.890	71.566	43.558	31.937	50.522	15.764	26.102				40.531
2013				26.066	28.086	39.332	38.616	28.655	22.146	23.231	13.225	13.810	25.907
Promedio Mensual	18.96	38.23	45.21	50.02	35.74	37.57	33.45	17.82	19.86	18.34	15.54	18.56	



Jubones DJ San Francisco

Caudales Medios Diarios m3/s															
Estación	Jubons DJ San Francisco					Código	H529								
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Caudal	Medio Anual	
1964			42.79	50.67	60.76	60.21	28.74	43.68	43.41	26.30	20.22	13.48		39.03	
1965			42.55											42.55	
1966	44.72	33.37	38.07	43.76	30.75	18.72	29.47	23.32	15.29	15.88	9.66	11.05		26.17	
1967	30.15	51.18	50.92	47.77	47.95	35.47	69.00	35.36	16.64	17.57	19.68	10.68		36.03	
1968									22.01					22.01	
1969	17.51	44.96	37.06	107.66	52.12	37.17	31.53	32.10	22.52	13.37	21.28	33.62		37.57	
1970	53.85	96.16	97.56	56.47	99.95	134.64	38.90	44.70	25.32	22.22	20.37	31.78		60.16	
1971	46.02	134.85	204.46	164.76	52.30	50.08	56.44	42.71	41.51	36.13	28.65	31.92		74.15	
1972	74.43	63.76	115.84	111.36	66.20	62.00	69.72	32.17	45.78	30.71		43.15		65.01	
1973	46.42	95.41	92.17	195.82	78.38	55.30	52.70	46.43	36.77	23.31	23.42	26.28		64.37	
1974	30.25	74.31	84.90	46.49	55.96	44.40	75.29	35.99	38.47	59.83	40.26	45.84		52.67	
1975	48.88	125.78	299.77	165.51	77.19	121.11	63.46	68.98	30.78	37.08	30.29	18.79		90.63	
1976	46.63	102.05	137.94	129.55	76.77	89.96	109.77	53.67	29.34	18.80	22.61	22.23		69.94	
1977	31.53	47.64	61.97	106.83	41.45	51.37	36.86	33.72	32.81	23.71	14.38	16.14		41.53	
1980											15.00	23.07		19.04	
1981	12.76	36.25	127.56	49.58	30.33	10.84	51.75	21.26	20.23	21.83	20.91			36.66	
1982			35.89	35.35	30.10	26.02	21.58	19.43	23.78	32.53	110.33	114.42		44.94	
1983	225.30	145.07												185.19	
1984				139.26	50.48	45.46	33.85							67.26	
1985	21.59	16.75	33.97	66.85			41.42	25.83	27.37					33.40	
1987				9.13	5.17	4.03								6.11	
1989									20.80	44.56	24.12	15.09		26.15	
1990	13.38	15.94	40.43	68.94	31.23	71.71	26.99	34.88	10.35	14.03	29.17	24.87		31.83	
1991	48.20	87.34	82.70	33.56	39.41	88.93	49.25	25.35	15.06	14.16	21.41	9.66		42.92	
1992			88.17	42.60	15.78	15.75	15.17	11.86	10.02	13.95	30.08	16.12		25.95	
1993	55.62	18.75	226.00	41.87	14.76	descrtar	16.01	11.46	10.52	13.84	29.13	15.73		41.24	
1994	36.01	31.32	75.79	42.06	15.44	59.43	15.74	73.39	17.65	17.65	12.99	15.98		34.45	
1995	48.89		39.97	47.36	17.68	18.99	19.48	12.29	14.55	12.93	26.66	23.46		25.66	
1996	58.27	83.63	63.42	41.82	21.47	30.36	50.45	20.18	136.24	26.99				53.28	
1997	37.53	81.59	129.22	95.93	476.24	20.17	57.63	45.99	14.90		32.55	33.29		93.19	
1998	164.03	51.06	71.83	357.35	625.36	128.11	120.28							216.86	
2000											11.36	16.63		14.00	
2001	36.59	30.20	89.44	113.33	65.36	118.68	30.45	16.19	10.29	10.89	10.79	16.55		45.73	
2002								5.96	2.99	5.57	20.51	22.92		11.59	
2003	14.41	24.16	51.72	53.46	58.35	37.97	29.22	15.99	13.31	12.21	12.30	23.90		28.92	
2004	18.75	20.44	31.98	37.25	28.01	54.95	28.53	18.39	16.78	16.66	15.41	21.26		25.70	
2005	9.90	37.38	86.86	59.05	31.11	32.11	18.48	9.92	8.58	6.96	10.95	13.15		27.04	
2006	23.24	58.11	85.93	82.01	35.73	descrtar	22.72	15.54	10.04	6.96	18.70	41.25		36.38	
2007			19.15	40.16	46.68	42.93								37.23	
2008			115.46	84.02	58.66	55.50	34.62	37.01		32.22	42.23	35.82		55.06	
2009	100.78	92.13	79.28	121.74	99.94	73.99	43.58	38.09	12.03	15.05	8.12	45.62		60.86	
2010	22.31	51.76	41.79			34.95	34.57	13.88	8.23	8.61	8.29	21.48		24.59	
2011	39.72	100.83	41.15	107.21	58.72	58.51	71.24	19.02	34.67					59.01	
2012		88.92		83.06	57.18	57.82	45.96	26.24	19.60					67.21	
2013	37.53	72.11	50.46	29.24	33.16	55.28	44.14	27.98	16.29	19.78	4.45	4.69		32.93	
Promedio Mensual	49.50	66.12	83.32	84.87	75.32	54.46	44.61	29.62	24.65	21.01	23.22	26.06			

Anexo 7. Tabla de precipitaciones máximas en mm a diferente escala temporal.

Año	Portete											
	Duración (min)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
1997	5.0	10.0	12.0	13.0	13.5	15.5	17.0	17.5	17.5	17.5	17.5	32.5
1998	2.0	4.0	6.0	7.5	10.5	14.0	15.5	20.5	31.0	36.5	48.5	57.0
1999	2.0	3.0	4.0	4.5	5.5	6.5	7.0	9.5	18.5	23.0	40.0	44.5
2000	3.0	4.5	5.5	6.5	6.5	6.5	7.0	10.0	14.5	19.0	19.5	36.5
2001	5.5	10.5	14.0	15.5	16.5	18.0	20.0	26.5	32.5	38.5	48.0	57.5
2002	3.0	5.0	6.5	7.5	8.5	9.5	11.5	13.0	14.5	20.0	33.0	43.5
2003	2.5	4.5	5.5	7.5	10.0	12.5	13.5	18.5	22.0	23.5	30.0	40.0
2004	6.5	11.5	17.0	22.0	29.5	32.5	34.0	46.5	47.5	48.0	48.0	59.5
2005	10.5	17.5	24.5	25.5	26.0	28.0	29.0	31.5	35.5	39.0	39.0	43.0
2006	4.5	8.0	10.5	12.5	15.0	18.0	20.5	23.0	27.0	29.5	35.0	53.5
2007	2.5	5.0	7.0	8.5	11.0	13.5	15.5	17.5	20.0	20.5	29.5	47.0
2008	1.0	2.0	2.0	2.5	3.5	5.0	6.5	10.0	15.5	19.0	26.5	34.5
2009	4.0	8.0	10.0	10.5	10.5	11.0	12.0	15.5	19.5	25.0	34.0	40.0
2010	1.0	2.0	3.0	3.0	4.0	5.5	7.0	13.0	22.0	29.5	45.5	51.5
2011	8.0	15.5	18.0	21.0	24.0	26.0	27.0	31.5	39.0	58.0	70.5	71.0
2012	2.5	4.5	6.5	8.0	10.0	11.0	14.0	21.5	30.0	31.5	38.5	62.0
2013	1.5	3.0	3.5	4.5	6.0	7.0	9.5	11.5	11.5	13.0	17.0	29.5

Anexo 8. Caudales medios mensuales de estación Jubones DJ Minas. (44 años).

Caudales Medios Mensuales Jubones DJ Minas													
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
1963	38.4	90.9	99.3	67.5	43.2	40.9	26.3	14.4	13.4	18.6	17.2	18.8	40.7
1964	22.2	30.3	35.6	68.9	83.9	59.0	27.5	47.1	74.1	44.6	31.3	48.6	47.7
1965	41.9	30.6	62.4	147.9	128.2	97.9	36.8	24.9	33.5	19.6	31.8	22.5	56.5
1966	37.2	22.6	41.1	55.1	35.1	23.8	23.1	28.8	21.1	26.0	19.1	26.6	30.0
1967	24.7	54.8	34.2	34.5	30.0	26.3	38.6	21.4	13.2	14.6	10.4	9.5	26.0
1968	20.6	10.2	58.4	26.6	14.0	17.8	35.8	20.1	14.2	17.1	9.6	9.1	21.1
1969	28.3	29.1	25.8	69.7	40.0	26.5	24.5	25.7	18.6	10.7	16.6	27.5	28.6
1970	39.6	66.0	69.1	38.9	66.5	92.6	33.1	38.3	23.4	20.4	17.8	25.8	44.3
1971	34.1	88.3	128.1	99.9	29.6	27.7	32.8	24.1	23.3	19.3	14.3	17.1	44.9
1972	45.0	37.9	68.8	70.1	39.9	32.6	44.7	17.3	27.3	16.6	36.4	24.1	38.4
1973	27.3	64.3	51.3	119.8	44.0	29.4	31.8	27.6	18.0	10.1	10.5	13.3	37.3
1974	14.1	61.6	69.2	25.5	32.2	25.2	49.5	19.4	22.8	35.5	22.3	12.4	32.5
1975	28.7	85.4	172.0	104.4	47.5	77.2	35.2	39.2	17.3	19.2	14.6	25.2	55.5
1976	25.2	64.4	85.7	79.6	48.2	53.3	62.6	29.8	13.9	7.0	9.6	6.9	40.5
1977	15.6	26.5	35.8	64.6	31.4	35.6	30.7	25.3	30.5	21.5	4.2	9.2	27.6
1978	8.7	10.8	27.6	60.9	61.3	27.9	30.1	27.0	20.3	20.1	42.7	6.2	28.6
1979	17.2	16.7	63.4	52.4	40.7	25.5	26.1	18.0	17.1	14.5	10.1	15.3	26.4
1980	14.8	39.1	33.9	76.8	31.7	32.3	30.3	16.6	19.5	21.1	14.3	14.2	28.7
1981	15.4	33.6	70.9	49.8	27.0	27.6	25.2	14.4	15.8	13.6	11.5	19.6	27.0
1982	17.4	18.4	19.6	37.6	31.0	16.5	24.9	19.2	16.9	24.3	82.4	94.1	33.5
1983	76.8	79.1	60.3	80.9	58.3	32.3	29.9	43.6	24.5	20.0	10.6	20.7	44.8
1984	38.2	177.7	111.4	82.3	49.1	45.3	41.9	30.6	23.8	29.1	22.4	28.0	56.6
1985	16.1	12.5	25.4	44.6	29.4	39.4	30.9	19.3	20.4	17.0	18.9	24.8	24.9
1986	30.5	42.4	33.8	51.2	40.0	27.7	30.1	17.8	20.4	17.6	19.2	17.2	29.0
1987	25.6	32.0	35.4	32.5	42.6	26.4	27.0	20.8	23.1	18.1	11.7	14.0	25.8
1988	24.1	45.1	32.1	53.4	42.6	26.4	29.8	20.4	16.4	21.9	27.5	20.8	30.0
1989	53.8	91.6	104.2	98.7	111.2	69.8	37.8	19.0	14.0	25.1	13.6	8.0	53.9
1990	11.5	11.9	30.2	42.0	36.5	45.4	31.2	26.1	11.6	14.6	29.9	24.0	26.2
1991	47.4	84.1	78.0	31.3	38.9	85.7	48.1	25.3	15.5	14.7	21.1	14.6	42.0
1992	15.5	24.0	84.0	39.4	18.4	16.0	15.5	12.6	11.3	14.5	30.7	16.3	24.9
1993	16.4	36.6	119.6	97.0	36.7	35.8	27.8	18.6	15.3	14.5	13.8	31.4	38.6
1994	35.3	31.2	73.4	39.4	16.0	59.4	15.9	63.6	17.5	17.8	13.7	16.1	33.3
1995	47.9	26.0	37.2	44.2	17.9	18.7	19.2	13.2	15.0	13.7	24.3	22.3	25.0
1996	39.4	81.4	68.4	38.4	20.7	28.0	46.5	16.9	15.1	16.4	10.1	10.4	32.6
1997	19.6	32.7	45.6	38.3	53.1	19.8	27.3	23.3	18.6	14.5	38.3	54.2	32.1
1998	22.4	26.3	55.7	62.3	76.1	36.5	24.1	17.7	12.5	12.2	10.3	5.1	30.1
1999	27.9	67.6	91.3	77.9	75.4	38.3	37.0	27.8	17.7	18.7	9.7	37.4	43.9
2000	25.5	64.1	129.8	94.5	61.4	37.2	24.5	17.2	26.1	17.0	8.9	13.4	43.3
2001	26.1	27.5	59.5	75.5	45.1	67.8	22.6	11.4	6.4	6.9	6.8	11.6	30.6
2002	22.3	25.7	44.4	55.6	58.3	39.2	49.0	11.2	6.9	9.8	16.9	27.3	30.6
2003	11.6	17.5	34.7	37.0	36.4	26.5	20.9	11.1	8.7	5.9	8.6	17.1	19.7
2004	14.6	16.2	23.2	27.0	19.5	43.8	20.9	13.4	12.5	12.6	11.4	15.8	19.2
2005	8.0	28.2	75.1	45.1	22.5	23.7	13.8	8.2	7.4	6.4	8.9	10.4	21.5
2006	27.1	54.3	84.2	92.0	39.6	38.1	32.4	27.4	23.3	20.4	29.3	45.5	42.8
Mensual	27.3	45.8	63.4	62.1	44.3	39.2	31.2	23.1	19.0	17.6	19.2	21.6	34.5

Anexo 9. Caudales medios mensuales para punto de captación. (44 años).

Caudales Medios Mensuales Punto de Captación

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
1963	5.3	12.6	13.8	9.4	6.0	5.7	3.7	2.0	1.9	2.6	2.4	2.6	5.7
1964	3.1	4.2	4.9	9.6	11.7	8.2	3.8	6.5	10.3	6.2	4.4	6.7	6.6
1965	5.8	4.2	8.7	20.6	17.8	13.6	5.1	3.5	4.7	2.7	4.4	3.1	7.9
1966	5.2	3.1	5.7	7.7	4.9	3.3	3.2	4.0	2.9	3.6	2.7	3.7	4.2
1967	3.4	7.6	4.8	4.8	4.2	3.7	5.4	3.0	1.8	2.0	1.4	1.3	3.6
1968	2.9	1.4	8.1	3.7	1.9	2.5	5.0	2.8	2.0	2.4	1.3	1.3	2.9
1969	3.9	4.0	3.6	9.7	5.6	3.7	3.4	3.6	2.6	1.5	2.3	3.8	4.0
1970	5.5	9.2	9.6	5.4	9.2	12.9	4.6	5.3	3.2	2.8	2.5	3.6	6.2
1971	4.7	12.3	17.8	13.9	4.1	3.9	4.6	3.4	3.2	2.7	2.0	2.4	6.2
1972	6.3	5.3	9.6	9.7	5.6	4.5	6.2	2.4	3.8	2.3	5.1	3.3	5.3
1973	3.8	8.9	7.1	16.6	6.1	4.1	4.4	3.8	2.5	1.4	1.5	1.8	5.2
1974	2.0	8.6	9.6	3.5	4.5	3.5	6.9	2.7	3.2	4.9	3.1	1.7	4.5
1975	4.0	11.9	23.9	14.5	6.6	10.7	4.9	5.4	2.4	2.7	2.0	3.5	7.7
1976	3.5	9.0	11.9	11.1	6.7	7.4	8.7	4.1	1.9	1.0	1.3	1.0	5.6
1977	2.2	3.7	5.0	9.0	4.4	4.9	4.3	3.5	4.2	3.0	0.6	1.3	3.8
1978	1.2	1.5	3.8	8.5	8.5	3.9	4.2	3.8	2.8	2.8	5.9	0.9	4.0
1979	2.4	2.3	8.8	7.3	5.7	3.5	3.6	2.5	2.4	2.0	1.4	2.1	3.7
1980	2.1	5.4	4.7	10.7	4.4	4.5	4.2	2.3	2.7	2.9	2.0	2.0	4.0
1981	2.1	4.7	9.9	6.9	3.8	3.8	3.5	2.0	2.2	1.9	1.6	2.7	3.8
1982	2.4	2.6	2.7	5.2	4.3	2.3	3.5	2.7	2.3	3.4	11.4	13.1	4.7
1983	10.7	11.0	8.4	11.3	8.1	4.5	4.2	6.1	3.4	2.8	1.5	2.9	6.2
1984	5.3	24.7	15.5	11.4	6.8	6.3	5.8	4.3	3.3	4.0	3.1	3.9	7.9
1985	2.2	1.7	3.5	6.2	4.1	5.5	4.3	2.7	2.8	2.4	2.6	3.4	3.5
1986	4.2	5.9	4.7	7.1	5.6	3.9	4.2	2.5	2.8	2.4	2.7	2.4	4.0
1987	3.6	4.5	4.9	4.5	5.9	3.7	3.8	2.9	3.2	2.5	1.6	1.9	3.6
1988	3.3	6.3	4.5	7.4	5.9	3.7	4.1	2.8	2.3	3.0	3.8	2.9	4.2
1989	7.5	12.7	14.5	13.7	15.5	9.7	5.3	2.6	1.9	3.5	1.9	1.1	7.5
1990	1.6	1.7	4.2	5.8	5.1	6.3	4.3	3.6	1.6	2.0	4.2	3.3	3.6
1991	6.6	11.7	10.8	4.3	5.4	11.9	6.7	3.5	2.2	2.0	2.9	2.0	5.8
1992	2.2	3.3	11.7	5.5	2.6	2.2	2.1	1.8	1.6	2.0	4.3	2.3	3.5
1993	2.3	5.1	16.6	13.5	5.1	5.0	3.9	2.6	2.1	2.0	1.9	4.4	5.4
1994	4.9	4.3	10.2	5.5	2.2	8.3	2.2	8.8	2.4	2.5	1.9	2.2	4.6
1995	6.7	3.6	5.2	6.1	2.5	2.6	2.7	1.8	2.1	1.9	3.4	3.1	3.5
1996	5.5	11.3	9.5	5.3	2.9	3.9	6.5	2.3	2.1	2.3	1.4	1.4	4.5
1997	2.7	4.5	6.3	5.3	7.4	2.8	3.8	3.2	2.6	2.0	5.3	7.5	4.5
1998	3.1	3.7	7.7	8.7	10.6	5.1	3.3	2.5	1.7	1.7	1.4	0.7	4.2
1999	3.9	9.4	12.7	10.8	10.5	5.3	5.1	3.9	2.5	2.6	1.3	5.2	6.1
2000	3.5	8.9	18.0	13.1	8.5	5.2	3.4	2.4	3.6	2.4	1.2	1.9	6.0
2001	3.6	3.8	8.3	10.5	6.3	9.4	3.1	1.6	0.9	1.0	0.9	1.6	4.3
2002	3.1	3.6	6.2	7.7	8.1	5.5	6.8	1.6	1.0	1.4	2.4	3.8	4.2
2003	1.6	2.4	4.8	5.1	5.1	3.7	2.9	1.5	1.2	0.8	1.2	2.4	2.7
2004	2.0	2.2	3.2	3.7	2.7	6.1	2.9	1.9	1.7	1.8	1.6	2.2	2.7
2005	1.1	3.9	10.4	6.3	3.1	3.3	1.9	1.1	1.0	0.9	1.2	1.4	3.0
2006	3.8	7.5	11.7	12.8	5.5	5.3	4.5	3.8	3.2	2.8	4.1	6.3	5.9
Mensual	3.8	6.4	8.8	8.6	6.2	5.4	4.3	3.2	2.6	2.4	2.7	3.0	4.8

Anexo 10. Uso de agua.

Caudal Concesionado				
Cuenca	Sub_Cuenca	Fuente	Uso	Caudal((lt)
Jubones	León	Quebrada	Riego	200.0
Jubones	León	Río	Riego	149.0
Jubones	León	Río	Riego	120.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	101.6
Jubones	León	Vertiente	Riego	90.0
Jubones	León	Río	Riego	76.6
Jubones	León	Vertiente	Riego	60.0
Jubones	León	Quebrada	Riego	41.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	40.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	37.9
Jubones	León	Río	Riego	32.0
Jubones	León	Quebrada	Riego	30.0
Jubones	León	Quebrada	Riego	27.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	20.7
Jubones	León	Vertiente	Riego	17.0
Jubones	León	Quebrada	Riego	17.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	14.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	13.7
Jubones	León	Quebrada	Riego	12.9
Jubones	León	Vertiente	Riego	12.5
Jubones	León	Quebrada	Riego	12.1
Jubones	León	Vertiente	Riego	12.0
Jubones	León	Quebrada	Riego	9.1
Jubones	León	Vertiente	Riego	8.2
Jubones	León	Quebrada	Riego	7.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	5.3
Jubones	León	Río	Riego	4.8
Jubones	León	Vertiente	Riego	4.5
Jubones	León	Vertiente	Riego	4.3
Jubones	León	Quebrada	Riego	4.2
Jubones	León	Vertiente	Otros	4.0
Jubones	León	Quebrada	Riego	3.3
Jubones	León	Vertiente	Riego	3.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	2.7
Jubones	León	Quebrada	Abrevadero	2.0
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	2.0
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	1.7
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	1.7
Jubones	León	Vertiente	Riego	1.5

Jubones	León	Río	Riego	1.4
Jubones	León	Vertiente	Riego	1.1
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	1.0
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	1.0
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	0.9
Jubones	León	Vertiente	Abrevadero	0.8
Jubones	León	Quebrada	Riego	0.7
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	0.6
Jubones	León	Vertiente	Riego	0.5
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	0.4
Jubones	León	Quebrada	Abrevadero	0.3
Jubones	León	Vertiente	Abrevadero	0.2
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	0.1
Jubones	León	Río	Doméstico	0.1
Jubones	León	Quebrada	Doméstico	0.1
Jubones	León	Quebrada	Doméstico	0.1
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	0.1
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	0.1
Jubones	León	Vertiente	Riego	0.1
Jubones	León	Quebrada	Abrevadero	0.1
Jubones	León	Vertiente	Doméstico	0.6
Jubones	León	Vertiente	Riego	4.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	0.5
Jubones	León	Río	Abrevadero	0.1
Jubones	León	Quebrada	Riego	0.1
Jubones	León	Río	Riego	42.0
Jubones	León	Vertiente	Riego	0.6
Total				1,263.9

Anexo 11. Estudio de sedimentos de río Burro

GRANULOMETRÍA DE ARENAS					
Tamiz	Díámetro	Peso retenido parcial	Peso retenido acumulado	% Retenido	% que pasa
#	(mm)				
4	4.75	-	-	-	100
8	2.36	0.18	0.18	12.9	87.1
16	1	0.35	0.53	25.1	62.1
20	0.85	0.08	0.61	5.7	56.3
30	0.6	0.19	0.8	13.6	42.7
40	0.425	0.11	0.91	7.7	35.1
50	0.3	0.08	0.99	5.7	29.3
100	0.15	0.18	1.17	12.9	16.5
200	0.075	0.16	1.33	11.5	5
> 200		0.07	1.4	5	-
Total		1.4			

Anexo 12. Presupuesto de la obra Mini Central Hidroeléctrica Susudel

PRESUPUESTO					
CAPTACIÓN					
1	Excavación estructural sin clasificar	m ³	577.46	6.642	3835.4893
2	Excavación estructuras en aluvial bajo agua, para desvío de río	m ³	1,775.30	9.315	16536.92
3	Excavación en Roca	m ³	866.19	20.547	17797.606
4	Encofrados, con retirado de cofres, Con tablas de encofrado	m ²	164	10.989	1802.196
5	Hormigón tipo A f'c=210 kg/cm2, para el azud y muros	m ³	595.1	220.25	131070.78
6	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2	Kg	28,274.40	3.5	98960.4
7	Hormigón estructural f'c=250 Kg/cm2	m ³	476	250.32	119152.32
8	Enrocado de Protección de Azudes	m ³	8	3.456	27.648
9	Compuertas para captación	Global	1	6547.932	6547.932
DESARENADOR					
Desarenador del Río Susudel					
10	Excavación estructural sin clasificar	m ³	738.96	6.642	4908.1723
11	Excavación en Roca	m ³	1,108.44	20.547	22775.117
12	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2	Kg	15,076.00	3.5	52766
13	Encofrados, con retirado de cofres, Con tablas de encofrado	m ²	423.2	10.989	4650.5448
14	Hormigón estructural f'c=250 Kg/cm2	m ³	582	250.32	145686.24
15	Compuertas para desarenador	Global	1	2331.4095	2331.4095
CONDUCCIÓN					
16	Excavación estructural sin clasificar	m ³	14,382.50	6.642	95528.565
17	Excavación estructural en roca	m ³	3,595.63	27.702	99606.142
18	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2	Kg	17,206.00	3.8475	66200.085
19	Encofrados, con retirado de cofres, Con tablas de encofrado	m ²	4,160.00	10.989	45714.24
20	Hormigón tipo B f'c=210 kg/cm2, para canal	m ³	1,474.86	216.25	318938.48
21	Compuertas y obras de arte para conducción	Global	1	48257.343	48257.343
TANQUE DE PRESIÓN					
22	Excavación estructural sin clasificar	m ³	91.56	6.642	608.14152
23	Excavación en Roca	m ³	137.34	20.547	2821.925
24	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2	Kg	5,158.33	3.8475	19846.675
25	Hormigón estructural f'c=250 Kg/cm2	m ³	91.7	198.612	18212.72
26	Compuertas y rejillas para tanque de presión	Global	1	2898.153	2898.153
TUBERIA DE PRESIÓN Y ANCLAJES					
27	Excavación estructural sin clasificar	m ³	50	6.642	332.1
28	Excavación estructural en roca	m ³	75	27.702	2077.65
29	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2	Kg	1,875.00	3.8475	7214.0625
30	Hormigón tipo A f'c=210 kg/cm2, para anclajes	m ³	125	169.911	21238.875

31	Tubería de Presión D=0.90m, e=4mm	Tramo	1	1117855.6	1117855.6
----	-----------------------------------	-------	---	-----------	-----------

CASA DE MÁQUINAS Y EQUIPAMIENTO

Obra Civil

32	Replanteo, estancamiento y desbroce	m ²		221.0895	0
33	Excavación estructural sin clasificar	m ³	69.54	6.642	461.91125
34	Excavación estructural en roca	m ³	104.32	27.702	2889.7618
35	Replanteo: Hormigón tipo C f'c=175 kg/cm ²	m ³	20	146.8125	2936.25
36	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm ²	Kg	4,817.08	3.8475	18533.715
37	Encofrados, con retirado de cofres, Con tablas de encofrado	m ²	80	10.989	879.12
38	Hormigón estructural f'c=250 Kg/cm ²	m ³	51.7	198.612	10268.24
39	Mampostería de ladrillo, e=15 cm	m ²	260	31.644	8227.44
40	Enlucido de cemento	m ²	520	9.4635	4921.02
41	Hormigón tipo B f'c=210 kg/cm ² , para fundiciones de equipos	m ³	32.5	169.911	5522.1075
42	Otros rubros Casa de Máquinas y Equipamiento	Global	1	18560	18560

Instalaciones Sanitarias

43	Instalaciones Sanitarias Casa de Máquinas	Global	1	1215.1215	1215.1215
----	-------------------------------------------	--------	---	-----------	-----------

Instalaciones de Agua Potable

				0	0
44	Instalaciones Agua Potable Casa de Máquinas	Global	1	945.0945	945.0945

Equipamiento Eléctrico de la Casa de Máquinas

Casa de Máquinas Equipamiento

45	Generador sincrónico trifásico de 2.5MVA	Global	1	1214936.6	1214936.6
46	Equipo de control	global	1	270000.36	270000.36
47	Sistema de Corriente Continua	Global	1	47250.014	47250.014
48	Sistema SCADA	Global	1	202500	202500
49	Equipos eléctricos auxiliares	global	1	81000	81000
50	Turbina Pelton	u	1	924750	924750

Casa de Máquinas Instalaciones Eléctricas Internas

51	Casa de máquinas instalaciones eléctricas internas	Global	1	20250.014	20250.014
----	----------------------------------------------------	--------	---	-----------	-----------

SUBESTACIÓN

Equipamiento Eléctrico

52	Bahía de Transformación y salida	Global	1	414450	414450
----	----------------------------------	--------	---	--------	--------

Obra Civil

				0	0
53	Replanteo, estancamiento y desbroce	km	0.03	221.0895	6.632685
54	Excavación estructural sin clasificar	m ³	150	6.642	996.3
55	Cerramiento de malla galvanizada h= 3.0 m	m	67	48.897	3276.099
56	Puertas de tubo con malla	m ²	8	103.464	827.712
57	Hormigón Ciclópeo f'c=175 kg/cm ² , para cimientos	m ³	33	115.074	3797.442
58	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm ²	Kg	4,700.00	3.8475	18083.25
59	Encofrados, con retirado de cofres, Con tablas de encofrado	m ²	40	10.989	439.56
60	Hormigón estructural f'c=250 Kg/cm ²	m ³	60	198.612	11916.72

LÍNEA DE TRANSMISIÓN					
61	Línea de Transmisión	Global	1	406890	406890
REMEDIACIÓN AMBIETAL					
62	Remediación Ambiental	Global	1	554850	554850
SUBTOTAL					6747780
IVA					944689.2
TOTAL					7692469.2

Anexo 13. Planos

Anexo 14. CD: Hojas de Cálculos