

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“MODELAMIENTO HIDRÁULICO DE LA DE LA MINI CENTRAL
HIDROELÉCTRICA DEL CENTRO POBLADO DE LLOPISH -
ANCASH”**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Área de Investigación: HIDRÁULICA

AUTORES:

Br. ASPILCUETA VALDERRAMA, LEONIDAS MARTIN

Br. JUÁREZ JIMÉNEZ, DANY PORFIRIO

ASESOR: Ms. Ing. RICARDO ANDRÉS NARVÁEZ ARANDA

Nº de Registro: _____

TRUJILLO, JUNIO DEL 2014

**Tesis: “MODELAMIENTO HIDRÁULICO DE LA DE LA MINI CENTRAL
HIDROELECTRICA DEL CENTRO POBLADO DE LLOPISH - ANCASH”**

Por: Br. ASPILCUETA VALDERRAMA, LEONIDAS
MARTIN

Br. JUAREZ JIMENEZ, DANY PORFIRIO

Jurado evaluador

Presidente:

Ing. JUAN M. URTEAGA GARCIA

Secretario:

Ing. WILLIAN C. GALICIA GUARNIZ

Vocal:

Ing. JOSE L. SERRANO HERNANDEZ

Asesor:

Ing. RICARDO A. NARVAEZ ARANDA

PRESENTACION

Señores Miembros del Jurado:

Dando cumplimiento al Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada “Antenor Orrego”, para el título Profesional de Ingeniero Civil, es grato poner a vuestra consideración, la presente tesis titulada: “MODELAMIENTO HIDRÁULICO DE LA DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA DEL CENTRO POBLADO DE LLOPISH - ANCASH”

Atentamente,

Trujillo, junio del 2014

Br. ASPILCUETA VALDERRAMA, LEONIDAS MARTIN

Br. JUÁREZ JIMÉNEZ, DANY PORFIRIO

DEDICATORIA

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mi madre Emilsen Valderrama, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional. A mi padre, a pesar de nuestra distancia física, siento que estás conmigo siempre. A mi abuela Teófila, a quien quiero como a una madre. A mis tíos y primos, por compartir momentos significativos conmigo y por siempre estar dispuestos a escucharme y ayudarme en cualquier momento. A todos ustedes porque sin el equipo que formamos, no hubiéramos logrado esta meta.

Aspilcueta Valderrama, Leonidas Martin

Con todo mi cariño y mi amor para ustedes que a largo de mi vida estudiantil confiaron en todo momento en mí, papá y mamá. A Yovani, gracias hermanita, por cuidarme y desvelarte junto a mí en mis días de exámenes de colegio, por brindarme siempre tú apoyo incondicional. A Fabían, hermanito, el solo pensar en tí, me motiva día a día. A mis hermanos Nilton y Fredy. A todos Ustedes por siempre mi corazón y agradecimiento.

Juárez Jiménez, Dany Porfirio

AGRADECIMIENTO

Nuestros sinceros agradecimientos al Ms. Ing. Ricardo Andrés Narváez Arada por su asesoría, guía y consejos.

A nuestros familiares, colegas y amigos, quienes con su ayuda desinteresada nos brindaron apoyo para la culminación de la investigación.

*Aspilcueta Valderrama, Leonidas Martín
Juárez Jiménez, Dany Porfirio*

RESUMEN

Tesis: “MODELAMIENTO HIDRÁULICO DE LA DE LA MINI CENTRAL HIDROELECTRICA DEL CENTRO POBLADO DE LLOPISH - ANCASH”

Por: Br. ASPILCUETA VALDERRAMA, LEONIDAS MARTIN
Br. JUÁREZ JIMÉNEZ, DANY PORFIRIO

Actualmente el Centro Poblado de Llopish, no cuenta con algún servicio de energía eléctrica, por lo que es de importancia la construcción de la Mini Central Hidroeléctrica que permitirá dotar de energía de origen hidráulico no contaminante para servicios de alumbrado público y domiciliario.

La presente investigación permitirá aplicar procedimientos y metodologías para realizar el modelamiento hidráulico de la a Mini Central Hidroeléctrica con los estudios básicos de Ingeniería, utilizando procedimientos en el que, comenzando por los datos, se acabó llegando a la teoría. Asimismo, se realizaron visitas y trabajos de campo como también trabajos de gabinete, además se entrevistó a la población involucrada del proyecto para la obtención de datos e información necesaria.

Se logró determinar caudal diseño, proyecciones de la demanda, la potencia disponible, demanda eléctrica para un periodo de 20 años y las las obras civiles y equipo electromecánico considerados para la construcción de la Mini Central Hidroeléctrica

Palabras clave: Modelamiento Hidráulico, Mini Central Hidroeléctrica, Centro Poblado Llopish

ABSTRACT

“TITULO DE TESIS”

Por: Br. ASPILCUETA VALDERRAMA, LEONIDAS MARTIN
Br. JUAREZ JIMENEZ, DANY PORFIRIO

Currently the Town Center Llopish, does not have any electrical service, so it is important to build the Central Mini Hydro will allow provide clean energy for public services and home lighting hydroelectric.

This research will utilize procedures and methodologies for the hydraulic modeling of Mini Hydropower Plant with basic engineering studies, using methods which, starting with the data, that's coming to the theory. Also, visits and field work as cabinet work performed, plus we interviewed the people involved in the project to obtain data and information.

It was possible to determine design flow, demand projections, the available power, electricity demand for a period of 20 years and the civil works and electromechanical equipment considered for the construction of the Central Mini Hydropower.

Keywords: Hydraulic Modeling, Minicentral hydroelectric, Centro Poblado Llopish.

ÍNDICE DE CONTENIDO

| | |
|----------------------------------------------------------------------------|-----|
| JURADO EVALUADOR | ii |
| PRESENTACIÓN..... | iii |
| DEDICATORIA..... | iv |
| AGRADECIMIENTO..... | v |
| RESUMEN..... | vi |
| ABSTRACT..... | vii |
| | |
| CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.1. Introducción..... | 1 |
| 1.2. Descripción de la situación actual..... | 3 |
| 1.2.1 Diagnostico regional de la situación actual..... | 3 |
| 1.3. Problemática energética..... | 4 |
| 1.4. Justificación del proyecto..... | 4 |
| 1.5. Objetivos..... | 5 |
| 1.5.1 Objetivo general..... | 5 |
| 1.5.2 Objetivos específicos..... | 6 |
| 1.6. Antecedentes de la investigación..... | 6 |
| | |
| CAPÍTULO II: MATERIALES Y MÉTODOS..... | 13 |
| 2.1 Estudio topográfico..... | 13 |
| 2.1.1 Reconocimiento de la zona y estudio preliminar..... | 13 |
| 2.1.2 Levantamiento topográfico..... | 13 |
| 2.2 Mecánica de suelos..... | 20 |
| 2.3 Estudio hidrológico de la microcuenca..... | 26 |
| 2.3.1 Análisis hidrológico..... | 26 |
| 2.3.2 Delimitación y planimetrado..... | 26 |
| 2.3.3 Caracterización..... | 27 |
| 2.3.4 Características geomorfológicas..... | 27 |
| 2.4 Definición y pronóstico de mercado eléctrico..... | 33 |
| 2.4.1 Información de población y vivienda..... | 34 |
| 2.4.2 Consumo actual de recursos energéticos..... | 35 |
| 2.4.3 Pronóstico de la demanda eléctrica..... | 39 |
| 2.4.3.1 Pronóstico de la población..... | 39 |
| 2.4.3.2 Pronóstico del número de viviendas..... | 39 |
| 2.4.3.3 Pronóstico de abonados domésticos..... | 39 |
| 2.4.3.4 Pronóstico de abonados comerciales..... | 40 |
| 2.4.3.5 Pronóstico de consumo doméstico y alumbrado público (CDAP)..... | 40 |
| 2.4.3.6 Pronóstico de consumo comercial (CC)..... | 41 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.4.3.7 Pronóstico de consumo industrial (CI)..... | 41 |
| 2.4.3.8 Pronóstico de consumo de cargas especiales (C.Esp.)..... | 41 |
| 2.4.3.9 Pronóstico del consumo total (CT)..... | 42 |
| 2.4.3.10 Pronóstico de la máxima demanda..... | 42 |
| 2.4.3.11 Resumen de la proyección de la demanda..... | 43 |
| 2.5 Reconocimiento de la zona y estudio preliminar..... | 43 |
| 2.6 Planificación del diseño..... | 44 |
| | |
| CAPÍTULO III: FUNDAMENTO TEÓRICO..... | 45 |
| 3.1 Estructura de captación..... | 45 |
| 3.1.1 Partes de una captación..... | 46 |
| 3.1.2 Canal de conducción..... | 50 |
| 3.1.2.1 Consideraciones para el diseño..... | 50 |
| 3.1.3 Aliviadero..... | 54 |
| 3.1.4 Desarenador..... | 56 |
| 3.1.4.1 Sedimentación de los sólidos..... | 56 |
| 3.1.4.2 Evacuación de los sólidos..... | 56 |
| 3.1.4.3 Ecuaciones básicas y criterios para el diseño..... | 57 |
| 3.1.5 Cámara de carga..... | 61 |
| 3.1.6 Tubería de presión..... | 62 |
| 3.1.6.1 Criterios de diseño – Selección del número de tuberías..... | 63 |
| 3.1.6.2 Componentes del sistema del conducto forzado... | 64 |
| 3.1.7 Casa de Máquinas | 65 |
| 3.1.7.1 Equipamiento de la casa de máquinas..... | 67 |
| 3.1.7.2 Selección del grupo hidroeléctrico..... | 67 |
| 3.1.7.3 Alternador eléctrico..... | 71 |
| | |
| CAPÍTULO IV: RESULTADOS..... | 75 |
| 4.1 Ubicación del proyecto | 75 |
| 4.2 Clima y topografía..... | 76 |
| 4.3 Resultados hidrológicos..... | 76 |
| 4.4 Proyección de la demanda..... | 77 |
| 4.5 Potencia disponible | 78 |
| 4.6 Diseño hidráulico y estructural de obras civiles | 78 |
| 4.6.1 Diseño de la bocatoma | 79 |
| 4.6.1.1 Ubicación de la Bocatoma | 79 |
| 4.6.1.2 Parámetros de diseño hidráulico | 79 |
| 4.6.2 Diseño hidráulico del canal entre la ventana reguladora y el desarenador..... | 93 |
| 4.6.3 Calculo de las dimensiones del aliviadero..... | 95 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|---------|
| 4.6.4 Dimensionamiento del desarenador | 96 |
| 4.6.5 Tubería de PVC para reemplazar canal entre desarenador y cámara de carga..... | 98 |
| 4.6.6 Dimensionamiento de la cámara de carga | 100 |
| 4.6.7 Diseño de la tubería forzada | 103 |
| 4.6.8 Apoyos y anclajes | 111 |
| 4.6.9 Selección del grupo hidroeléctrico | 112 |
| 4.6.10 Tablero de control | 113 |
| 4.6.11 Equipo contra incendios | 114 |
| 4.6.12 Cuarto de máquinas | 118 |
| CAPITULO V: CONCLUSIONES..... | 119 |
| CAPITULO VI: RECOMENDACIONES..... | 121 |
| CAPITULO VII: REEFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 122 |
| ANEXOS..... | 123 |
| PLANOS..... | 124 |

INDICE DE CUADROS

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| CUADRO N°01 Relación entre la población abastecida con suministro eléctrico y el IDH..... | 3 |
| CUADRO N°02 Datos topográficos..... | 17 |
| CUADRO N°03 Número de habitantes/viviendas C.P. Llopish..... | 34 |
| CUADRO N°04 Preguntas de control de la entrevista..... | 35 |
| CUADRO N°05 Artefactos eléctricos de mayor uso..... | 37 |
| CUADRO N°06 Costo de los recursos energéticos empleados para iluminación..... | 37 |
| CUADRO N°07 Artefactos de iluminación durante el primer año de servicio eléctrico..... | 38 |
| CUADRO N°08 Talud recomendado en canales..... | 51 |
| CUADRO N°09 Velocidades máximas permisibles para canales no revestidos..... | 53 |
| CUADRO N°10 Diámetro límite de sólidos en suspensión..... | 59 |
| CUADRO N°11 Velocidad de caída promedio..... | 60 |
| CUADRO N°12 Tiempo de sedimentación promedio..... | 61 |
| CUADRO N°13 Proyección de demanda eléctrica centro poblado de Llopish..... | 77 |
| CUADRO N°14 Coeficiente de contracción para pilas..... | 82 |

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La Electrificación Rural en la actualidad constituye un factor importante para el desarrollo de los pueblos aislados, sin embargo las instancias involucradas en el tema poco o nada están haciendo, sobre todo si trata de poblaciones pequeñas con escaso poder económico, social y político.

Los gobiernos regionales vienen ejecutando proyectos de micro-hidroenergía como una alternativa viable para sus pueblos ubicados en zonas aisladas, los que difícilmente se anexarían al Sistema Interconectado Nacional; al mismo tiempo está propiciando la intervención cada vez mayor de las instancias de gobierno y privadas a fin de hacer realidad los proyectos de Electrificación Rural, aprovechando para ello los recursos naturales que nos proporciona la naturaleza.

Las condiciones naturales que presenta el centro poblado de la quebrada Llopish son las adecuadas para la generación de energía, tanto para el servicio de alumbrado como para la generación de nuevas opciones de trabajo; este aspecto es importante resaltar, ya que los últimos años muchas instituciones privadas, como algunas del Estado están promoviendo la pequeña industria a nivel local; y para ello es fundamental contar con energía eléctrica. Por otro lado se aprecia la firme decisión y deseo del Gobierno Regional y sus representantes en la gestión del financiamiento para proyectos de mini centrales hidroeléctricas en la zona.

Según el Ministerio de Energía y Minas, para el 2004, el 24% de la población total del país no tenía acceso al servicio eléctrico, es decir unos 6.5 millones de habitantes. En el sector rural, según la

misma fuente, sólo el 32% de la población posee suministro eléctrico. Por lo tanto la disponibilidad la energía eléctrica que constituye un insumo básico en todas las actividades productivas y sociales, es condicionante de la competitividad del país, y sin embargo podría ser un componente primordial para asegurar la calidad de vida de la población.

A pesar de ello, el abastecimiento de energía eléctrica a través de la Red Nacional se hace cada vez más costoso y muchas poblaciones lejanas no tienen posibilidad de afrontar dichos gastos.

Por lo tanto, ampliar la cobertura del servicio eléctrico, resulta entonces, un elemento importante en la disminución de los niveles de pobreza de las poblaciones que actualmente están aisladas y marginadas.

Éste es el principal objetivo que tienen las instituciones que forman Programas de Energía, Infraestructura y Servicios Básicos y que para lograrlo, se promueve la implementación de proyectos de generación del servicio eléctrico a través de la construcción de Micro Centrales Hidroeléctricas en poblados rurales. En este es un campo también del ingeniero civil que debe plantear soluciones a nivel de obras civiles para generar energía renovable mediante Mini centrales Hidroeléctricas en centros rurales aprovechando la topografía e hidrografía no solo de grandes ríos sino de pequeños ríos y quebradas de nuestro territorio adecuadas para este tipo de proyectos.

En el siguiente cuadro se muestra la relación entre la población abastecida con suministro eléctrico y los datos del Informe de Desarrollo Humano publicado por el Programa de las Naciones Unidas 2004 (IDH).

CUADRO N°01: RELACIÓN ENTRE LA POBLACIÓN ABASTECIDA CON SUMINISTRO ELÉCTRICO Y EL IDH

| Departamento | Población | % de población con Energía Eléctrica | IDH | Ranking IDH |
|---------------|-------------------|--------------------------------------|--------|-------------|
| Lima | 8 823 694 | 3,2 | 0,7196 | 1 |
| Tacna | 309 765 | 1,1 | 0,6654 | 3 |
| Ica | 709 556 | 2,6 | 0,662 | 4 |
| Arequipa | 1 126 636 | 4,1 | 0,6526 | 5 |
| Moquegua | 163 757 | 0,6 | 0,6499 | 6 |
| Lambayeque | 1 141 228 | 4,1 | 0,6165 | 7 |
| Tumbes | 211 089 | 0,8 | 0,6095 | 8 |
| Madre de Dios | 104 891 | 0,4 | 0,601 | 9 |
| Junín | 1 274 781 | 4,6 | 0,5955 | 10 |
| Pasco | 277 694 | 1 | 0,5908 | 11 |
| La Libertad | 1 550 796 | 5,6 | 0,5851 | 12 |
| Ucayali | 464 399 | 1,7 | 0,5629 | 13 |
| Ancash | 1 139 083 | 4,1 | 5577 | 14 |
| Piura | 1 685 972 | 6,1 | 0,5557 | 15 |
| Puno | 1 297 103 | 4,7 | 0,5495 | 16 |
| Loreto | 931 444 | 3,4 | 0,5248 | 17 |
| San Martín | 777 694 | 2,8 | 0,5247 | 18 |
| Cusco | 1 237 802 | 4,5 | 0,5112 | 19 |
| Ayacucho | 571 563 | 2,1 | 0,5095 | 20 |
| Amazonas | 443 025 | 1,6 | 0,5919 | 21 |
| Cajamarca | 1 532 878 | 5,6 | 0,491 | 22 |
| Apurímac | 478 315 | 1,7 | 4877 | 23 |
| Huanuco | 833 640 | 3 | 0,476 | 24 |
| Huancavelica | 459 988 | 1,7 | 0,4641 | 25 |
| TOTAL | 27 546 574 | 100 | | |

Fuente: Elaboración Propia en base a datos del Ministerio de Energía y Minas (Dirección Ejecutiva de Proyectos) y a datos del Informe de Desarrollo Humano 2004, publicado por el Programa de la Naciones Unidas para el Desarrollo.

1.2 DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

1.2.1 Diagnóstico regional de la situación actual

El sistema regional actualmente se encuentra en déficit de oferta energética, lo cual hace necesario buscar nuevas fuentes de generación de energía y reducir las pérdidas de Transmisión.

1.3 PROBLEMÁTICA ENERGÉTICA

Actualmente el Centro Poblado de Llopish, no cuenta con algún servicio de energía eléctrica, haciendo uso de algunos generadores eléctricos de poca capacidad de procedencia privada, como alumbrado domiciliario en cortas horas por la noche, y el uso que hace es una reducida población; el resto de la población se iluminan con alumbrados rústicos o caseros (pilas secas, kerosene, velas, mechones).

El servicio eléctrico mediante generadores eléctricos es restringido, para este servicio parte de la población cuentan con generadores a base de combustible (gasolina), lo cual hace demasiado caro este servicio, motivo por lo que cuentan con pocas horas de servicio eléctrico (6.00 p.m. – 10.00 p.m.). Por consecuencia de la carencia de este servicio los pobladores se encuentran en un estado de atraso socio-económico.

1.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Al igual que muchos pueblos en el ámbito nacional siguen esperando el ansiado desarrollo socioeconómico de su población, parte importante lo constituye el logro de la generación de energía eléctrica limpia y barata. La construcción de la Mini Central Hidroeléctrica permitirá dotar del servicio de alumbrado público y domiciliario en mejores condiciones a la población; y lo que es más importante permitirá la creación de nuevas alternativas de generación de empleo, a través de la microempresa y pequeños negocios, tales como plantas transformadoras de productos agropecuarios a pequeña escala, talleres artesanales, talleres de servicios, cargadores de baterías, etc.

El lugar cuenta con los recursos naturales favorables como son el agua y el desnivel topográfico, en cantidad suficiente y permanente para la generación de energía eléctrica. Adicionalmente se encuentra con la buena predisposición de las autoridades actuales del Gobierno Regional para participar en la gestión de financiamiento y construcción de la Mini Central Hidroeléctrica.

Justificación académica: El proyecto de tesis se justifica académicamente porque permitirá aplicar procedimientos y metodologías para realizar el modelamiento hidráulico de la a Mini Central Hidroeléctrica con los estudios básicos de Ingeniería.

Justificación social:

El proyecto se justifica socialmente porque proporcionará y abastecerá con energía de origen hidráulico no contaminante al centro poblado en estudio.

Formulación del problema:

¿Cuáles son los criterios técnicos para el Modelamiento hidráulico de la de la mini central hidroeléctrica del Centro Poblado de Llopish – Ancash?

Alcance:

El alcance del proyecto es a nivel de los centros poblados y otros favorecidos con el proyecto que pertenecen al Distrito de Corongo.

1.5 OBJETIVOS

1.5.1 Objetivo General

Realizar el Modelamiento hidráulico de la mini central hidroeléctrica del Centro Poblado de Llopish - Ancash”.

1.5.2 Objetivos Específicos:

- Realizar los estudios básicos tales como: hidrología, Topografía y Mecánica de Suelos.
- Determinar la demanda eléctrica.
- Determinar el caudal de diseño de obras civiles en función de la demanda.
- Realizar el modelamiento hidráulico de las obras civiles de la Mini Central Hidroeléctrica (bocatoma, desarenador, cámara de carga y tubería de presión).
- Plantear el diseño de la casa de máquinas patio de llaves y otros.
- Dibujar los diferentes planos correspondientes a los diseños realizados.

1.6 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

TITULO: Estudio de la pequeña central hidroeléctrica de Monzón.

AUTOR: Víctor Alejandro Pajuelo Santos.

PAIS: Perú.

AÑO: 2007.

RESUMEN: La presente tesis trata sobre el estudio de la Pequeña Central Hidroeléctrica de Monzón, ubicada en la provincia de Huamalíes, departamento de Huánuco.

Empezamos este trabajo viendo los objetivos del proyecto, los cuales eran de dotar de energía eléctrica a la localidad de Monzón.

Para ello hacemos un análisis del mercado eléctrico y vemos las alternativas para cubrir esta demanda de las cuales seleccionamos la Central Hidroeléctrica.

Analizamos las cuencas cercanas a la población y decidimos por la que ofrecía las mejores condiciones para desarrollar el proyecto.

Como en todo proyecto hidroenergético estudiamos primero la disponibilidad de la fuente principal de todo este mecanismo, que es el agua y por ello hacemos los estudios hidrológicos.

A continuación hacemos los estudios geológicos y topográficos del área seleccionada, También hacemos los análisis de los materiales de construcción que hay en las canteras.

Proseguimos con el diseño de las obras y su respectiva justificación. En una central hidroeléctrica se busca que la obra sea bien diseñada, garantizando su buen funcionamiento y estabilidad de sus componentes. Con la demanda encontrada y ubicándonos en la zona del proyecto se ha calculado que se puede construir una PCH de 360 KW de potencia. Hacia ello va nuestro trabajo.

Adicionalmente presentamos los sistemas de transmisión eléctrica a nivel de estructuras típicas y la subestación de salida.

Por último calculamos el presupuesto total del proyecto y realizamos una evaluación económica del mismo para ver su rentabilidad

Las tablas se encuentran en un archivo Excel denominado tablas – tesis y ayudan a esquematizar datos y cálculos en cada capítulo.

TITULO: Simulación numérica de la hidrodinámica y el transporte de sólidos suspendidos en el embalse de Yacyretá.

AUTOR: Christian Uriel Álvarez Tagliabue.

PAIS: Argentina

AÑO: 2004

RESUMEN: Como para todo embalse, la calidad del agua es una de las cuestiones fundamentales a atender en el embalse de Yacyretá. Interesa tanto un diagnóstico bajo las condiciones actuales de operación como un pronóstico para la situación futura, con el nivel del embalse elevado a la cota final o a valores intermedios, que se correspondan con el plan de llenado final.

Las sustancias contaminantes que llegan hasta las aguas del embalse, ya sean de origen natural o relacionado a la actividad antrópica, son transportadas por las corrientes y difundidas por la turbulencia. Eventualmente, también pueden sufrir reacciones químicas, bioquímicas o biológicas que las transformen. Lo ideal es poder representar adecuadamente cada uno de estos procesos mediante modelos matemáticos, de modo de obtener las respuestas cuantitativas del sistema a esas solicitaciones.

En primer lugar debe modelarse la hidrodinámica, ya que las corrientes son el mecanismo primario de transporte en el embalse. Al mismo tiempo, resulta fundamental determinar si se pueden producir estratificaciones térmicas y bajo qué condiciones, ya que ello condiciona significativamente la hidrodinámica y también los procesos de transformación. Luego se debe modelar el transporte de los sólidos suspendidos, ya que ellos son uno de los vehículos primarios de transporte de algunos contaminantes con alta capacidad de adsorción. A continuación deben modelarse las reacciones principales para cada contaminante en particular.

El estudio que conforma la presente tesis forma parte de un proyecto que se viene desarrollando de acuerdo a la línea de análisis recién esbozada, a través de la implementación de

modelos numéricos que simulan los procesos descritos. En particular, se utilizan modelos hidrodinámicos, hidrotérmicos y de transporte de sedimentos y contaminantes. Cada uno de estos modelos es sometido primero a un proceso de calibración en base a la información de campo disponible. Luego se explotan para producir resultados que contribuyan a la diagnosis y la prognosis de los fenómenos involucrados.

El objetivo final del proyecto es procesar esos resultados de modo de generar información que resulte de utilidad para el tomador de decisiones estratégicas.

Este programa de estudios ha sido acordado con la Entidad Binacional Yacyretá (EBY), a través del Convenio Marco vigente entre la EBY y el INA.

El alcance de la presente tesis se limita al estudio hidrodinámico y de transporte de sólidos en suspensión en el embalse de Yacyretá, utilizando como herramientas los modelos numéricos que se consideran aptos para la simulación de estos fenómenos. Específicamente, se describen la implementación y calibración de los modelos hidrodinámicos y de transporte de sólidos en el embalse, y se analizan y discuten las consecuencias que este nuevo conocimiento agrega tanto en relación a la gestión del embalse como a la implementación de los modelos de transporte de contaminantes.

TITULO: Modelos de explotación a corto plazo de centrales hidroeléctricas.

APLICACIÓN A LA GENERACIÓN HIDROELÉCTRICA CON VELOCIDAD VARIABLE.

AUTOR: Juan Ignacio Pérez Díaz.

PAIS: España.

AÑO: 2008

RESUMEN: En esta tesis, se estudia con detalle el problema de planificación de la operación o la explotación a corto plazo de una central hidroeléctrica tomadora de precios que vende su energía en un mercado eléctrico liberalizado y organizado sobre la base de un sistema de ofertas de compra y venta de energía, poniendo un énfasis especial en el caso de las centrales con una capacidad de regulación semanal, diaria o menor, en las que es muy importante tener en cuenta, en el corto plazo, el efecto de la variación del salto, o del volumen.

Analizando los modelos de explotación a corto plazo descritos en la bibliografía, se detectan en éstos ciertas limitaciones que pueden resumirse en los siguientes puntos:

- a) Es frecuente ignorar en los estudios a corto plazo la influencia de la variación del volumen del embalse a lo largo del periodo de explotación.
- b) Se recurre generalmente a dividir el problema en dos partes o problemas distintos: la asignación óptima de grupos y el despacho económico o de carga de los grupos asignados.

En esta tesis, se desarrollan tres modelos de explotación a corto plazo originales, que se basan respectivamente en programación lineal entera mixta, programación no lineal y programación dinámica. Los tres modelos resuelven simultáneamente la asignación y el despacho económico de los grupos de la central y los dos últimos tienen en cuenta el efecto de la variación del salto durante el proceso de optimización,

superando así las principales limitaciones de la mayoría de los modelos existentes.

Los tres modelos se apoyan en la metodología que se propone en la tesis para obtener la característica de generación de la central, quedando implícitos en la solución de los tres modelos el estado óptimo (arranque/parada) y la potencia que producen todos los grupos de la central. Los tres modelos se apoyan además en una serie de procedimientos iterativos, de modelado y de discretización, algunos de los cuales son originales, y otros se basan parcialmente en procedimientos conocidos. Para comprobar la validez de los modelos, se estudia con éstos la explotación a corto plazo de una central de referencia formada por dos grupos generadores, bajo distintas condiciones de operación.

Además del desarrollo de nuevos modelos de explotación a corto plazo, se encuentran entre los objetivos de esta tesis la aplicación de los modelos desarrollados a una central de generación hidroeléctrica con velocidad variable y su utilización como herramienta de apoyo en estudios de rentabilidad de centrales hidroeléctricas.

De acuerdo con los objetivos previstos, se describe en la tesis la metodología a seguir para aplicar los modelos desarrollados a una central de velocidad variable y se estudia la explotación a corto plazo de la central de referencia con dos grupos de velocidad variable bajo distintas condiciones de operación, demostrándose que, al permitir que los grupos de la central giren siempre a su velocidad óptima, aumentan considerablemente:

- a) El rango de caudales turbinables para cada nivel o volumen de embalse.
- b) La carrera de embalse aprovechable para producir energía.

c) La potencia que produce la central en las mismas condiciones de caudal y salto.

d) Los ingresos que recibe la central por vender su energía en el mercado.

Cabe destacar que la aplicación de estos modelos a una central de velocidad variable constituye una de las principales aportaciones de esta tesis, ya que no se ha encontrado en la bibliografía ningún modelo de explotación a corto plazo aplicado a una central de este tipo.

Por último, se presenta en esta tesis una metodología para estimar, a partir de unas previsiones de aportaciones y de precios horarios, los ingresos anuales que produce una central hidroeléctrica, utilizando los modelos desarrollados. Aplicando esta metodología se obtienen unos resultados más precisos que los que se obtienen en la mayoría de los estudios de rentabilidad consultados, ya que se tienen en cuenta los siguientes aspectos:

a) La variación del rendimiento global de la planta en función de las condiciones de operación y del número de grupos que están en funcionamiento.

b) La variación horaria de los precios de venta de la energía.

c) La capacidad de gestión de la central para maximizar sus ingresos, distribuyendo el agua de la mejor forma posible entre todas las etapas del periodo de estudio, y para maximizar la energía generada en cada etapa, repartiendo de forma óptima el agua asignada entre todos los grupos disponibles.

Cabe señalar que toda la tesis se desarrolla bajo un enfoque determinista en lo que se refiere al tratamiento de las aportaciones, los precios y la disponibilidad de los grupos.

CAPÍTULO II: MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

2.1.1. RECONOCIMIENTO DE LA ZONA Y ESTUDIO PRELIMINAR

Luego de identificar el lugar adecuado para ubicar la estructura de captación, con visitas al campo, a la quebrada Llopish, y además verificar el recurso hídrico disponible de un caudal de 65 lt/seg. Se procedió a determinar la ruta según la topografía desde la ubicación de la bocatoma, desarenador, canal de conducción cámara de carga, tubería de presión y casa de máquinas.

El lugar más conveniente para el emplazamiento de la captación en una quebrada que será en la parte media de éste, desde el punto de nacimiento hasta su desembocadura en otro cauce mayor, debido a que en este tramo se dispone de características de caudal y caída que aseguran mantener la conducción por gravedad. De acuerdo con este criterio se ubicó la bocatoma sobre la cota 3005 m.s.n.m. que se encuentra en esta parte de la quebrada.

2.1.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Se llama así al conjunto de operaciones que tiene como objeto la determinación de la posición relativa de puntos en la superficie de la tierra o poca altura sobre la misma, estas operaciones consisten esencialmente, en medir distancias verticales y horizontales entre diversos objetos terrestres, determinar ángulos entre alineaciones (rectas de unión de puntos), hallar la orientación de estas orientaciones y situar puntos sobre el terreno valiéndose de mediciones previas, tanto angulares como lineales.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO EN LA ZONA DEL PROYECTO

Trabajo De Campo

El trabajo de campo realizado para la zona del proyecto se ha seguido teniendo en cuenta las siguientes fases:

➤ **Comprobación y corrección de los instrumentos y preparación cuidadosa de todo el equipo de campo.**

Para realizar el trabajo de campo se emplearon los siguientes

Instrumentos:

- Teodolito Wild W T-20
- Nivel Wild T-1
- GPS

Herramientas:

- Dos miras.
- Winchas de 50mts
- Jalones de madera.
- Estacas de madera y comba.

Todos estos instrumentos y herramientas fueron cuidadosamente revisados, comprobados y corregidos para no tener errores de instrumentos en las observaciones de ángulos y distancias.

➤ **Localización y colocación de estacas más o menos permanentes que han de servir de apoyo del trabajo de campo.**

En la zona del proyecto se localizaron y colaron estacas y otras señales, usadas en lugares adecuados para llevar a cabo el levantamiento topográfico de la red de toda el área que comprende la zona del proyecto teniendo en cuenta la mejor

ubicación de las estructuras que conforman nuestro proyecto hidráulico.

➤ **Determinación planimetría (sobre plano horizontal), de objetos o puntos por medio de observación de ángulos y distancias.**

Para la planimetría se realizó mediante una triangulación topográfica de III orden (precisión suficiente para nuestro estudio), para levantar toda la zona del proyecto en la cual serán ubicadas las estructuras hidráulicas, considerado puntos como vértices de la triangulación y la medida de los ángulos correspondientes a los triángulos, medidos con un teodolito Wild W T-20, el cual se puso una estación en cada vértice de la red fundamental o esqueleto del levantamiento, así teniendo un esquema horizontal.

➤ **Determinación altimétrica (nivelación) de objetos y puntos mediante el método de nivelación**

Se procedió hacer el levantamiento altimétrico, utilizando el altímetro, Nivel Wild T-1 y dos miras, teniendo en cuenta que el BM más próximo a la zona del levantamiento se encuentra ubicado en el Distrito de Corongo, con el uso del altímetro se trasladó el BM a un punto de la zona de dicho levantamiento siendo este el punto de inicio de la nivelación, los puntos a nivelar fueron los mismos que se usaron para el levantamiento planimétrico, obteniendo las alturas de dicho puntos formando así un esquema vertical.

➤ **Registro de todas las observaciones hechas al aire libre mediante la libreta de campo**

Todas las observaciones y medidas realizadas a través de los instrumentos en los levantamientos altimétricos y planimétricos fueron registradas en la libreta de campo con sus respectivos croquis según los avances desde el inicio hasta el final de la zona levantada obteniendo así el esquema general de las obras que conformaran el proyecto hidráulico (Bocatoma, Canal y obras complementarias).

➤ **Trabajo de Gabinete**

El trabajo de gabinete comprende toda la recopilación y procesamiento de datos obtenidos del trabajo de campo tanto del levantamiento planimétrico y altimétrico de la zona del proyecto se utilizó una hoja de cálculo en Excel obteniéndose resultados de cotas, distancias horizontales y verticales de los puntos tomados a lo largo del lugar en estudio.

Para poder elaborar la configuración del terreno y posteriormente materializarlo mediante un respectivo plano se usó el programa de topografía (AUTOCAD LAN) y hojas de cálculo de Excel, los cuales resultaron una herramienta eficaz frente al objetivo planteado.

Los planos producidos son:

Plano del Levantamiento Topográfico de la zona

Plano de Perfil Longitudinal

Plano de Secciones Transversales del Canal.

DATOS DE LIBRETA DE CAMPO

A continuación se indican parte de los datos de campo anotados en la libreta de campo.

CUADRO N° 02: DATOS TOPOGRÁFICOS

| | | Angulo Horizontal | Angulo Vertical | Distancia | Alfa |
|-----------------|----|----------------------|--------------------|-----------|---------------|
| BM1 | | | | | |
| Bocatoma | 1 | 00° 00' 10" | 98° 52' 30" | 25.50 | - 08° 52' 30" |
| | 2 | 321° 17' 50" | 105° 29' 20" | 14.50 | - 15° 29' 20" |
| | 3 | 293° 01' 30" | 93° 07' 10" | 60.10 | - 03° 07' 10" |
| | 4 | 291° 50' 30" | 93° 20' 40" | 60.20 | - 03° 20' 40" |
| | 5 | 291° 29' 50" | 92° 53' 30" | 54.00 | - 02° 53' 30" |
| | 6 | 293° 41' 20" | 92° 59' 30" | 53.90 | - 02° 59' 30" |
| | 7 | 290° 30' 00" | 93° 07' 30" | 49.50 | - 03° 07' 30" |
| | 8 | 293° 14' 30" | 93° 28' 10" | 49.00 | - 03° 28' 10" |
| | 9 | 294° 32' 30" | 92° 36' 40" | 49.50 | - 02° 36' 40" |
| | 10 | 296° 47' 00" | 89° 48' 40" | 48.90 | 00° 11' 20" |
| | 11 | 302° 14' 20" | 89° 37' 40" | 48.00 | 00° 22' 20" |
| | 12 | 306° 52' 50" | 89° 18' 40" | 49.20 | 00° 41' 20" |
| | 13 | 307° 29' 10" | 89° 33' 30" | 51.10 | 00° 26' 30" |
| | 14 | 307° 14' 10" | 86° 35' 10" | 54.50 | 03° 24' 50" |
| | 15 | 304° 33' 20" | 86° 06' 50" | 51.50 | 03° 53' 10" |
| | 16 | 302° 16' 00" | 83° 45' 50" | 51.80 | 06° 14' 10" |
| | 17 | 298° 03' 30" | 81° 18' 30" | 55.60 | 08° 41' 30" |
| | 18 | 303° 51' 50" | 81° 07' 50" | 57.50 | 08° 52' 10" |
| | 19 | 312° 23' 40" | 81° 07' 30" | 60.00 | 08° 52' 30" |
| | 20 | 293° 34' 00" | 86° 22' 20" | 75.85 | 03° 37' 40" |
| | 21 | 292° 00' 00" | 86° 14' 50" | 75.00 | 03° 45' 10" |
| | 22 | 291° 08' 10" | 85° 39' 00" | 77.10 | 04° 21' 00" |
| | 23 | 292° 55' 00" | 86° 33' 10" | 70.10 | 03° 26' 50" |
| | 24 | 291° 13' 10" | 86° 33' 40" | 68.20 | 03° 26' 20" |
| | 25 | 292° 56' 00" | 82° 32' 00" | 64.15 | 07° 28' 00" |
| | 26 | 291° 13' 10" | 85° 47' 00" | 64.00 | 04° 13' 00" |
| | 27 | 294° 04' 30" | 84° 49' 40" | 65.00 | 05° 10' 20" |
| | 28 | 296° 08' 04" | 82° 53' 40" | 61.00 | 07° 06' 20" |
| | 29 | 290° 01' 10" | 81° 29' 40" | 58.00 | 08° 30' 20" |
| | 30 | 285° 16' 20" | 78° 38' 10" | 54.50 | 11° 21' 50" |

| | | | | | |
|--------------------|----|--------------|--------------|-------|---------------|
| | 31 | 289° 12' 40" | 80° 15' 30" | 49.00 | 09° 44' 30" |
| | 32 | 283° 21' 30" | 77° 30' 10" | 47.00 | 12° 29' 50" |
| | 33 | 286° 05' 40" | 79° 58' 00" | 43.30 | 10° 02' 00" |
| | 34 | 280° 23' 30" | 76° 46' 50" | 41.80 | 13° 13' 10" |
| | 35 | 286° 24' 20" | 83° 06' 40" | 39.50 | 06° 53' 20" |
| | 36 | 282° 38' 10" | 82° 30' 30" | 35.50 | 07° 29' 30" |
| | 37 | 273° 57' 50" | 77° 28' 50" | 39.00 | 12° 31' 10" |
| | 38 | 278° 40' 30" | 78° 19' 10" | 31.10 | 11° 40' 50" |
| Canal | 39 | 268° 54' 10" | 78° 15' 00" | 31.20 | 11° 45' 00" |
| | 40 | 264° 26' 50" | 83° 45' 10" | 27.80 | 06° 14' 50" |
| | 41 | 256° 07' 50" | 86° 36' 30" | 22.10 | 03° 23' 30" |
| | 42 | 258° 54' 40" | 91° 25' 00" | 21.60 | - 01° 25' 00" |
| | 43 | 254° 48' 20" | 90° 50' 20" | 19.00 | - 00° 50' 20" |
| Desarenador | 44 | 288° 27' 40" | 93° 31' 20" | 44.50 | - 03° 31' 20" |
| | 45 | 291° 32' 10" | 94° 10' 50" | 43.30 | - 04° 10' 50" |
| | 46 | 286° 21' 20" | 94° 42' 40" | 37.80 | - 04° 42' 40" |
| | 47 | 284° 47' 20" | 94° 51' 50" | 34.00 | - 04° 51' 50" |
| | 48 | 284° 36' 50" | 93° 52' 50" | 33.50 | - 03° 52' 50" |
| | 49 | 277° 30' 10" | 94° 58' 50" | 26.20 | - 04° 58' 50" |
| | 50 | 275° 35' 50" | 96° 16' 00" | 21.90 | - 06° 16' 00" |
| | 51 | 259° 53' 50" | 98° 49' 20" | 15.00 | - 08° 49' 20" |
| | 52 | 250° 46' 40" | 100° 18' 50" | 13.10 | - 10° 18' 50" |
| | 53 | 219° 47' 20" | 101° 55' 50" | 10.90 | - 11° 55' 50" |
| | 54 | 186° 14' 40" | 100° 25' 30" | 12.30 | - 10° 25' 30" |
| | 55 | 151° 39' 10" | 96° 00' 00" | 20.20 | - 06° 00' 00" |
| Canal | 56 | 137° 05' 10" | 94° 12' 10" | 30.00 | - 04° 12' 10" |
| | 57 | 314° 33' 00" | 88° 08' 30" | 55.10 | 01° 51' 30" |
| | 58 | 308° 15' 20" | 90° 13' 10" | 54.00 | - 00° 13' 10" |
| | 59 | 315° 54' 20" | 92° 38' 40" | 42.00 | - 02° 38' 40" |
| | 60 | 304° 57' 20" | 93° 18' 10" | 39.20 | - 03° 18' 10" |
| | 61 | 296° 49' 10" | 94° 21' 10" | 36.00 | - 04° 21' 10" |
| | 62 | 288° 23' 40" | 95° 42' 40" | 33.00 | - 05° 42' 40" |
| | 63 | 282° 23' 00" | 94° 55' 40" | 28.00 | - 04° 55' 40" |
| | 64 | 296° 57' 00" | 98° 37' 20" | 26.50 | - 08° 37' 20" |
| | 65 | 321° 38' 40" | 94° 01' 30" | 36.50 | - 04° 01' 30" |
| | 66 | 340° 24' 30" | 92° 54' 20" | 36.00 | - 02° 54' 20" |

| | | | | | |
|----------------|----|--------------|--------------|-------|---------------|
| Tubería | 67 | 02° 16' 40" | 98° 43' 20" | 28.20 | - 08° 43' 20" |
| Presión | | | | | |
| | 68 | 334° 44' 50" | 102° 11' 20" | 19.00 | - 12° 11' 20" |
| | 69 | 301° 07' 10" | 105° 48' 20" | 17.80 | - 15° 48' 20" |
| | 70 | 274° 52' 10" | 95° 10' 00" | 17.20 | - 05° 10' 00" |
| | 71 | 246° 18' 40" | 90° 07' 40" | 17.10 | - 00° 07' 40" |
| | 72 | 232° 26' 30" | 82° 22' 10" | 16.40 | 07° 37' 50" |
| | 73 | 218° 29' 20" | 75° 23' 50" | 19.00 | 14° 36' 10" |
| | 74 | 204° 37' 30" | 71° 31' 30" | 25.50 | 18° 28' 30" |
| | 75 | 185° 17' 30" | 75° 03' 10" | 23.50 | 14° 56' 50" |
| | 76 | 149° 09' 00" | 88° 52' 10" | 26.50 | 01° 07' 50" |
| | 77 | 144° 50' 30" | 87° 38' 50" | 36.50 | 02° 21' 10" |
| | 78 | 128° 12' 40" | 105° 59' 20" | 18.00 | - 15° 59' 20" |
| | 79 | 96° 04' 00" | 115° 31' 00" | 18.00 | - 25° 31' 00" |
| | 80 | 63° 01' 40" | 109° 21' 40" | 22.50 | - 19° 21' 40" |
| | 81 | 38° 46' 40" | 111° 09' 40" | 31.10 | - 21° 09' 40" |
| | 82 | 25° 44' 50" | 107° 56' 50" | 42.50 | - 17° 56' 50" |
| | 83 | 13° 19' 10" | 102° 07' 30" | 46.00 | - 12° 07' 30" |
| | 84 | 359° 11' 30" | 100° 09' 00" | 36.00 | - 10° 09' 00" |
| | 85 | 358° 22' 20" | 108° 10' 00" | 19.20 | - 18° 10' 00" |
| | 86 | 314° 28' 10" | 110° 12' 50" | 13.00 | - 20° 12' 50" |
| | 87 | 304° 42' 10" | 93° 54' 00" | 35.00 | - 03° 54' 00" |
| | 88 | 302° 44' 10" | 93° 30' 30" | 35.80 | - 03° 30' 30" |
| | 89 | 275° 33' 30" | 107° 23' 50" | 10.50 | - 17° 23' 50" |
| | 90 | 338° 45' 20" | 83° 21' 50" | | 06° 38' 10" |
| | 91 | 338° 21' 40" | 70° 51' 30" | | 19° 08' 30" |

2.2 MECÁNICA DE SUELOS

Calicatas Para Muestreo

Se han efectuado 4 sondajes o calicatas a cielo abierto en la zona del proyecto, cuyo material obtenido ha sido llevado al laboratorio para efectuar los ensayos correspondientes.

Estas calicatas han sido repartidas para obtener el perfil estratigráfico donde se ubicara el barraje y el dissipador de energía, las características de las calicatas se describen a continuación.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

CALICATA C-1

Profundidad.- 0.00m a 0.40m

Análisis Granulométrico.- El porcentaje de grava que retiene en la malla N° 4 es de 1.50% y el porcentaje de fino que pasa por la malla N° 200 es igual a 81.14%.

Limites de Consistencia.- De acuerdo a los límites de consistencia su Limite Liquido es igual a 29.04%, su Limite Plástico es 18.01%, y su Índice Plástico es 11.03%.

Clasificación de Suelos.-

| | | |
|------------------------------|---|----------|
| Clasificación Unificada SUCS | : | CL |
| AASHTO | : | A-6 (16) |

Profundidad.- 0.40m a 1.20m

Análisis Granulométrico.- El porcentaje de grava que retiene en la malla N° 4 es de 35.09% y el porcentaje de fino que pasa por la malla N° 200 es igual a 2.91%.

Limites de Consistencia.- De acuerdo a los límites de consistencia su Limite Liquido es igual a 20.14%, su Limite Plástico es N.P, y su Índice Plástico es N.P.

Clasificación de Suelos.-

Clasificación Unificada SUCS : SP
AASHTO : A-1-a (0)

Profundidad.- 1.20m a 1.50m

Análisis Granulométrico.- El porcentaje de grava que retiene en la malla N° 4 es de 1.81% y el porcentaje de fino que pasa por la malla N° 200 es igual a 64.71%.

Limites de Consistencia.- De acuerdo a los límites de consistencia su Limite Liquido es igual a 30.70%, su Limite Plástico es 21.49%, y su Índice Plástico es 9.21%.

Clasificación de Suelos.-

Clasificación Unificada SUCS : CL
AASHTO : A-4 (6)

CALICATA C-2

Profundidad.- 0.00m a 1.50m

Análisis Granulométrico.- El porcentaje de grava que retiene en la malla N° 4 es de 6.77% y el porcentaje de fino que pasa por la malla N° 200 es igual a 51.45%.

Limites de Consistencia.- De acuerdo a los límites de consistencia su Limite Liquido es igual a 31.08%, su Limite Plástico es 19.58%, y su Índice Plástico es 11.50%.

Clasificación de Suelos.-

Clasificación Unificada SUCS : CL
AASHTO : A-6 (4)

CALICATA C-3

Profundidad.- 0.00m a 0.50m

Análisis Granulométrico.- El porcentaje de grava que retiene en la malla N° 4 es de 7.64% y el porcentaje de fino que pasa por la malla N° 200 es igual a 36.54%.

Limites de Consistencia.- De acuerdo a los límites de consistencia su Limite Liquido es igual a 29.71%, su Limite Plástico es 19.56%, y su Indice Plástico es 10.15%.

Clasificación de Suelos.-

Clasificación Unificada SUCS : SC
AASHTO : A-4 (0)

Profundidad.- 0.50m a 1.50m

Análisis Granulométrico.- El porcentaje de grava que retiene en la malla N° 4 es de 25.00% y el porcentaje de fino que pasa por la malla N° 200 es igual a 24.33%.

Limites de Consistencia.- De acuerdo a los límites de consistencia su Limite Liquido es igual a 22.50%, su Limite Plástico es 14.92%, y su Índice Plástico es 7.58%.

Clasificación de Suelos.-

Clasificación Unificada SUCS : SC
AASHTO : A-2-4 (0)

CALICATA C-4

Profundidad.- 0.00m a 0.50m

Análisis Granulométrico.- El porcentaje de grava que retiene en la malla N° 4 es de 32.37% y el porcentaje de fino que pasa por la malla N° 200 es igual a 29.26%.

Limites de Consistencia.- De acuerdo a los límites de consistencia su Limite Liquido es igual a 25.86%, su Limite Plástico es 14.93%, y su Indice Plástico es 10.93%.

Clasificación de Suelos.-

Clasificación Unificada SUCS : SC
AASHTO : A-2-6 (0)

Clasificación del Tipo de Suelos

Las muestras analizadas han sido analizadas mediante el método (SUCS) sistema unificado de clasificación de suelos.

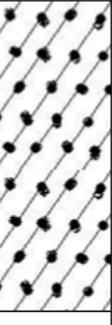
El tipo de suelo en el lecho de la quebrada conformado en su mayoría por material grueso, encontrándose partículas diversas, tales como: guijarros, gravas, arena y algunos finos tales como limos, se constituye que en el lecho del río de estudio donde se ha de cimentar la estructura se ha clasificado el tipo de suelo.

Perfil Estratigráfico

El análisis del perfil estratigráfico nos deduce que el lugar de la cimentación está constituido por suelos aluviales poco profundos y roca firme alterada a diferentes grados de meteorización y pérdida de resistencia, en la que se ha realizado pruebas de compresión simple sin confinar alcanzando valores promedios de 486 Kg. /cm² con un ángulo de fricción interna de 55° en rotura vítrea, con una cohesión de 224 Kg. /cm².

| PERFIL ESTRATIGRAFICO | | | | | CALICATA C-1 |
|-----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|---------|----------------------------------------------------------------------|----------------------------|
| | | | | | : no |
| | | | | | Nivel freático presento |
| | | | | | Profundidad : 0.00-1.50 |
| Fecha : MAYO 2014 | | | | | |
| Prof. Mts. | Símbolo | Tipo de Excavación | Muestra | Descripción del Material | Clasif. SUCS |
| 0.00 |  | A C I E L L O | | Terreno natural esta conformado por una arcilla ligera arenosa | CL |
| 1.00 |  | | | Terreno natural esta conformado por una arena mal graduada con grava | SP |
| 2.00 |  | | | Terreno natural esta conformado por una arcilla ligera arenosa | CL |
| 3.00 | | A B I E R T O | | | |

| PERFIL ESTRATIGRAFICO | | | | | CALICATA C-2 |
|-----------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|---------|--------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| | | | | | Nivel freático : no presente Profundidad : 0.00-1.50 |
| Fecha : MAYO 2014 | | | | | |
| Prof. Mts. | Símbolo | Tipo de Excavación | Muestra | Descripción del Material | Clasif. SUCS |
| 0.00 |  | A | | Terreno natural esta conformado por una arcilla inorganica de baja plasticidad | CL |
| 1.00 | | C I E L O | | | |
| 2.00 | | A B I E R T O | | | |
| 3.00 | | | | | |

| PERFIL ESTRATIGRAFICO | | | | | CALICATA C-3 |
|-----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|---------|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| | | | | | Nivel freático : no presente Profundidad : 0.00-1.50 |
| Fecha : MAYO 2014 | | | | | |
| Prof. Mts. | Símbolo | Tipo de Excavación | Muestra | Descripción del Material | Clasif. SUCS |
| 0.00 |  | A | | Terreno natural esta conformado por una arena arcillosa | SC |
| 1.00 | | C I E L O | | | |
| 2.00 | | A B I E R T O | | | |
| 3.00 | | | | | |

| PERFIL ESTRATIGRAFICO | | | | | CALICATA C-4 |
|-----------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|---------|---------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| | | | | | Nivel freático : no presente Profundidad : 0.00-1.50 |
| Fecha : MAYO 2014 | | | | | |
| Prof. Mts. | Símbolo | Tipo de Excavación | Muestra | Descripción del Material | Clasif. SUCS |
| 0.00 |  | A C I E L O A B I E R T O | | Terreno natural esta conformado por una arena arcillosa | SC |
| 1.00 |  | | | Terreno natural esta conformado por un grava mal graduada con arena | GP |
| 2.00 | | | | | |
| 3.00 | | | | | |

RESULTADOS

Capacidad de Carga en Rocas

$$q_a = J \times C \times N_c$$

Donde:

$J = 5.000$ (Parámetro adimensional en función de la geometría de cimentación).

$$C(\text{kg} / \text{cm}^2) = 2.240$$

$N_c = 0.540$ (Parámetro adimensional en función del ángulo de fricción)

Reemplazamos:

$$q_a(\text{Kg} / \text{cm}^2) = 6.040$$

Capacidad de Carga en Escombros

$$q_a = 2.15NC_w$$

Donde:

| | | |
|----------------|---|-----------------------------|
| Suelo | : | Grava Limosa Uniforme |
| N | : | 7 (Número de Golpes SPT) |
| C _w | : | 1 (Corrección por humedad) |
| St (cm.) | = | 1" (Asentamiento inmediato) |

Reemplazamos:

$$q_a(\text{Ton} / \text{m}^2) = 15.05$$

2.3 ESTUDIO HIDROLÓGICOS DE LA MICROCUENCA

2.3.1. ANALISIS HIDROLOGICO

El estudio hidrológico es un medio importante, que nos permite obtener una información adecuada que nos garantice a largo plazo el abastecimiento de agua, captadas por la bocatoma y llevadas mediante el canal para la mini central hidroeléctrica.

Con este estudio conoceremos la hidrología de la microcuenca y la frecuencia con que los eventos hidrológicos se producen en ella.

2.3.2. DELIMITACIÓN Y PLANIMETRADO

La delimitación de la micro cuenca se realiza sobre un plano a curvas de nivel. Se traza la línea divisoria rodeando el sistema de la quebrada con todos sus afluentes obteniéndose la superficie total dentro de la cual todas las aguas originadas por la

precipitación confluyen hacia la quebrada llamándose a esta superficie o cuenca hidrográfica superficie de a quebrada.

Se siguen las líneas divisorias de las aguas teniendo en cuenta que las líneas de flujo son perpendiculares a las curvas de nivel del terreno y hasta un punto del curso de la quebrada que sirva de emisor de las aguas que caen en la cuenca.

Seguidamente auxiliados por el planímetro, medimos el área de recepción que se presenta en hectáreas cuando la cuenca es pequeña y en kilómetros cuando la cuenca es mayor.

2.3.3. CARACTERIZACIÓN

Una cuenca se caracteriza por una serie de parámetros físicos-geomorfológicos que definen su comportamiento hidrológico. Estos parámetros a su vez dependen de su estructura geológica de la cuenca, el relieve del terreno, el clima, el tipo de suelo, la vegetación y de la acción del hombre en el medio ambiente de la cuenca.

2.3.4. CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS

El conocimiento fisiográfico de una cuenca nos permite establecer semejanzas o diferencias de las cuencas dentro de un sistema hidrográfico, que facilita su estudio y aprovechamiento aplicando métodos, fórmulas hidrológicas más simplificadas y generalizadas para determinar su potencial hídrico, control y manejo de la cuenca.

CARACTERISTICAS FISICAS

ÁREA DE LA CUENCA

Es el área en planta o área de la proyección horizontal de la cuenca. Normalmente se expresa en hectáreas si la cuenca es pequeña o en Km² si la cuenca es mayor.

El área de la cuenca es el principal parámetro de referencia en la hidrología, ya que está directamente relacionado con la superficie de captación de la lluvia. El área de la cuenca se obtiene planimetrando la superficie encerrada por la línea divisoria de las aguas.

El área de la microcuenca de la quebrada abarca una extensión de:

$$AC = 126.45 \text{ Km}^2$$

PERÍMETRO DE LA CUENCA

Corresponde a la longitud de la divisoria de aguas. El perímetro de la cuenca ha de tener influencia en el “tiempo de concentración” de ésta, que es el tiempo necesario para que una gota que cae en el punto más alejado de la cuenca alcance el punto de evacuación.

Se obtiene midiendo con el curvómetro y cuyo valor es:

$$PC = 62.15 \text{ Km.}$$

LONGITUD MAYOR

Es el mayor recorrido que realiza la quebrada desde la cabecera de la cuenca hasta un punto fijo, que podría ser una estación de aforos. Es el mayor cauce

longitudinalmente, medido desde su nacimiento hasta bocatoma.

La longitud de la quebrada es:

$$L = 13.42 \text{ Km.}$$

ÍNDICE DE COMPACIDAD DE GRAVELIUS

Expresa la influencia del contorno y área de una cuenca en la escorrentía, particularmente en las características del hidrograma. Para una misma superficie (cuenca) y para un mismo aguacero, el hidrograma en la salida (exutorio) de una cuenca de forma muy concentrada será muy diferente al de una cuenca muy alargada.

Esto nos lleva a tener que definir índice de forma de una cuenca. Una cuenca vertiente está definida por su contorno, que tiene una cierta forma y encierra un área. Dos cuencas de igual área no se comportan igual, para darse una idea de esto, imaginemos otra cuenca de igual área pero mucho más alargada.

Entonces el tiempo de concentración puede variar mucho más de una a otra (Tiempo de concentración es el tiempo que tarda en llegar, a la sección de desagüe considerada, una gota de agua que inicia su recorrido en el punto más alejado de la cuenca).

Entonces en una cuenca rectangular alargada la distancia a recorrer es mayor que una circular de la misma área. El índice de compacidad de Gravelius es igual a la relación:

$$Kc = 0.28 (P/A^{0.5})$$

Dónde:

P : Perímetro de la cuenca (Km.)=62.15

A : Área de la Cuenca (Km²)=126.45

Entonces: $Kc = 1.54$

Sí:

$Kc. = 1$: la cuenca se aproxima a la forma circular

$Kc. > 1$: La cuenca es irregular respecto al círculo

Cuando mayor sea su valor, mayor será el tiempo de concentración (T_c) donde su valor indica la susceptibilidad de la cuenca a las inundaciones, una cuenca cuyo k_c es mayor que uno, en el caso de la microcuenca en estudio cuyo $Kc = 1.54$ se puede decir que la cuenca es alargada el T_c es mayor, por lo que la cuenca estudiada tiene pocas probabilidades de sufrir inundaciones, salvo es el caso de grades avenidas.

PERFIL LONGITUDINAL

El desplazamiento de los ríos se realiza en distintas condiciones físicas y geográficas lo que le obliga a modificar su cauce en los sentidos transversal y longitudinal. En sentido longitudinal los ríos tienden a adoptar un perfil que tiene la forma de una hipérbola.

Este se llama normal o de equilibrio porque teóricamente corresponde a uno en el cual toda la energía del agua se consume en vencer el rozamiento y en transportar los sedimentos sin que se produzca ya ningún cambio en el cauce.

El perfil del curso principal de la cuenca es muy importante, pues nos permite ubicar las diferentes obras de control, captación, derivación de sus aguas así como la ubicación de posibles bocatomas como es el de nuestro caso.

El perfil longitudinal de un río, es un gráfico confeccionado sobre un sistema de ejes cartesianos, donde en el eje "X" se grafica la longitud del río, y en el eje "Y" las cotas correspondiente a escala conveniente.

Generalmente se acostumbra a kilometricar a los ríos desde su desembocadura hacia aguas arriba. Para la determinación del perfil longitudinal del río la cuesta, se toma el plano topográfico de La cuenca (Escala 1:100.000) de donde se toma las longitudes con un curvómetro, las cuales fueran graficadas con sus respectivas cotas.

La determinación de la hidrología de una cuenca requiere el conocimiento de los fenómenos meteorológicos que en ella ocurren, de su climatología, su geomorfología y su topografía.

Dentro del concepto de conservación de una cuenca, el estudio de la ordenación consiste básicamente en la planificación de su mejoramiento, protección y conservación, lo cual se puede conseguir mediante las técnicas de la hidrología aplicada.

El curso de la quebrada discurre sobre un lecho poco pedregoso y de una rugosidad aproximada de 0.045 a 0.050 según Manning, que crean una turbulencia y dificultad en el uso de correntómetros, o en el mejor de los casos daría

velocidades medias dudosas, por lo que en este caso se pensó emplear otros métodos para determinar el caudal de diseño de la bocatoma.

INFORMACIÓN HIDROLÓGICA DISPONIBLE

Estos centros poblados son beneficiados por la Naturaleza, la parte alta tiene una cuenca importante de cuya área escurre el agua que conduce la quebrada no ha sido objeto de estudio, para fines energéticos. En la zona no existe estación Hidrológica, solo existe una estación pluviométrica en Huaraz, pero que no es influyente en la cuenca en estudio de la quebrada, tampoco existen documentos de aforos y estudios de la cuenca específicamente para esta quebrada, por lo que para evaluar el recurso se ha seguido procedimiento del método de vertedero estandarizado:

Figura: aforo aplicando el método del vertedero estandarizado.



Esta actividad realizada para evaluar el caudal, para ello se desvió las aguas de la quebrada al canal existente toda su capacidad teniendo en cuenta las limitaciones del barraje temporal construido con material de la zona.

Arrojando un aforo promedio de $Q = 65$ l/s. Así mismo se ha evaluado el caudal máximo para el diseño de la estructura de la bocatoma en avenida $Q_{max.} = 1.95$ m³/seg. Con información proporcionada de por lo pobladores y el área del cauce de la quebrada <informándonos de los ciudadanos más viejos de la zona que recuerdan las más grandes avenidas en época de lluvias, así mismo se ha realizado una inspección a las orillas de la quebrada para constatar junto a los ciudadanos residentes en los centro poblado de la Llopish y en base a los vestigios que deja el agua con esta información se ha proyectado el caudal de máxima avenida.

Los recursos energéticos existentes están por encima de la demanda proyectada para los Centros poblados, por lo que se ha considerado aprovechar lo suficiente para cubrir las necesidades, de esta manera nuestra planta tenga un tamaño acorde a las necesidades, de los cálculos efectuados es suficiente utilizar $Q = 65$ l/s.

2.4 DEFINICIÓN Y PRONÓSTICO DE MERCADO ELÉCTRICO

El estudio del mercado eléctrico, mediante el análisis y previsión de la demanda, constituye uno de los aspectos fundamentales de la planificación eléctrica, ya que sus resultados determinan la magnitud y secuencia de ejecución de los proyectos para el equipamiento y construcción de centrales eléctricas e instalación de redes eléctricas.

Existen muchas metodologías para definir la demanda y el pronóstico de un determinado mercado eléctrico. En el presente proyecto se realizó encuesta a la población para poder evaluar la manera que utilizan los recursos energéticos para satisfacer las mínimas necesidades de iluminación como una forma de atenuar la

carencia de energía eléctrica, panorama típico de muchas localidades alejadas de las zonas urbanas de nuestra serranía. Luego se ha empleado la metodología desarrollada por la MOMENCO para determinar su proyección para un periodo de 20 años.

2.4.1. INFORMACIÓN DE POBLACIÓN Y VIVIENDA

La información de la población y vivienda de las localidades que conforman nuestro proyecto fue obtenida por un conteo de viviendas habitables para el año 2013, considerando 6 hab. por vivienda.

**CUADRO Nº 03: NUMERO DE HABITANTES/VIVIENDAS C.P.
LLOPISH**

| CASERÍO | Nº HABITANTES | VIV. PARTICULARES |
|---------------------------|----------------------|--------------------------|
| Centro Poblado de Llopish | 436 | 73 |

Así mismo se obtuvo información de población y vivienda del censo del año 1981, 1993, 2007, pero, para nuestro propósito no lo mostramos por que se encuentran globalizados a nivel de provincia de Corongo. Por lo tanto, la tasa de crecimiento poblacional no puede ser posible determinarla empleando información de censos.

La Oficina de Asesoría Técnica de la Gerencia Sub Regional de la provincia de Corongo ha determinado una tasa de crecimiento (i) de 2.6% anual para los distintos centros poblados que se encuentran en su jurisdicción, la cual la tomaremos para fines de proyección de nuestro mercado eléctrico.

El índice de habitantes por vivienda (IHV) se determina a partir del censo del año 2007

$$IHV = \left[\frac{329}{54} \right] = 6.09 \approx 6.0$$

2.4.2. CONSUMO ACTUAL DE RECURSOS ENERGÉTICOS

Con la finalidad de determinar las costumbres, modo de vida, artefactos eléctricos que se usan, combustibles empleados, expectativas con la energía eléctrica, etc. Se realizó una entrevista a la población y producto de ello se ha elaborado cuadros y resúmenes tal como se verá posteriormente.

El manual de mini y micro centrales del INTERMEDIATE TECHNOLOGY DEVELOPMENT GROUP (ITDG-PERÚ) da una serie de pautas y preguntas relacionadas sobre esta entrevista a las cuales la población respondió con gran entusiasmo.

Estas interrogantes se muestran en la Cuadro N° 04.

CUADRO N°04: PREGUNTAS DE CONTROL DE LA ENTREVISTA

| |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1. ¿Qué familia es? |
| 2. Número de integrantes de la familia: hombres, mujeres, niños; sus edades. |
| 3. En que se desempeñan los miembros del hogar, horario de trabajo de cada uno y si cuentan con: <ul style="list-style-type: none"> - Cabezas de ganado, ¿Cuántos? - Hectáreas de terreno, ¿Cuántas? - ¿Tipos de herramientas? - Alambiques. |

| |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 4. ¿Cómo adquieren sus alimentos, autoabastecimiento o de otra zona? |
| 5. ¿Qué ambientes tiene su hogar? ¿Pondría un foco o un fluorescente a cada ambiente? |
| 6. ¿Cuánto es su ingreso promedio mensual? |
| 7. ¿Posee Ud. Artefactos eléctricos?, ¿Cuáles? 7.1 Si no es así, ¿Sabe su costo? 7.2 ¿De qué otra manera utilizaría la energía eléctrica? |
| 8. Ya con energía eléctrica, ¿Qué artefactos compraría de inmediato, o esperaría algún tiempo (meses, años)? |
| 9. ¿Le causaría problemas conseguir el dinero para comprarlos? 9.1 ¿En qué horas utilizaría la luz? |
| 10. Actualmente, ¿Qué tipos de combustibles emplean y cuanto gastan mensualmente en iluminación? - Velas: - Kerosene: - Pilas: - Petróleo: - Otros: |
| 11. ¿Cuánto podría pagar mensualmente por suministro de electricidad, lo suficiente como para una TV / radio e iluminación de sus ambientes? |
| 12. ¿Estaría dispuesto a apoyar con mano de obra o materiales en la ejecución del proyecto? |

De esta entrevista que se realizó en las localidades del Distrito de Corongo, se deduce que los pobladores tienen costumbres y modos de vida similares, y en lo que se refiere a la posesión de artefactos eléctricos se ha elaborado el cuadro siguiente en base a la pregunta N° 7 de la tabla anterior.

**CUADRO N° 05:
ARTEFACTOS ELÉCTRICOS DE MAYOR USO**

| | |
|-----------------------|-------|
| Radiograbadora (30w) | 13.6% |
| Radio (7w) | 55.6% |
| Otros (30w) | 3.7% |
| No tiene / malogrados | 27.1% |

Cada familia cuenta al menos con una lámpara de mano que lo seguirá utilizando, incluso, contando con el servicio eléctrico, pues lo emplean mucho para sus faenas agrícolas, nocturnas y rondas. Por otro lado, con respecto a los tipos de combustibles y el uso de pilas secas para sus receptores y lámparas de mano con su consiguiente costo (pregunta N° 10), Tenemos que un poblador promedio realiza mensualmente las siguientes adquisiciones:

**CUADRO N° 06:
COSTO DE LOS RECURSOS ENERGÉTICOS EMPLEADOS PARA
ILUMINACIÓN**

| ITEM | CANT. MENSUAL | COSTO S/. |
|-----------------------|---------------|--------------|
| Kerosene para lámpara | 04 botellas | 10 |
| Velas | 01 Paquete | 2.5 |
| Pilas | 02 Pares | 9.00 |
| TOTAL S/. | | 21.50 |

Costos unitarios

- 01 botella de Kerosene ----- S/. 2.50
- 01 Paquete de Velas ----- S/. 2.50
- 01 Par de Pilas ----- S/. 4.5

Como se observa, es el kerosene el combustible más importante para estos caseríos utilizado para iluminación en los hogares.

Algunos pobladores están de acuerdo en pagar la cantidad mensual que gastan usando combustible, pero, la mayor parte de ellos prefieren pagar lo que indicaría el medidor (Pregunta N° 11).

También se indagó lo que sucedería en el primer año de servicio eléctrico (Pregunta N° 8) en donde el 75% dijo que durante ese tiempo comprarían un TV. e iluminarían los ambientes de sus hogares; Con respecto a esta última parte se ha elaborado el siguiente cuadro:

**CUADRO N° 07:
ARTEFACTOS DE ILUMINACIÓN DURANTE EL PRIMER
AÑO DE SERVICIO ELÉCTRICO**

| LÁMPARAS | PREFERENCIAS |
|-----------------------------|--------------|
| Incandescentes (focos 100w) | 73% |
| Fluorescentes (20w) | 17% |
| Ambos | 10% |

Se observa claramente la preferencia por las lámparas incandescentes debido a su costo y, obviamente, por la falta de información sobre ahorro de energía de la mayoría de la población, solo el 17% de ellos saben lo que es ahorrar empleando fluorescentes- se incluyen a los que prefieren por su iluminación, porque cuentan con una residencia en la ciudad de Corongo, el 10% prefieren un sistema combinado aunque se notó la inclinación por los primeros.

Resumiendo, en el transcurso del primer año de servicio eléctrico cada abonado contará en promedio con:

- Un TV : 100 w.
- Una Radio / Grabadora : 30 w.
- 2 focos : 200 w.
330 w.

Por otro lado, las cargas especiales están representadas por los colegios iniciales, primarios, los templos y la posta médica. Estas últimas estarán equipadas con planchas eléctricas, congeladoras, esterilizadores, ollas eléctricas, TV y VHS. Que serían enviadas de inmediato por la Subregión.

2.4.3. PRONÓSTICO DE LA DEMANDA ELÉCTRICA

2.4.3.1. PRONÓSTICO DE LA POBLACIÓN

El pronóstico de la población es de tipo exponencial con tasa de crecimiento constante para el período de estudio.

$$P = P_0(1 + i)^n$$

2.4.3.2. PRONÓSTICO DEL NÚMERO DE VIVIENDAS

Se define el número de viviendas por la relación entre el número de habitantes y el índice de habitantes por vivienda (IHV). Este valor es dato del último censo y se adoptó igual 6.00 y es mantenido constante durante el período de estudio.

2.4.3.3. PRONÓSTICO DE ABONADOS DOMÉSTICOS

Se determina multiplicando el número de viviendas por el coeficiente de electrificación (C.E.), el cual se define como la relación entre el número de familias electrificadas y el total de familias.

C.E. = 0.4 ~ 0.5 para $0 \leq n \leq 10$ años.

C.E. = 0.5 ~ 0.7 para $10 \leq n \leq 24$ años.

2.4.3.4. PRONÓSTICO DE ABONADOS COMERCIALES

Se obtiene evaluando el índice de abonados comerciales (I.A.C.), el cual se define como la relación entre el número de abonados domésticos y el número de abonados comerciales. Este índice nos indica el número de usuarios domésticos por cada establecimiento comercial.

Para nuestro caso, donde los centros poblados no cuentan con el servicio eléctrico se toma lo recomendado.

I.A.C. = 13 para $0 \leq n \leq 5$ años

I.A.C. = 13 ~ 7 para $5 \leq n \leq 10$ años

I.A.C. = 7 para $10 \leq n \leq 20$ años

2.4.3.5. PRONÓSTICO DE CONSUMO DOMÉSTICO Y ALUMBRADO PÚBLICO (CDAP)

Se define multiplicando el consumo unitario doméstico y alumbrado público (CUDAP) por el número de abonados domésticos.

La DGE ha elaborado unas curvas de CUDAP en función al dato histórico estadístico de consumo de energía, pero la zona n estudio no cuenta con ésta información, la elección de la curva se hace teniendo en cuenta las posibilidades de desarrollo zonal.

Tomando en cuenta este criterio, en el cual las futuras cargas se encuentran en zonas pobres con bajo desarrollo sustentado, se decide emplear la curva RN2 de la lámina N° 04, cuya ecuación es:

$$Y = 88.1418X^{0.2716}$$

Donde:

Y = CUDAP (Kwh).

X = Abonados Domésticos

2.4.3.6. PRONÓSTICO DE CONSUMO COMERCIAL (CC)

Si multiplicamos el Consumo Unitario Comercial (CUC) por el número de abonados comerciales obtenemos el consumo neto de energía eléctrica del sector comercial.

El Consumo Unitario Comercial se determina a partir del índice del Consumo Comercial (ICC), el que se define como la relación entre el CUC y el CUDAP.

El ICC nos indica cuanto consume un abonado comercial respecto al consumo doméstico y alumbrado público, que para pequeños centros sin servicio toma los siguientes valores:

$$C.C = 0.8 \quad \text{para } 0 \leq n < 20 \text{ años.}$$

2.4.3.7. PRONÓSTICO DE CONSUMO INDUSTRIAL (C.I)

Para poblaciones ≥ 5000 habitantes al año de referencia y sin servicio eléctrico, el consumo industrial se estima con el siguiente criterio:

$$C.I = 10\%(CDAP + CC)$$

2.4.3.8. PRONÓSTICO DE CONSUMO DE CARGAS ESPECIALES (C. Esp.)

La metodología empleada en esta proyección no considera a las cargas especiales, sin embargo hacemos la inclusión de tal

consumo que existirá en la zona del proyecto de acuerdo a lo indicado anteriormente en la encuesta que realizamos.

Se estima:

$$C_{esp.} = 3\%(CDAP + C.C)$$

2.4.3.9. PRONÓSTICO DEL CONSUMO TOTAL (C.T)

Resulta de sumar los consumos de los diferentes sectores agregándose las pérdidas de energía (K) por producción, transformación y transporte. Estas pérdidas a nivel de distribución se estiman como un porcentaje del consumo neto total, considerándose 20% en el año inicial y 15% en el año final de la proyección con decrecimiento lineal.

Consumo Total:

$$CT = K[CDAP + CC + CI + C_{esp.}]$$

2.4.3.10. PRONÓSTICO DE LA MÁXIMA DEMANDA

La máxima demanda se obtiene a partir del consumo total de energía y la estimación del factor de carga f.c. Basado en la duración de la prestación diaria del servicio y la importancia relativa de la localidad.

$$MD = \frac{CT}{f.Cx8760}$$

De las encuestas de campo se ha determinado que los pobladores utilizarán el servicio eléctrico mayormente durante la noche (6:00 p.m. a 10:00 p.m.) después de efectuar sus labores agrícolas, por lo que inicialmente el factor de carga será bajo.

Sin embargo, el hecho que la población cuente con energía eléctrica las 24 horas del día es razón suficiente para aumentar las horas de utilización incrementándose la demanda tanto de origen doméstico, comercial, cargas especiales como probablemente en algunos alambiques de la zona se instalen los primeros trapiches movidos por motores eléctricos, en reemplazo a las tradicionales yuntas, para la producción del aguardiente.

Bajo estas consideraciones se adopta que el factor de carga anual varíe linealmente de 0.25 a 0.35 en el último año, durante el período de análisis.

$$f.c = 0.25 \sim 0.35 \text{ para } 1 \leq n \leq 20 \text{ años.}$$

2.4.3.11. RESUMEN DE LA PROYECCIÓN DE LA DEMANDA

El resumen de la proyección de la demanda eléctrica se muestra en el capítulo de resultados el mismo que ha sido efectuado para cada dos años del período de estudio considerado.

2.5 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA Y ESTUDIO PRELIMINAR

Luego de identificar, con visitas al campo, a la quebrada, como la fuente hídrica disponible con un caudal de 65 lt/seg, se procedió a determinar el salto aprovechable en la zona de Llopish y así poder dimensionar el potencial hidroenergético local existente para el abastecimiento de energía y electrificación del medio rural.

El lugar más conveniente para el emplazamiento de la captación en la quebrada será en la parte media de éste, desde el punto de nacimiento hasta su desembocadura en otro mayor, debido a que en este tramo se dispone de características de caudal y caída que aseguran valores máximos de potencia.

En general el lugar presenta abundante vegetación porque atenúa la acción erosiva de las aguas pluviales en las laderas. Así mismo se ha observado corrimientos de tierra, tal como lo aseguran los moradores de la zona, de modo que la seguridad física de las obras podría verse afectada, pero para que no ocurra esto se ha visto conveniente diseñar una tubería de baja presión para la conducción del agua.

2.6 PLANIFICACIÓN DEL DISEÑO

Dentro del proceso de planeamiento de la obra civil para las MCH's se conocen los siguientes componentes básicos:

- Captación (Bocatoma)
- El canal de conducción y desarenador, tubería de conducción.
- La cámara de carga.
- Las obras de caída.
- La casa de máquinas y fundamentos del equipamiento.
- El canal de descarga.

Estas obras civiles para el proyecto de la Mini Central Hidroeléctrica de Llopish emplazarán aproximadamente entre las cotas, 3005 y 2957.67 m.s.n.m. El diseño de la Mini Central se efectúa basado en el levantamiento topográfico tomando en consideración aspectos geológicos así como los de visibilidad y facilidad de acceso a la zona de las obras.

CAPÍTULO III: FUNDAMENTO TEÓRICO

3.1 ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN

Llamada también “Bocatoma” es una estructura hidráulica que permite garantizar la captación de una cantidad regulada de agua, desde la fuente hídrica que puede ser un río, riachuelo, lago manantial, etc. y derivarla al canal de acceso en lo posible libre de materiales sólidos y flotantes.

Para caudales pequeños, la bocatoma es relativamente sencilla ya que todo lo que tiene que hacerse es simplemente un represamiento donde el agua se embalsa y se deriva hacia el canal de acceso.

Dependiendo de la topografía del terreno y de la ubicación geográfica, así como el grado de regularidad en el caudal del río o riachuelo en diversas épocas del año, el represamiento puede ser de los siguientes materiales:

- a) De piedras o tierra, para caudales pequeños y estables.
- b) De madera con piedras, donde la madera es abundante y el concreto escaso o costoso como en la ceja de Selva.
- c) De mampostería o concreto, para uso en la región andina donde hay grandes variaciones de caudal.

En todos los casos, al construirla se debe remover del lecho del riachuelo todo el barro, material vegetal y materiales sueltos lo cual generalmente es sencillo ya que si es un riachuelo natural este habrá formado a través de los años su propio lecho hasta el fondo rocoso, arcilla dura u otra formación estable.

En la quebrada Llopish se usará una bocatoma con barrage mixto para una capacidad mínima de captación de 0.065 m³/seg y para 1.95 m³/seg (75% del caudal máximo) en el caso de máxima avenida.

El barrage mixto, es decir, una parte fija (azud) y de otra móvil (compuerta), se construirá de concreto del tipo de gravedad que se adapta bien para usarse como vertedero o aliviadero en la corona; y dependen de su propio peso para su estabilidad estructural.

3.1.1. PARTES DE UNA CAPTACIÓN

Barraje

Es una estructura de derivación que sirve para elevar el nivel de las aguas se construye en sentido transversal al río con fines de captación, siempre y cuando sea necesario, es decir, en aquellos casos en que el tirante del río no sea lo suficientemente grande y no abastezca los requisitos de captación.

Presas derivadoras o Azudes

El azud es un tipo de barrage – una represa vertedora – cuya función es captar y dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no debe ingresar al sistema.

Las presas vertedoras o de barrage fijo se emplean en los casos de ríos con pequeños caudales, cuando el caudal de derivación es superior al 30% del estiaje del río.

Es necesario que el azud sea hidráulico y este estructuralmente bien diseñado. Así mismo, debe ser ubicado de manera tal que las descargas del vertedor no erosionen ni socaven el talón aguas abajo. Las superficies que forman la descarga del vertedor deben

ser resistentes a las velocidades erosivas creadas por la caída de las aguas de la cresta.

Otro factor importante a tener en cuenta en el diseño del azud es la subpresión, que es la fuerza ejercida por el agua de filtración que satura la masa del suelo en la cimentación sobre la base de las estructuras. Su acción es de abajo hacia arriba. Esta fuerza hay que tenerla muy en cuenta en la determinación de la estabilidad de la estructura. Por lo tanto, una parte esencial del diseño, es la investigación de las condiciones de movimiento de las aguas subterráneas por debajo de la construcción hidráulica, a fin de escoger las dimensiones y formas más racionales, económicas y seguras.

Descarga de fondo

Se llama así a la compuerta metálica que sirve para eliminar los materiales de acarreo que se acumulan delante del barraje. Se ubica en un extremo del azud, al lado de la reja de admisión. Generalmente el río trae en épocas de crecientes gran cantidad de piedras medianas que se encuentran aguas arriba del azud, pudiendo llegar a tapar la reja de admisión con lo cual el caudal de captación se reduce considerablemente ó puede ser totalmente interrumpido. La función de la compuerta es eliminar este material grueso, por lo general, la eficiencia de la compuerta de limpia es pequeña , pero por lo menos se consigue mantener limpio el cauce frente a la rejilla.

La compuerta se abre en crecientes, cuando sobra agua, y por lo tanto cumple una función adicional de aliviar el trabajo del azud y hasta cierto grado regular el Cauce captado, su operación se realiza desde un puente construido por encima de dicho barraje.

Solera de Captación

Se trata de una losa o piso a desnivel respecto de la antecámara ó piso de la bocatoma, cuyo objetivo es crear un pozo de sedimentación donde se depositen los materiales de suspensión.

Antecámara o Zona de Decantación

Es el área que por su desnivel respecto de la solera de captación está destinada a recibir y acumular los materiales de acarreo del río. Su cota será la misma que la del río y aproximadamente 30 cm menor que la solera de captación.

Reja de Admisión

Antes de la compuerta de admisión de agua al canal de conducción es conveniente colocar una reja de 5 cm de abertura como máximo. Esta impedirá el ingreso de pedrones y materiales flotantes que puedan afectar el funcionamiento del canal.

Compuerta de admisión

Es un dispositivo (generalmente metálico) que sirve para controlar, regular e impedir el acceso de agua del río al canal de conducción.

Canal de Conducción

El canal es una estructura hidráulica de forma regular artificialmente construida, que en razón de su pendiente puede conducir agua de un lugar a otro.

Vertederos o Aliviaderos

Estas estructuras facilitan la evacuación de caudales de agua excedentes o superiores a las que se desean captar.

En época de estiaje deben construirse obras complementarias ó auxiliares que permitan la circulación normal de aquellos

volúmenes que no se desea que ingresen al sistema. Durante las crecidas los caudales excepcionales serán evacuados por los vertederos. Si dichos caudales llegaran a ingresar al sistema podrían generar problemas de imprevisibles consecuencias. Los vertederos, pues, también cumplen una valiosa función de protección.

Desripiador

Se utiliza para evacuar los sedimentos y sólidos que contienen las corrientes.

Contra solera y Colchón de agua

Al elevar las aguas del río para hacer posible su captación, el barraje crea alturas de carga que podrían provocar erosión en el lecho del río al momento de su caída, afectando con ella la estabilidad de toda la estructura de la toma. A fin de prevenir esta actividad erosiva es que se construyen los pozos artificiales. Su propósito fundamental es amortiguar la caída de las aguas sobre el lecho del río, protegiendo de este modo los cimientos de la toma. La finalidad de la contra solera es permitir, junto con el barraje, la formación de un pozo artificial que amortigüe la caída de las aguas.

Muros de Encauzamiento

Son estructuras destinadas a proteger las márgenes de los ríos o quebradas, así como la de darles dirección determinada. Estos muros serán de concreto y se construirán aguas arriba y abajo de la compuerta y a ambas márgenes, rematando en transiciones alabeadas para empalmar con los taludes naturales del río.

Estos muros se cimentarán sobre terreno duro y su diseño será en base a la resistencia del terreno a la topografía de los taludes, a las crecientes máximas para evitar el desbordamiento del agua.

3.1.2. CANAL DE CONDUCCIÓN

Los canales son conductos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera.

Los canales pueden ser naturales (ríos o quebradas) o artificiales (construidas por el hombre) dentro de estos últimos pueden incluirse aquellos conductos cerrados que trabajan parcialmente llenos (túneles, tuberías, alcantarillas).

Para su diseño y construcción se requiere conocer la demanda de agua para fines de irrigación, agua potable, generación de energía hidroeléctrica, entre otros, pudiendo adecuar diferentes tipos de canales para cada parte de la ruta.

3.1.2.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Trazado del canal y su pendiente

El trazado del canal permitirá establecer secciones transversales para determinar las áreas de cortes y relleno adoptando una pendiente longitudinal del fondo de acuerdo a las condiciones topográficas del terreno. Esta pendiente debe ser tal que la carga necesaria en los puntos de entrega del agua reduzcan al mínimo la pérdida de elevación y establezca flujo subcrítico para no producir erosión.

Así mismo se deberá tener en cuenta que el fondo del canal debe estar por encima del nivel freático, de lo contrario cuando el canal este vacío la presión hidrostática puede dañar el canal.

Para la elección de la pendiente de un canal y sus dimensiones, se deberá elegir previamente el tipo de canal para cada parte de la ruta así como el material de

revestimiento correspondiente. El ángulo del talud del canal nos dará su tipo de sección y, la velocidad del agua en el canal y la rugosidad del mismo, proporcionará el tipo de revestimiento adecuado.

Es oportuno indicar que pendientes con valores de 1/1000, 2/1000, 3/1000, 5/1000, 0.8/1000 ó 2/1000 son usuales en la sierra del Perú.

a. Angulo del Talud y sección del canal

Se determina de acuerdo al tipo de terreno por donde pasará el canal. Mediante pruebas de mecánica de suelos se ubican las zonas estables evitando zonas de deslizamientos; el cuadro n° 08, da algunos valores de ángulo de talud recomendado para diferentes materiales del terreno.

| CUADRO N° 08: TALUD RECOMENDADO EN CANALES | |
|---------------------------------------------------|------------------|
| Clase de material | Z (talud) |
| Arena | 3.0 |
| Arena y greda | 2.0 |
| Greda | 1.5 |
| Greda y arcilla | 1.0 |
| Arcilla | 0.58 |
| Concreto | 0.58 |
| Roca dura | Vertical |

Z: Proyección horizontal para un vertical igual a la unidad.

Se recomienda usar concreto para canales en tierra o en roca suelta se puede emplear secciones trapezoidales, en cambio, para canales excavados en roca fija se emplea secciones rectangulares.

Cabe indicar que en zonas de la Sierra del Perú los canales se trazan a pie de ladera y en estos casos debe tenerse sumo cuidado por cuanto se estará afectando la estabilidad de dichas laderas y pueden ocurrir deslizamientos que tapan el canal o destruirían parte de él interrumpiendo el flujo del agua. Si no es posible evitar pasar por estas zonas se recomienda tapar el canal en los tramos de riesgo, puede usarse lozas prefabricadas de concreto, igualmente cuando el canal pasa por zonas arcillosas y en ladera, el empuje debido a filtraciones por riego en la parte superior produce roturas, por lo que armado y construir drenes.

b. Velocidad del agua

En el diseño de canales se debe considerar dos valores extremos de la velocidad del flujo.

Velocidad mínima

Debido al transporte de sedimentos de la corriente se debe establecer una velocidad tal que no produzca sedimentación de las partículas sólidas, esta velocidad también debe evitar el crecimiento de plantas porque aumenta la rugosidad del canal disminuyendo la sección transversal así como la capacidad de transporte, valores entre 0.60 a 0.90 m/s son adecuados para evitar estos inconvenientes.

Velocidad máxima

Es aquella permitida para que no se presenten problemas de erosión o flujo supercrítico. Para canales de concreto se recomienda que la velocidad máxima no sobrepase los 3 m/s, para mampostería de piedra se puede aceptar hasta 2 m/s, en canales de rocas duras y granito se puede aceptar hasta 5 m/s.

| CUADRO N° 09: VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES PARA CANALES NO REVESTIDOS | |
|---------------------------------------------------------------------------------|------------------------|
| Tipo de material | Velocidad (m/s) |
| Polvo y limo | 0.15 – 0.40 |
| Arena fina | 0.20 – 0.50 |
| Arena media y gruesa | 0.30 – 0.70 |
| Grava media y gruesa | 0.70 – 2.00 |
| Guijarros | 2.00 – 3.00 |
| Rocas sedimentarias | 2.50 – 4.50 |
| Suelos arcillosos | 0.60 – 1.20 |

c. Rugosidad

Constituye uno de los factores más importantes en hidráulica, su determinación requiere de mucha experiencia variando en la sección transversal, a lo largo del canal y de acuerdo al mantenimiento respectivo.

Cuando el agua pasa por el canal pierde energía en el proceso de deslizarse por las paredes y el lecho. Mientras más rugoso es el material del canal, hay más pérdidas por fricción y mayor será la pendiente de desnivel que se requerirá entre la entrada y la salida del canal. Considerar los coeficientes de rugosidad proporcionados por Manning.

REVESTIMIENTO

El revestimiento tiene por la finalidad proteger al canal de la fuerza erosiva de la corriente, evitar excesivas pérdidas por filtración, disminuir la rugosidad logrando una mayor velocidad permisible con la cual se reduce la sección transversal.

Los revestimientos más empleados en el Perú son de concreto y mampostería de piedra, estos son más eficiente pero más cotosa, su empleo requiere de mano de obra calificada, además debido a su rigidez pueden sufrir grandes daños en caso de derrumbes y hundimientos.

El espesor del revestimiento puede variar de 2 a 4 pulgadas (5 cm. a 10 cm.) siendo para canales rectangulares mayor que para canales trapezoides desde un mínimo de 10 cm hasta un máximo de 20 cm.

3.1.3. ALIVIADERO

Un aliviadero es un tipo de vertedor. Se llama vertedor a un dispositivo hidráulico que consiste en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua.

Los aliviaderos son estructuras de regulación y de protección que sirven para evacuar caudales de demasías o caudales superiores a los del diseño. Si esta agua excedentes ingresaran a las diferentes obras que componen el sistema, podrían ocasionar daños de imprevisibles consecuencias.

Su diseño define básicamente tres características: largo, altura (tirante útil más borde libre) y tipo de cresta que será definida por un coeficiente de descarga. En la figura vemos un aliviadero de avenidas junto con unas compuertas de control de caudal y de vaciado de canal.

El aliviadero se combina con las compuertas de control para el desagüe del mismo. En ciertos casos, es necesario detener

rápidamente el ingreso de agua al canal, por ejemplo cuando se ha producido una rotura en el canal aguas abajo que ocasiona el colapso progresivo de este así como erosionando sus cimientos. Con frecuencia hay emergencias en épocas de avenida.

Las compuertas de control de la figura deben estar situadas por encima del nivel de la avenida y a una distancia del río como la que se aprecia, a fin de permitir un fácil acceso cuando el río está crecido. Es conveniente no confiar en un solo mecanismo para cortar el paso de agua al canal, sino que hay que tener otra alternativa. Podría ocurrir que una de las compuertas no funcione cuando sea necesario, en especial si no ha sido usada con mucha frecuencia.

Por lo general, las compuertas se abran más fácilmente de lo que se cierra. Las compuertas A y B de la figura podrían ser más confiables que la compuerta C. no obstante, si se usa esta última para detener el caudal del canal, el efecto inmediato será que todo el caudal de avenida pase por el aliviadero. El ancho y los muros del canal de rebose deben bastar para contener todo el caudal en este caso. Dado que C es una compuerta con un orificio de tamaño variable, es también un mecanismo para regular el caudal a niveles bajos, si lo que se desea es probar la turbina.

Es recomendable construir otros aliviaderos a intervalos de 100 m a lo largo de todo el canal principal, así como tener desagües para conducir el agua de rebose lejos de la base del canal. El costo de incluir estos reboses y desagües es considerablemente menor que el costo de la erosión de la pendiente y los daños que ocurrirían al canal si éste llegar a rebalsarse.

3.1.4. DESARENADOR

Es una estructura que permite eliminar las partículas sólidas transportadas por un curso de agua y mayores a un cierto diámetro. Los desarenadores son llamados “depósitos de sedimentación” y la eliminación de los sólidos tiene dos procesos:

3.1.4.1. Sedimentación de los sólidos

Se logra disminuyendo la velocidad del agua de forma tal que el flujo pierda su capacidad de transporte y los sólidos se depositen, este efecto se consigue aumentando el ancho del depósito con lo cual se aumenta la sección transversal.

3.1.4.2. Evacuación de los Sólidos

Se efectúa mediante compuertas de purga hacia canales de descarga.

Un desarenador, esencialmente consta de las siguientes partes:

a. Transición de Entrada

La dirección del agua. Une el canal con el desarenador. Debe tener un ángulo de divergencia no mayor a $12^{\circ}30'$.

b. Cámara de Sedimentación

En la cual las partículas sólidas caen en el fondo, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de sección.

c. Compuerta de lavado

Por el cual se evacuan los sólidos.

d. Transición de salida

Para diseñar un desarenador debe elegirse una velocidad de agua adecuada que por experiencia se recomienda 0.2 m/s en la mayoría de los casos, pudiendo adoptarse también valores hasta 0.5 m/s. Así mismo también debe ser lo suficiente largo como para permitir que se decanten las partículas más livianas que las de diseño.

3.1.4.3. Ecuaciones Básicas y Criterios para el Diseño

Para determinar las características de un desarenador se considera un desarenador rectangular de ancho W , longitud L y profundidad h .

Siendo:

Q : caudal de diseño (m^3/s)

V_o : Velocidad del agua en el desarenador (m/s)

C : Velocidad de sedimentación de los sólidos en aguas tranquilas (m/s)

h : Profundidad del agua en el desarenador (m)

t : tiempo de sedimentación (seg⁹)

L : longitud de desarenador (m)

Las ecuaciones básicas consideran los siguientes criterios:

a. Análisis del material sólido en suspensión:

Nos permite determinar la concentración C_o (gr/m^3) y el diámetro límite por encima del cual se debe remover o evacuar.

b. Criterio de tiempos

Consiste en analizar el tiempo que necesita una partícula sólida para recorrer " L " Y depositarse en el fondo del desarenador.

Sea:

t : tiempo requerido por la partícula que recorre la distancia " h " y con la velocidad " c "

t' : Tiempo necesario para recorre L con velocidad V_o

se presentan tres casos:

$$t = \frac{h}{c} \qquad t' = \frac{L}{V_o}$$

- si $t' < t$, desarenador sub-dimensionando con una longitud insuficiente que hará que las partículas se depositen aguas abajo del desarenador (en el canal).
- Si $t'=t$, valor correcto en donde la partícula caerá al final del desarenador
-
- Si $t'>t$, desarenador sobredimensionado lo que significa que los sólidos se depositarán en el fondo del desarenador antes de recorrer el total de la distancia “L”.

De figuras a, b, y c deducimos que $H = ct$.

$$\text{Caudal: } Q = V_o Wh$$

Ancho:

$$W = \frac{Q}{V_o h}$$

c. Criterio de Volúmenes

Se deduce del anterior criterio. Consiste en considerar que hay un volumen de agua que ingresa en el tiempo “t” el cual debe ser almacenado en el volumen geométrico del desarenador.

Volumen de agua que ingresa en “t” : Qt

Volumen del desarenador : V

Un buen diseño debe cumplir : $V \geq Q t$

$$\therefore WhL \geq Q$$

d. Criterio de Semejanza

Consiste en analizar el movimiento de una partícula sólida en el desarenador y asumir semejanza en el triángulo de velocidades y el triángulo de L y h.

Semejanza: $\frac{V_o}{C} = \frac{L}{h}$

$\therefore L = \frac{V_o h}{c}$

e. Velocidad de sedimentación

Es la velocidad de caída de los sólidos que se determina mediante gráficos obtenidos de experiencias de laboratorio y para aguas tranquilas. El diámetro límite de los sólidos admitidos para plantas hidroeléctricas depende de muchas variables: velocidad, altura, tipo de turbina.

| CUADRO N°10 : DIAMETRO LÍMITE DE SOLIDOS EN SUSPENSIÓN | | | |
|---------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------|-----------------------------|
| H(m) | D_{lim}(mm) | Turbina | D_{lim} (mm) |
| < 100 | 0.2 – 0.01 | Pelton | 0.2 – 0.4 |
| 50 – 100 | 0.5 – 0.3 | Francis | 0.4 – 1.0 |
| < 50 | 1.0 – 0.6 | Kaplan | 1.0 – 3.0 |

Las velocidades de caída promedio en aguas tranquilas (según Arkhangelski, 1935) para diferentes diámetros de sólidos de muestra en la Cuadro N° 11:

| CUADRO N°11 : VELOCIDAD DE CAÍDA PROMEDIO | | | | | | | | |
|-------------------------------------------|-------------|------------------------------------------|----------|-------------|------------------------------------------|----------|-------------|------------------------------------------|
| Diámetro | | Velocidad d De caída "c" (cm/s) | Diámetro | | Velocidad d De caída "c" (cm/s) | Diámetro | | Velocidad d De caída "c" (cm/s) |
| mm | Turbin a | | mm | Turbin a | | m | Turbin a | |
| 0.0 | | 0.178 | 0.4 | Francis | 4.32 | 1.0 | Kaplan | 9.44 |
| 5 | | 0.698 | 0 | Francis | 4.86 | 2.0 | Kaplan | 15.29 |
| 0.1 | Pelton | 1.56 | 0.4 | Francis | 5.40 | 3.0 | Kaplan | 19.58 |
| 0 | Pelton | 2.16 | 5 | Francis | 5.94 | 5.0 | Kaplan | 24.90 |
| 0.1 | Pelton | 2.7 | 0.5 | Francis | 6.48 | | Kaplan | |
| 5 | Pelton | 3.24 | 0 | Francis | 7.32 | | Kaplan | |
| 0.2 | Pelton | 3.78 | 0.5 | Francis | 8.07 | | Kaplan | |
| 0 | | | 5 | | | | | |
| 0.2 | | | 0.6 | | | | | |
| 5 | | | 0 | | | | | |
| 0.3 | | | 0.7 | | | | | |
| 0 | | | 0 | | | | | |
| 0.3 | | | 0.8 | | | | | |
| 5 | | | 0 | | | | | |

Sin embargo, cuando el agua está en movimiento se produce turbulencia en el desarenador debido al cambio de sección y pendiente del fondo, esta turbulencia produce una velocidad ascensional que tiende a retrasar el descenso de los sólidos. Por este motivo la ecuación de "L" se le afectará por un coeficiente "K" que toma los siguientes valores:

$$L = K \frac{V_o h}{c}$$

| | | | |
|-------------|------|------|------|
| V_o (m/s) | 0.20 | 0.30 | 0.50 |
| K | 1.25 | 1.50 | 2.0 |

“k” para pequeñas velocidades de flujo.

f. Tiempo de sedimentación

Depende de la profundidad del desarenador, velocidad V_o y la densidad de las partículas. En la Cuadro N°12, tenemos tiempos de sedimentación estimados en función del diámetro de las partículas

| CUADRO N°12 :TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN PROMEDIO | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------------------|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|-----|-----|------|------|
| D(mm) | 1.0 | 0.9 | 0.8 | 0.7 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.3 | 0.2 | 0.15 | 0.10 |
| T (seg.) | 7.2 | 8 | 9 | 11 | 12.5 | 15 | 18 | 25 | 38 | 50 | 70 |

3.1.5. CÁMARA DE CARGA

La cámara de carga es una estructura construida al final del canal de conducción y donde se inicia la tubería de presión; tiene por finalidad:

- Eliminar los sedimentos que aún pudiera llevar el agua.
- Impedir la turbulencia por fluctuaciones del nivel, la cual puede propiciar la entrada de sedimentos a la tubería, para evitarlo se diseña una transición de entrada.
- Servir como disipador de los cambios de presión producidos por el golpe de Ariete, para ello se le da una profundidad adecuada, mayor al final de la cámara de carga.
- Regular el flujo de entrada de agua a la tubería, eliminando los excesos por medio de un aliviadero generalmente lateral.

- Evitar la entrada de aire a la tubería, almacenando un volumen de agua suficiente para atender las necesidades de la demanda eléctrica.

ELEMENTOS Y ESPECIFICACIONES

Una cámara de carga consta de los siguientes elementos:

- Un tanque de regulación que tiene una capacidad suficiente, conectado al canal por medio de una transición.
- Un aliviadero.
- Cámara de presión propiamente dicha, con rejillas para evitar la entrada de material flotante.
- Tubo de desagüe para eliminar sedimentos y lavar el tanque de regulación.
- Un anclaje que acopla la cámara de presión con la tubería.
 - Las especificaciones son :
 - La tubería de presión debe colocarse dentro de la cámara en un plano horizontal para evitar la formación de remolinos.
 - La entrada de esta tubería debe tener forma abocinada para evitar en lo posible las contracciones laterales.
 - La tubería de presión debe estar situada a una profundidad suficiente de la superficie de la cámara con el fin de evitar la formación de remolinos y absorción de aire.
 - Los excesos de agua provenientes del aliviadero se deberá evacuar hacia zonas seguras, sin poner en riesgo las estructuras de la central, se recomienda devolver el agua hacia el río.

3.1.6. TUBERÍA DE PRESIÓN

Son tuberías que transportan agua bajo presión desde la cámara de carga hasta la rueda de la turbina en la casa de fuerza, dispuesta de tal forma que rige los lineamientos del perfil longitudinal del terreno.

La tubería de presión tiene como objeto transformar la energía potencial de posición que tiene el agua en la cámara de carga en energía de presión que tiene la misma al final de la tubería.

Esta tubería además de estar sometida a la presión de la carga estática soporta también sobrepresiones por efecto del golpe de ariete, originadas al interrumpir el flujo del agua hacia la turbina.

Entre los materiales frecuentemente utilizados en las tuberías de presión para microcentrales y/o minicentrales hidroeléctricas se encuentran el acero comercial y el Policloruro de Vinilo (PVC), según la exigencia de cada instalación, forma de instalación y sobre todo de la presión a soportar.

En este proyecto se hará uso de una tubería de PVC, porque se adecua perfectamente a las condiciones del proyecto. La tubería de presión irá enterrada 1 metro de profundidad

3.1.6.1. Criterios de diseño – selección del número de tuberías.

a. La elección del número de tuberías es función del número de grupos instalados y de la oportunidad de mantener la independencia del funcionamiento de dichos grupos.

b. A igualdad de caudal y de pérdida de carga una sola tubería pesa y cuesta mucho menos que varias tuberías, por lo cual desde el punto de vista económico existe la conveniencia de reducir al mínimo el número de ellas.

c. El diámetro de las tuberías forzadas pueden ser constante o decreciente desde arriba hacia abajo. Para determinar el diámetro conveniente es necesario considerar previamente que

toda la tubería tiene un diámetro único para después estudiar las soluciones con diámetro variable.

d. El diámetro debe ser determinado a base de un estudio económico en donde se muestra la intervención de diferentes variables que entran en **juego** en el problema. El diámetro de máxima conveniencia de una conducción forzada es el que hace mínima la suma de la anualidad que comprende el interés del capital necesario a la adquisición de la tubería y a su amortización, y el valor de la energía equivalente a las pérdidas de carga que se producen en la tubería.

e. En el cálculo del diámetro económico de la tubería, intervienen la pérdida de carga y la velocidad, cuyos valores no deben sobrepasar los límites obtenidos por la experiencia. La velocidad del agua en las tuberías, para el caudal máximo, resulta en la práctica comprendida entre 2 y 6 m/s. Así mismo la pérdida de carga debe estar alrededor del 5% de la altura bruta y no ser mayor que el 10% de la misma.

f. Para la tubería rectilínea con diámetro y espesor constante, la sobre presión se estima del 20 al 30% de la carga estática.

3.1.6.2. Componentes del sistema del conducto forzado

El sistema del conducto forzado se inicia aguas arriba con la tobera de admisión y termina aguas abajo en una unión donde instalará la válvula principal dentro de la casa de máquinas.

Los componentes para el conducto forzado de Acero y PVC son:

- a. Tobera de Admisión. Su objetivo es captar suavemente el agua de la cámara de carga sin producir pérdidas por estrangulamiento.
- b. Tubería en tramos rectos.
- c. Codos. Accesorios que permiten el cambio de rasante.
- d. Junta de dilatación. Permite absorber los movimientos de la tubería originados por cambios de temperatura y sismos.
- e. Camas metálicas de deslizamiento. Son instalados en los apoyos y permiten el deslizamiento de la tubería.
- f. Sunchos. Son abrazaderas que evitan un eventual levantamiento de la tubería.
- g. Bridas. Permiten instalar las juntas de dilatación, accesorios, etc.
- h. Apoyos y Anclajes.

Es necesario señalar, que en el estudio del perfil longitudinal del terreno (en donde se alineará el sistema del conducto forzado) se debe tener en cuenta evitar un tramo de escasa pendiente seguido de otros con gran inclinación, porque al exigir, por aumento de carga, mayor caudal de la turbina, se acelerará el agua en el tramo de mayor pendiente, y como el agua en el anterior trazo no podrá seguirle, se crearía en el codo una zona de presión negativa que podría aplastar la tubería, pues no es probable que esta se hubiera calculado para resistir la presión atmosférica con el vacío en su interior.

3.1.7. CASA DE MÁQUINAS

Para una pequeña Central Hidroeléctrica, la casa de máquinas debe considerar los siguientes ambientes:

- Sala de máquinas.
- Depósito.
- taller almacén.
- Oficina.

- Dormitorio para operadores.

La sala de máquinas alberga al o los grupos hidroeléctricos, compuesto básicamente por los siguientes componentes:

a. Válvula Principal. Se instala en la unión al final de la tubería de presión. Luego, va la junta de montaje, el cual permita acoplar la válvula con la conducción hacia la turbina.

b. Turbina Hidráulica. Componente principal, transforma la energía del agua en energía mecánica y lo hace disponible en su eje.

c. Sistema de Acoplamiento y/o Transmisión de Potencia Mecánica. Por medio del cual se transmite la energía mecánica disponible en el eje de la turbina hacia el eje del alternador

d. Generador Eléctrico. Transforma la energía mecánica en energía eléctrica dejándolo disponible en los bornes.

e. Tablero de Control. Al cual, mediante cables eléctricos, llega la energía de los bornes del generador. Permite visualizar la medición de los parámetros de la energía generada, ajustar estos parámetros, mandar e interrumpir la energía hacia el centro de consumo mediante un interruptor general.

f. Gobernador Automático de Velocidad. Actúa para mantener la frecuencia dentro de los rangos permisibles cuando el consumo de energía varía.

g. Volante. Permite completar el momento de inercia necesario a la del conjunto turbina-generador y así dejar actuar al regulador automático, por un determinado tiempo, para realizar una adecuada regulación evitando oscilaciones no deseadas.

Para el proyecto, se considera la arquitectura de una casa de máquinas estándar sugerida por el ing. Tsuguo Nozaki, tal como se muestra en el plano respectivo.

3.1.7.1. Equipamiento de la Casa de Máquinas.

Para seleccionar el grupo hidroeléctrico, previamente se debe de haber definido la demanda de energía actual y/o proyectada (ver capítulo 3), y los siguientes parámetros:

- Salto neto disponible (53 m)
- Caudal de agua disponible (0.065 m/s)

Es condición indispensable que se coloquen unidades que funcionen con el máximo rendimiento (de acuerdo a la demanda de potencia) y por ello que las turbinas trabajen dentro del campo, de éste, que tenga mayor valor.

3.1.7.2. Selección del Grupo Hidroeléctrico

Turbina Hidráulica.

Es un dispositivo mecánico capaz de convertir en trabajo, en forma de movimiento de rotación, la energía cinética presente en las masas de agua que circulan a través de ella.

Los elementos principales que componen una turbina hidráulica son:

- El Distribuidor, cuya función es acelerar el flujo de agua al transformar total (turbina de acción), o parcialmente (turbina de reacción) la energía potencial del agua en energía cinética y dirigirla hacia el rodete, siguiendo una dirección adecuada.
- El Rodete, órgano fundamental que consta de un disco provisto de un conjunto de alabes, paletas o cucharas animado por una cierta cantidad angular.

Entre otros elementos de una turbina se encuentra el tubo de aspiración, muy común en las turbinas de reacción, y la carcasa.

a. Tipos de Turbina.

Las turbinas hidráulicas se clasifican en dos grandes grupos: Turbinas de Acción y Turbinas de Reacción. Entre las turbinas de mayor utilización en nuestro país destacan:

- Turbina Pelton

Conocida como turbina de presión por ser ésta constante en la zona del rodete por la acción del chorro libre; o de admisión parcial por ser atacada por el agua en una parte de la periferia del rodete.

La turbina Pelton también es una turbina de acción debido a que el sentido de la proyección del chorro del agua y el sentido de giro del rodete coincide.

El sistema de distribución está constituido por un inyector que consiste en una tobera de sección circular provista de una aguja de regulación que se mueve axialmente, variando así la sección de flujo.

El rotor consta de un disco provisto de una serie de cucharas montadas en su periferia.

Las turbinas Pelton pueden instalarse con el eje horizontal (1 o 2 chorros) o con el eje vertical (3 a 6 chorros)

Esta turbina opera con gran eficiencia en condiciones de gran altura y pequeño caudal, manteniendo buena eficiencia a carga parcial.

- Turbina Michell Banki o de flujo cruzado

Es también una Turbina de Acción con la particularidad que el chorro de agua atraviesa el rodete impactando en los alabes en dos oportunidades antes de salir de la misma.

El sistema de distribución consiste de un inyector o tobera rectangular y un alabe directriz para la regulación del caudal

El rotor posee forma cilíndrica o de tambor, y está compuesto por 2 o más discos entre los cuales periféricamente un cierto número de alabes de gran longitud

La característica del rotor permite que la turbina opere dentro de un rango de variación de caudal con solo variar su longitud.

En instalaciones de baja altura suele incorporarse un tubo de sección cilíndrica para recuperar de la altura de montaje de la turbina.

Es utilizada principalmente para saltos y caudales pequeños con buena a carga s parciales.

- Turbina Turgo

Puede definirse como de acción, de flujo diagonal y de admisión parcial, posee un inyector similar al de la turbina Pelton y el rotor se asemeja a un medio rotor Pelton.

Se le recomienda para pequeñas centrales como montaje horizontal y vertical.

- Turbina Francis.

Conocida como turbina de sobre presión por ser variable la presión en la zonas del rodete, o de admisión total ya que este se encuentra sometido a la influencia directa del agua en toda la periferia.

Es una turbina de reacción ya que cada una de las láminas del fluido que se forma, después de pasar el agua por los alabes fijos y directrices, no se proyectan hacia los álabes de manera frontal, si no que más bien se trata de un deslizamiento sobre los mismos, de modo tal que el sentido de giro del rodete no coincide con las direcciones de entrada y salida del agua.

Es utilizada principalmente para grandes caudales y bajos saltos.

b. Selección de la turbina

En los proyectos de centrales hidráulicas se selecciona el tipo de turbina por medio del número específico “ N_s ”, cuyo valor estará dentro del rango de aplicación del tipo de turbina más conveniente.

El “ N_s ” es un valor característico que indica “el número de revoluciones por minuto (RPM) que daría un rodete si sus proporciones fuesen reducidas para desarrollar 1HP con una altura de un metro”.

$$N_s = \frac{N\sqrt{P}}{H^{1.25}} \qquad P = \frac{\gamma Q H}{76} x \eta$$

Donde:

P : Potencia del freno de la turbina (HP)

H : Salto neto (m)

Q : Caudal del diseño (m^3/s)

η : Eficiencia de la turbina.

N : Velocidad de giro de la turbina (RPM)

El procedimiento consiste en asumir una velocidad optima de giro de la turbina, igual a una de las velocidades síncronas del alternador, que puede ser según el número de polos según a la siguiente expresión: $N = 60 f/p$, donde “f” es la frecuencia de la

res (60 Hz) y “p” número de pares de polos. Este procedimiento de selección (de N) es aplicable cuando la turbina se acopla directamente al alternador.

Sin embargo, en proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas se pueden utilizar transmisión por fajas o engranajes, pero esta solución hace difícil determinar un número de revoluciones para la turbina.

3.1.7.3. ALTERNADOR ELÉCTRICO

El alternador o generador de corriente alterna es una máquina rotativa que recibe la energía mecánica y transforma en energía eléctrica.

Para su utilización en centrales hidroeléctricas, se deberá indicar muy claramente se refuercen sus elementos de sujeción de la parte rotativa, a fin de que el equipo soporte los efectos de las fuerzas centrífugas generadas por la velocidad de embalamiento.

En los alternadores se requiere un control estrecho de la tensión de salida, a fin de que los equipos conectados trabajen adecuadamente. Los alternadores modernos son del tipo autoexcitado, autorregulados, con variaciones de tensión no mayores a $\pm 3\%$ entre vacío y plena carga, asumiendo velocidades de giro constante de la máquina motriz.

Puede ir acoplado directamente al eje de la turbina, o indirectamente mediante poleas y fajas; otras de las formas de acoplamiento, puede ser por medio de dispositivos multiplicadores o reductores de velocidad.

Velocidad Síncrona

Es la velocidad que debe girar el alternador, que permanece invariable y origina en la corriente alterna la frecuencia síncrona normalizada (50 ó 60 Hz). Como la frecuencia de salida es dada por la máquina motriz prima, una variación de la velocidad de ésta, provocara una variación de frecuencia y con ello efectos dañinos en los equipos que consumen esta energía. Es por ello importante que la turbina gire a una velocidad lo más constante posible, independientemente de la carga eléctrica que apliquemos.

Un aspecto importante de los alternadores es el costo, y es función de la velocidad de giro; a mayores RPM el costo del equipo es menor a igualdad de potencia de salida.

Se fabrican para distintas tensiones y velocidad de rotación; siendo las más frecuentes en las mini centrales hidroeléctricas de 220, 380 y 440 voltios, así como velocidades síncronas de 720, 900, 1200 y 1800 RPM, como potencias disponibles hasta 30KVA en generadores monofásicos, y mayores en generadores trifásicos.

a. Tipos de alternadores.

Se presentan las siguientes formas constructivas:

a.1 Alternador con Escobillas:

Se caracterizan por contar con anillos colectores y escobillas. La tensión de salida es proporcional a la velocidad de giro del motor primo. El sistema de excitación está constituido por 3 elementos básicos:

- Un reactor o bobina, cuya misión es suministrar la tensión de vacío del alternador.

- Un transformador de corriente, su misión es suministrar la corriente adicional requerida por el campo cuando al alternador se le está requiriendo potencia de salida.
- Un puente rectificador de diodos, Cuya misión es rectificar la corriente alterna proporcionada por el reactor y el transformador e introducirlo en el campo principal.

En la actualidad se producen en pequeñas cantidades y está limitado a bajas potencias por la dificultad de dar salida con escobillas a la corriente generada y por los altos pesos de las bobinas del rotor que implicaría el incremento de potencia.

a.2 Alternadores sin Escobillas:

El uso confiable y económico de los rectificadores de silicio dio lugar al generador síncrono sin escobillas que incorpora en un eje común el sistema inductor giratorio, el inducido de la excitatriz de corriente alterna y un rectificador de onda completa trifásica de diodos de silicio para el campo principal. El alternador se autoexcita desde sus bornes de salida a través de un regulador automático de tensión (AVR) electrónico. Es decir, la excitatriz cuenta con un sistema de realimentación de señal y está conformado por 4 elementos básicos:

- El AVR, que recibe la señal de tensión del inducido (estator), la compara con una tensión de referencia preestablecida (puede ser 220 voltios) y emite corriente al estator de la excitatriz.
- El estator de la excitatriz (que aloja sus respectivas bobinas de campo), al recibir la corriente del AVR genera el campo magnético de excitación que induce en el rotor de la excitatriz una tensión alterna.
- Esta tensión alterna es rectificadora en el puente de diodos.
- Este puente rectificador de diodos rotativos convierte la corriente alterna producida por la excitatriz en continua y excita el campo

principal que a su vez en el estator principal la tensión preestablecida de la salida.

El AVR mantiene el nivel de tensión constante a cualquier condición de carga dentro del valor nominal del alternador aún con variaciones de la velocidad (5%).

Estos alternadores son más costosos que los anteriores pero libres de todo mantenimiento, siendo la forma más difundida de fabricación.

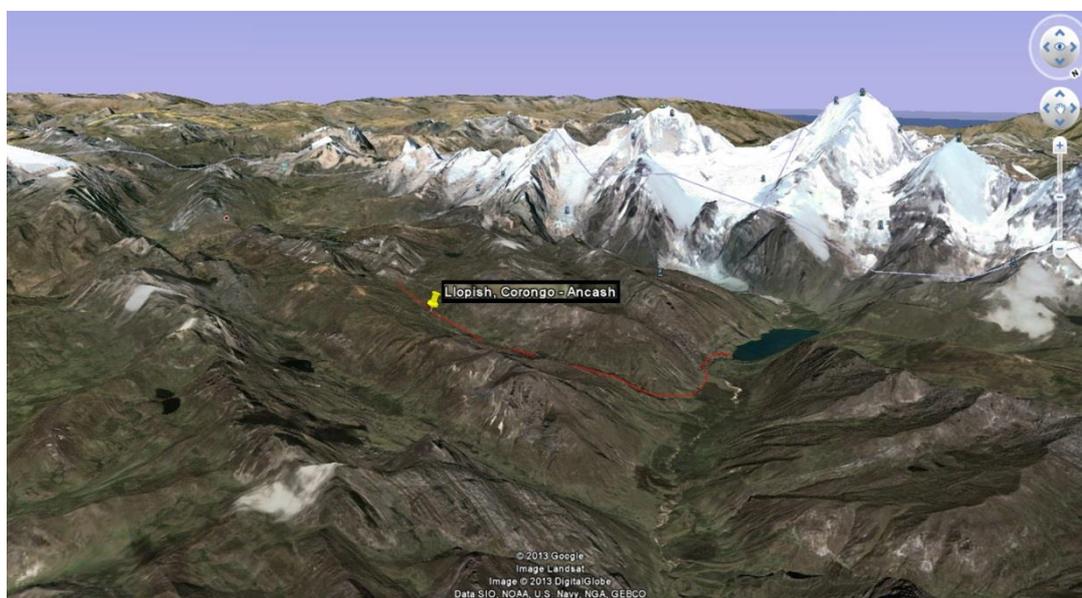
CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO

El presente trabajo de ingeniería se ha realizado en el Centro Poblado de Llopish, que pertenece al Distrito de Corongo en el departamento de Ancash.

El Distrito de Corongo es una población andina típica de la Región Quechua, sobre los 3,600 m.s.n.m. Políticamente corresponde a la provincia de Corongo, Departamento Ancash. (INEI-2007).

La creación política del Distrito de Corongo es mediante la ley L.R del 02 de enero de 1857 (Información correspondiente al censo 2005) Cuenta con los centros Poblados de: Corongo, Huallancayoj, Rayan, Rumi Chaca, Ñahuin, Huayllapampa, Chorro, Callahuaca, Llopish, entre otros, haciendo un total de 27 centros poblados.



4.2 CLIMA Y TOPOGRAFÍA

Clima

El clima en el departamento es variable según la región, es determinado por la presencia de los andes, su altitud modifica la temperatura, la humedad y presión atmosférica.

Las condiciones climáticas del centro poblado son; frío y lluvioso, el régimen de lluvias es de diciembre a abril, con los siguientes parámetros:

Temperatura anual:

Máxima..... 22 °C

Mínima..... 12 °C

Media..... 18 °C

Topografía

La topografía de la zona es accidentada, con pendiente variable que va de Sur a Norte y de Oeste a Este.

4.3 RESULTADOS HIDROLÓGICOS

El caudal de diseño se obtuvo después de realizar aforos en la quebrada, la cual nos dio como resultado un caudal de 65 litros / segundo, lo que equivale a 0,065 m³/s. Este aforo se obtuvo en la época de estiaje en el mes de setiembre,

En conclusión como nuestro aforamiento nos ha arrojado un caudal de 0.065 m³/seg. y para nuestro proyecto por seguridad se está considerando 0.065 m³/seg por los márgenes que se tienen que tener en cuenta en tiempos de estiaje. El caudal máximo considerado para el diseño de la bocatoma considerando un 75% del caudal máximo es de 1.95 m³/seg.

4.4 PROYECCIÓN DE LA DEMANDA

El resumen de la proyección de la demanda eléctrica se indica en el cuadro siguiente el mismo que ha sido efectuado para cada año del período de estudio considerado.

**CUADRO Nº 13:
PROYECCIÓN DE DEMANDA ELÉCTRICA CENTRO POBLADO DE LLOPISH**

| Año | 2014 | 2015 | 2016 | 2017 | 2018 | 2019 | 2020 | 2021 | 2022 | 2023 | 2024 | 2025 | 2026 | 2027 | 2028 | 2029 | 2030 | 2031 | 2032 | 2033 | 2034 |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Población | 436 | 447 | 459 | 471 | 483 | 495 | 508 | 522 | 535 | 549 | 563 | 578 | 593 | 608 | 624 | 640 | 657 | 674 | 692 | 710 | 729 |
| Nº Viviendas | 73 | 75 | 77 | 79 | 81 | 83 | 85 | 87 | 89 | 92 | 94 | 96 | 99 | 101 | 104 | 107 | 110 | 112 | 115 | 118 | 122 |
| C.E | 0.4 | 0.41 | 0.42 | 0.43 | 0.44 | 0.45 | 0.46 | 0.47 | 0.48 | 0.49 | 0.5 | 0.51 | 0.53 | 0.54 | 0.56 | 0.57 | 0.59 | 0.60 | 0.61 | 0.63 | 0.64 |
| Abon. Domest. | 29 | 31 | 32 | 34 | 36 | 37 | 39 | 41 | 43 | 45 | 47 | 49 | 52 | 55 | 58 | 61 | 65 | 67 | 70 | 74 | 78 |
| L.A.C. | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 |
| Abon. comerc. | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 5 | 5 | 7 | 7 | 7 | 7 | 8 | 8 | 9 | 10 | 10 | 11 | 11 |
| CUADAP (kwh) | 220.11 | 223.10 | 226.18 | 229.23 | 233.28 | 235.24 | 238.32 | 241.49 | 244.50 | 247.61 | 250.68 | 253.84 | 258.29 | 261.37 | 265.84 | 268.96 | 273.43 | 276.60 | 279.84 | 283.70 | 287.55 |
| CDAP (Mwh) | 6.40 | 6.81 | 7.27 | 7.74 | 8.40 | 8.73 | 9.28 | 9.87 | 10.46 | 11.10 | 11.76 | 12.47 | 13.53 | 14.30 | 15.48 | 16.35 | 17.67 | 18.64 | 19.69 | 20.99 | 22.36 |
| I.C.C | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| CUC (Kwh) | 176.09 | 178.48 | 180.95 | 183.39 | 186.62 | 188.19 | 190.65 | 193.19 | 195.60 | 198.08 | 200.54 | 203.07 | 206.63 | 209.10 | 212.67 | 215.17 | 218.75 | 221.28 | 223.87 | 226.96 | 230.04 |
| C.C (Mwh) | 0.352 | 0.357 | 0.362 | 0.50 | 0.560 | 0.565 | 0.572 | 0.773 | 0.978 | 0.990 | 1.404 | 1.421 | 1.446 | 1.673 | 1.701 | 1.937 | 1.969 | 2.213 | 2.239 | 2.497 | 2.530 |
| k | 1.2 | 1.198 | 1.195 | 1.193 | 1.19 | 1.188 | 1.185 | 1.183 | 1.18 | 1.178 | 1.175 | 1.173 | 1.17 | 1.168 | 1.165 | 1.163 | 1.16 | 1.158 | 1.155 | 1.153 | 1.15 |
| CDAP+CC (Kwh) | 6.750 | 7.171 | 7.629 | 8.288 | 8.958 | 9.298 | 9.854 | 10.647 | 11.443 | 12.092 | 13.165 | 13.892 | 14.976 | 15.975 | 17.184 | 18.289 | 19.634 | 20.855 | 21.926 | 23.491 | 24.890 |
| CI (Mwh) | 0.675 | 0.717 | 0.763 | 0.829 | 0.896 | 0.930 | 0.985 | 1.065 | 1.144 | 1.209 | 1.316 | 1.389 | 1.498 | 1.598 | 1.718 | 1.829 | 1.963 | 2.086 | 2.193 | 2.349 | 2.489 |
| Cesp. (Mwh) | 0.203 | 0.215 | 0.229 | 0.249 | 0.269 | 0.279 | 0.296 | 0.319 | 0.343 | 0.363 | 0.395 | 0.417 | 0.449 | 0.479 | 0.516 | 0.549 | 0.589 | 0.626 | 0.658 | 0.705 | 0.747 |
| CT (Mwh) | 9.15 | 9.71 | 10.30 | 11.17 | 12.05 | 12.48 | 13.19 | 14.23 | 15.26 | 16.10 | 17.48 | 18.41 | 19.80 | 21.08 | 22.62 | 24.04 | 25.74 | 27.29 | 28.62 | 30.61 | 32.34 |
| f.c. | 0.25 | 0.255 | 0.26 | 0.265 | 0.27 | 0.275 | 0.28 | 0.285 | 0.29 | 0.295 | 0.3 | 0.305 | 0.31 | 0.315 | 0.32 | 0.325 | 0.33 | 0.35 | 0.34 | 0.345 | 0.35 |
| MD (Mwh) | 4.18 | 4.35 | 4.52 | 4.81 | 5.09 | 5.18 | 5.38 | 5.70 | 6.01 | 6.23 | 6.65 | 6.89 | 7.29 | 7.64 | 8.07 | 8.44 | 8.90 | 9.61 | 10.13 | 10.55 | |

Tasa Rec. Pob.: 2.60%
Índice Hab/Viv: 6
Año Proyección: 20

Curva de Energía
Y = 88.1418 X^{0.27}

Factor de Pérdida: 20% ~ 15%
Factor de Carga: 0.25 ~ 0.35

Centro poblado: Llopush
Distrito: Corongo
Provincia: Corongo
Departamento: Ancash

4.5 POTENCIA DISPONIBLE

Debido a la existencia de un desnivel, la masa de agua presenta una energía potencial que puede transformarse en energía cinética, cuando recorre un cauce debido a la acción de la gravedad, siendo energía aprovechable para producir trabajo útil. La potencia teórica queda expresada en la siguiente ecuación:

$$P = \frac{Q * H * W * E}{75} \quad (\text{KW}) \quad (1)$$

Donde:

P: Potencia en KW.

Q: Caudal en m³/S.

H: Altura neta medida desde el nivel de agua en la cámara de carga hasta el eje de turbina.

W: Peso específico del agua (1 000 Kg/ m³)

E: Eficiencia de la central considerando perdidas de carga y eficiencia de turbina y generador igual a 0,70.

Por lo tanto:

$$P = \frac{0,065 * 48.5 * 1\ 000 * 0,70}{75}$$

$$P = 29.42 \text{ KW} = 30.00 \text{ KW}$$

4.6 DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE OBRAS CIVILES

Entre las obras civiles que se ejecutan tendremos:

- Estructuras de captación.
- Desarenador.
- Canal de Conducción.

¹ CAP IV-ASPECTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS-UNPRG

- Cámara de carga.
- Tubería de presión.
- Casa de Maquinas.
- Canal de restitución.

4.6.1. DISEÑO DE LA BOCATOMA

Caudal de Diseño

El caudal de diseño requerido es de dos tipos:

- Caudal de Ingreso al canal
- Caudal Máximo de avenidas.

Para nuestro caso estos valores son $0.065\text{m}^3/\text{s}$ y $1.95\text{m}^3/\text{s}$, respectivamente.

4.6.1.1. UBICACIÓN DE LA BOCATOMA

Desde el punto de vista del curso de la quebrada, la mejor ubicación para las tomas corresponde a los tramos rectos y estables del mismo. En caso de no contar con estas condiciones, preferentemente se ubicarán en los primeros tramos de la curva y siempre en la parte convexa. Los tramos finales de una curva convexa estarán muy expuestos a los embates de las crecientes y de las velocidades erosivas, mientras que la zona cóncava es probable que pueda colmarse fácilmente.

4.6.1.2. PARÁMETROS DE DISEÑO HIDRÁULICO.

Para el diseño hidráulico de de las estructuras civiles de la mini central hidroeléctrica se ha considerado el procedimiento propuesto en el manual de diseño de pequeñas presas de la USBR y manual de mini y microcentrales hidráulicas – una guía para el desarrollo de proyectos del Perú.

Barraje

Como ya se analizó, el barraje va a ser "mixto", es decir, de una parte fija (azud) y de otra móvil (compuerta). El azud es una estructura que se va a construir de concreto de tipo gravedad y la compuerta estará formada por planchas de acero.

Diseño del azud

Altura de Aliviadero del Azud

Para hallar la altura del Azud contamos con los siguientes datos:

$Q_d = 1.95 \text{ m}^3/\text{s}$: Avenida de diseño.

$L = 8 \text{ m}$: Ancho local de la quebrada (de acuerdo a sección transversal zona B y considerando efecto de limpieza lateral del cauce)

$S = 1.2 \%$: Pendiente local del río.

$N = 0.05$: Coeficiente de rugosidad, corriente natural un poco pedregoso.

$P = ?$: Altura del Azud.

Aplicaremos la fórmula de Manning dándole valores sucesivos al tirante "H" hasta alcanzar el caudal indicado.

$$Q_d = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

Dónde: $A = 8.5 P$ $R = \frac{8.5 P}{8.5 + 2P}$

Reemplazando en la fórmula:

| Tirante (m) | Caudal (m³/s) |
|--------------------|---------------------------------|
| 0.500 | 5.45 |
| 0.300 | 2.39 |
| 0.270 | 2.01 |
| 0.264 | 1.94 O.K. |

Luego se considera P = 0.264 m

Esto quiere decir que si la cota de la quebrada es 3005 m.s.n.m. de Cota del Azud será 3005.27 m.s.n.m.

CARGA DE DISEÑO SOBRE LA CRESTA DE BARRAJE (h_o)

El análisis para el cálculo de h_o es el siguiente: cuando venga la máxima avenida por el río, se abrirá totalmente la compuerta de limpia, dividiéndose el caudal en dos partes: la que pasa por encima del aliviadero y lo que va por la compuerta de limpia, teniéndose la siguiente igualdad:

$$Q_{\text{may AV}} = Q_{\text{sobre la cresta del Azud}} + Q_{\text{canal de limpia}}$$

Estos caudales están en función de “h_o” que por tanto se hallará tal que verifique esta igualdad.

Descarga o caudal sobre la Cresta del Azud

$$Q_a = 0.55 C_o \cdot L \cdot H_o^{3/2} \dots \dots \dots (1)$$

Donde:

$$L = l_a - 2 \cdot N \cdot K_p \cdot H_o$$

L = longitud efectiva de la cresta

C_o = Coeficiente de descarga

H_o = Carga total de la cresta (consideramos H_o=h_o)

La = Longitud neta de la cresta (La = 6.85 m. ver más adelante)

N = Número de pilas (para muestra caso N = 1)

Kp = coeficiente de contracción de las pilas (Kp = 0.01)

Para el primer tanto se supondrá que $h_o = 0.27$

Por lo tanto, reemplazando datos:

$$L = 6.85 - 2(1)(0.01)(0.27)$$

$$L = 6.84 \text{ M}$$

Se nota que $L < La$, debido a que la pila de la cresta produce contracciones laterales sobre la descarga para calcular el coeficiente de descarga variable tenemos:

$$\frac{p}{H_o} = \frac{0.27}{0.27} = 1$$

De acuerdo al manual de diseño de pequeñas presas:

$$C_o = 3.890$$

Reemplazando valores en la ecuación (1)

$$\therefore Q_a = 0.55 (3.890) (6.845) (0.27)^{3/2}$$

$$Q_a = 2.05 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CUADRO N°14:

COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN PARA PILAS

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| • Pilas de Tajamar cuadrado con esquinas redondeadas con un radio igual aprox. a 0.01 del espesor de la pila | Kp = 0.02 |
| • Pilas de Tajamar redondo | Kp = 0.01 |
| • Pilas de tajamar Triangular | Kp = 0.00 |

Descarga o Caudal en la Compuerta de Limpia “Q_c”

Considerando que esta compuerta funciona como vertedor cuya altura P = 0, tendremos:

$$Q_c = 0.55 C_o L (H_o')^{3/2} \dots \dots \dots (2)$$

Para hallar la longitud efectiva de la compuerta “L” empleamos la misma fórmula anterior y para L_c = 0.75 (longitud neta de la compuerta) se obtiene:

$$L = 0.75 - 2 (1) (0.01) (0.27 + 0.57)$$

$$L = 0.74$$

En esta ecuación H_o' = h_o + 0.27, altura total del agua. El coeficiente de descarga variable tiene por valor:

$$\frac{P}{H_o} = 0, \text{ tenemos:}$$

$$C_o = 3.10$$

Reemplazando valores en la ecuación (2)

$$Q_c = 0.55 (3.10)(0.74)(0.27 + 0.27)^{3/2}$$

$$Q_c = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Sumando ambos caudales:

$$Q_a + Q_c = 2.05 + 0.5 = 2.55 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Como este caudal no corresponde a nuestro caudal de avenida (1.95 m³/s), seguiremos tanteando con este procedimiento hasta aproximarlo.

El resultado del cálculo se da en el cuadro siguiente:

| H_o | L(m) | C_o | Q_a(m³/seg) | Q_c(m³/seg) | Q_{av}(m³/seg) |
|----------------------|--------------|----------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|
| 0.27 | 6.845 | 3.890 | 2.05 | | 2.55 |
| | 0.740 | 3.100 | | 0.5 | |
| 0.23 | 6.845 | 3.905 | 1.620 | | 2.07 |
| | 0.740 | 3.100 | | 0.45 | |
| 0.22 | 6.846 | 3.907 | 1.52 | | 1.95 |
| | 0.740 | 3.100 | | 0.43 | |
| 0.21 | 6.846 | 3.910 | 1.42 | | 1.84 |
| | 0.740 | 3.10 | | 0.42 | |

De esto se deduce que la carga de diseño “h_o” es : 0.22m

Cálculo de las Coordenadas del Azud

De acuerdo con la forma mostrada se relaciona con los ejes que pasan por la cima de la cresta, la porción que queda aguas arriba del origen se define como una curva circular compuesta y tangente. La porción de aguas abajo se define por la ecuación:

$$\frac{Y}{H_o} = -K \left(\frac{X}{H_o} \right)^n \dots\dots\dots (3)$$

En la que “k” y “n” son constantes que están en función de h_o/H_o y de la inclinación del parámetro aguas arriba. Su desarrollo es como sigue:

1 Determinación del caudal Unitario “q”

$$q = \frac{Q_{ma}}{L} = \frac{1.52}{6.846}$$

$$\therefore q = 0.222 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

2 Velocidad de Llegada “Va”

$$V_a = \frac{q}{P + h_o} = \frac{0,222}{0,27 + 0,22}$$

$$\therefore V_a = 0,45 \text{ m/s}$$

3 Carga de velocidad "h_a"

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{0,45^2}{2 \times 9,81}$$

$$\therefore h_a = 0,01 \text{ m}$$

4 Determinación de "k" y "n"

Con la relación :

$$\frac{h_a}{H_o} = \frac{h_a}{h_o + h_a} = \frac{0,01}{0,22 + 0,01} = 0,043$$

y sabiendo que el parámetro aguas arriba es vertical, entramos en el ábaco y determinamos:

$$\therefore K = 0,508$$

$$n = 1,85$$

Reemplazando valores en (3)

$$Y = - 1,772 X^{1,85}$$

Perfil Creager

| COORDENADAS | |
|-------------|-----------|
| X = 0,000 | Y = 0,000 |
| 0,100 | -0,025 |
| 0,200 | -0,090 |
| 0,300 | -0,191 |
| 0,400 | -0,325 |
| 0,500 | -0,491 |
| 0,600 | -0,689 |
| 0,700 | -0,916 |
| 0,800 | -1,173 |
| 0,900 | -1,458 |
| 1,000 | -1,772 |
| 1,100 | -2,114 |
| 1,200 | -2,483 |

Para hallar los valores de X_c , Y_c , R_1 y R_2 nos valemos de las gráficas mostradas en el anexo entrando con el valor 0,043 de (h/H) y talud vertical.

Entonces:

$$\frac{X_c}{H_o} = 0,261 \quad \therefore X_c = 0.060 \text{ m}$$

$$\frac{Y_c}{H_o} = 0,107 \quad \therefore X_c = 0.025 \text{ m}$$

$$\frac{R_1}{H_o} = 0,508 \quad \therefore X_c = 0.117 \text{ m}$$

$$\frac{R_2}{H_o} = 0,21 \quad \therefore X_c = 0.048 \text{ m}$$

Diseño del Resalto o Colchón Amortiguador

Al pasar por encima del vertedero, el agua gana una altura H (determinada) con respecto al lecho de la quebrada, tanto aguas arriba como aguas abajo, la misma que podría causar socavamiento y erosión si es que “no se disipa la energía”. Con ese objetivo se formará el resalto hidráulico mediante una cuenca amortiguadora que trae como consecuencia que la alta velocidad al pie del azud se reduzca lo suficientemente para no causar daño. Esta también garantiza la estabilidad del azud aunque como en este caso el suelo de cimentación sea rocoso.

Fórmula de Merriam :

$$h_2 = 0.45 \frac{Q}{\sqrt{h_1}}$$

Donde:

Q = Caudal de agua sobre el azud por metro lineal (calculado 1:0.222 m³/s/m)

h_1 = Profundidad o espesor de la lámina vertiente al pie del azud.

h_2 = profundidad aguas abajo.

Para este cálculo efectuamos tanteos suponiendo un Δh , aproximado, si tomamos

$\Delta h = 0,7$, la velocidad de caída será:

$$V_c = \sqrt{2g\Delta h} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,7}$$

$$\therefore V_c = 3,71 \text{ m/s}$$

El espesor de la lámina al pie del azud es:

$$Q = A V_c = (h_1 \times 1) V_c$$

$$h_1 = \frac{Q}{V_c} = \frac{0,222}{3,71} = 0,06 \text{ m}$$

La altura total del agua H_e sobre el lecho del río aguas arriba es:

$$H_e = P + h_o + h_a = 0,27 + 0,22 + 0,01$$

$$\therefore H_e = 0,5 \text{ m}$$

Por lo tanto, la profundidad de la cuenca o colchón será:

$$H_e - \Delta h - h_1 = 0,5 - 0,7 - 0,06 = -0,26$$

La profundidad aguas abajo será: (tomamos un tirante de aguas debajo de 0,22 m)

$$h_2 = 0,26 + T_{\text{aguas abajo}} = 0,26 + 0,22$$

$$h_2 = 0,48$$

De acuerdo con la fórmula de Merriam, el requerimiento de profundidad aguas abajo h_2' es:

$$H_2' = 0,45 Q / \sqrt{h_1} = 0,45 \times 0,200 / \sqrt{0,06}$$

$$h_2' = 0,45 \text{ m}$$

$$\therefore h_2' = 0,41 \text{ m} < 0,48 \text{ m}$$

Esto quiere decir que “ h_2 ” debemos aproximarlos a “ h_2' ” de tal forma de no sobre dimensionar el valor Δh .

Haciendo el recalcu obtenemos.

$$\Delta h = 0,62 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,404 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,064 \text{ m}$$

La longitud de la cuenca "L" está dada por :

$$L = 5(h_2 - h_1) = 5 (0,404 - 0,064)$$

$$\therefore L = 1,7 \text{ m}$$

La profundidad de la cuenca "S" será :

$$S = \Delta h - h_o - P = 0,62 - 0,22 - 0,27$$

$$\therefore S = 0,13 \text{ m}$$

El espesor "e" del solado está dado por:

$$e = 0,60 \sqrt{Q} \left(\frac{H}{g} \right)^{1/4}$$

Donde:

e = espesor mínimo en metros.

Q = caudal unitario (0,222 m³/s/m)

H = carga hidráulica (0,27 + 0,22 = 0,49 m)

Reemplazando datos: $\therefore e = 0,133 \text{ m}$

Tomamos $e = 0,15 \text{ m}$

El radio "r" de la curva al pie del Azud que desvía el agua hacia el lavadero del estanque amortiguador lo calculamos con la expresión:

$$r = 5 h_1 = 5 \times 0,064$$

$$\therefore r = 0,32 \text{ m}$$

Las dimensiones del dentellón "t" y "d" serán de acuerdo a las siguientes recomendaciones.

El valor de la longitud "t" será similar a la altura de cimentación.

El valor del espesor "d" está entre 10 y 20 % de la carga total del agua; según estos criterios se tiene:

$$\therefore t = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 820 \% (P + h_0 + \frac{V_1^2}{2g})$$

$$\text{Para } V_1 = \frac{Q}{h_1} = \frac{0,222}{0,064} = 3,47 \text{ m/s (velocidad al pie del azud)}$$

tenemos:

$$d = 0,20 (0,27 + 0,22 + \frac{3,47^2}{2 \times 9,81})$$

$$\therefore d = 0,22 \text{ m}$$

Tomamos $d = 0,24 \text{ m}$

La longitud del cimaceo "c" se obtiene después de construir el perfil Creager, con sus valores respectivos.

$$\therefore C = 0,90 \text{ m aproximadamente}$$

DIMENSIONAMIENTO DE LA COMPUERTA DE LIMPIA

Longitud de la compuerta de limpia

El dimensionamiento de la compuerta de limpia o barraje móvil, se lleva a cabo teniendo en cuenta que el área de la compuerta de limpia debajo de la cresta al aliviadero (A_1) es 1/10 del área del aliviadero (A_2)

$$A_1 = \frac{1}{10} A_2$$

$$\text{De la fórmula se deduce: } L_c = \frac{1}{11} L = \frac{1}{11} \times 8,00$$

$$\therefore L_c = 0,73 \text{ m}$$

$$\text{Adoptamos: } L_c = 0,75 \text{ m}$$

Usaremos una compuerta Plancha de fierro de $0,75 \times 0,27 \text{ g}$

Dimensionamiento del pilar

Es una estructura que separa el azud de la compuerta de limpia y para que sus efectos no disminuyan la longitud neta de la cresta, su parte frontal (tajamar) adoptará una forma redondeada.

Su radio se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$L_p = 0.282 \quad h_o = 0.282 \times 0.22$$

$$\therefore L_p = 0.065 \text{ m}$$

Adoptamos: $L_p = 0.40 \text{ m}$

$$\text{Donde el radio será: } r = \frac{L_p}{2} = \frac{0.40}{2}$$

$$\therefore r = 0.20 \text{ m}$$

La longitud de la pila debe abarcar el azud o cimacio, estanque amortiguador y el tajamar, por lo tanto,

$$\text{Tajamar} = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Azud} = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Estanque} = 1.70 \text{ m}$$

$$3.10 \text{ m}$$

$$\therefore L = 3.10 \text{ m}$$

Dimensiones del muro de encausamiento

Por lo general, la longitud de los muros de encausamiento aguas arriba del azud depende de la topografía del proyecto, de acuerdo a las curvas de nivel se considera 4 m, resultando una longitud total de:

a) Longitud del muro :

$$\text{Aguas arriba} = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Azud} = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Estanque} = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total del muro} = 6.60 \text{ m}$$

b) Longitud de las alas

De acuerdo a la topografía, tomamos una longitud promedio de 1 m

c) Altura del muro

$$H = 1,25 (h_0 + P) = 1,25 (0,22 + 0,27)$$

$$\therefore H = 0,61 \text{ m}$$

Tomamos $H = 0,7 \text{ m}$

VENTANA DE CAPTACIÓN

a) Altura de la Ventana de captación

Una consideración técnica sobre el umbral o vano de la ventana de captación "Y₁" sostiene que esta deberá estar a una altura no menor de 0,3 m del fondo del río, si como dato la cresta del azud es de 0,27 m, la altura "H" de la ventana será:

$$H = P - Y_1$$

Considerando a $Y_1 = 1,0 \text{ m}$

$$H = 1,2 - 1,0$$

$$\therefore = 0,2 \text{ m}$$

El ancho se determina con base al caudal que se desea ingresar en condiciones mínimas. Para caudales deben tomarse las medidas del caso para su regulación.

El fondo de la zona de captación se elevará a: 0.1m con relación al fondo de la quebrada.

Caso 1: Caudal de ingreso para avenidas mínimas.

Para un caudal de ingreso de $0,065 \text{ m}^3/\text{s}$, la ventana trabajará, como vertedero, entonces el ancho de la ventana "L" lo calculamos como tal:

Fórmula del vertedero:

$$Q = \frac{2K}{3} u L \sqrt{2gH^3}$$

Donde $u = 0,65 \text{ m}$ y $H = 0.2 \text{ m}$

U = coeficiente de caudal adimensional (está comprendido entre 0,64 a 0,79)

K = coeficiente de corrección debido a la rejilla (0,85)

$$L = \frac{3Q}{2Ku\sqrt{2gH^3}} = \frac{3 \times 0,065}{2 \times 0,85 \times 0,65 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,2^3}}$$

$$\therefore L = 0,45 \text{ m}$$

Reja De Admisión

La ventana de captación irá provista de platinas (o barrotes) de aceros verticales que impiden la entrada de material flotante (troncos, árboles, ramas, palizada, etc.) y de piedras en turbulencia con tamaños mayores al espacio que hay entre barrotes.

De acuerdo a recomendaciones (ITDG, Manual de Mini y Microcentrales Hidráulicas) se tomará una separación entre platinas de 5 cm y de las siguientes dimensiones:

1/2"x1 1/2" (se adjunta hoja del catálogo de aceros Arequipa) largo: 0,2 + 0,2 = 0,4 m (se ha tomado 0.1 m a cada lado de empotramiento) con la introducción de las platinas para la reja de admisión redimensionaremos el ancho de la ventana.

Número de espacios entre platinas:

$$\frac{0,45}{0,05} = 9$$

Número de platinas:

$$N_p = 9 - 1 = 8 \text{ platinas.}$$

Ancho total de la ventana: (1/2" es igual a 1.27 cm)

$$0,45 + 8 (0,0127 \text{ m}) = 0,55 \text{ m}$$

CASO 2: Caudal de ingreso para avenidas máximas

En este caso la ventana trabajará como orificio (es decir, como compuerta sumergida). Como ya están definidas las dimensiones de la ventana, se hallará el caudal máximo que ingrese:

$$Q = \frac{2}{3} (2g)^{1/2} C_d \cdot K \cdot L (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

Donde:

H_1 : Carga con respecto a la base del orificio (0,42 m)

H_2 : Carga con respecto al tope del orificio (0,22 m)

C_d : Coeficiente de descarga (0,76)

L : Ancho de la ventana (0,55 m)

K : coeficiente de corrección debido a la rejilla (0,85)

Reemplazando tenemos :

$$Q = \frac{2}{3} (2 \times 9,81)^{1/2} \times 0,76 \times 0,85 \times 0,55 (0,42^{3/2} - 0,22^{3/2})$$

$$\therefore Q = 0,177 \text{ m}^3/\text{s}$$

la obtención de este caudal nos sirve para tomar las precauciones del caso en las obras de captación y anularlo mediante la ayuda de un vertedero lateral.

4.6.2. DISEÑO HIDRÁULICO DEL CANAL ENTRE LA VENTANA REGULADORA Y EL DESARENADOR

Datos:

Caudal normal en el canal : 0,065 m³/s

Caudal de avenida en el canal : 0.177 m³/s

Material concreto (no enlucido) n = 0,0125

Talud Z = 0

Longitud : 12 m

Asumiendo una velocidad de agua de 2 m/s y una sección cuadrada, este requerirá de una pendiente mayor, que en el caso de un canal rectangular de mayor ancho que profundidad, ya que es menos eficiente en términos de pérdidas por fricción, pero tiene la ventaja de ser más angosto y, por tanto, más adecuado de instalar allí donde el acceso es problemático.

$$A = Q / V = \frac{0,177}{2,00} = 0,0885 \text{ m}^2$$

$$H = B = \sqrt{A} = 0,29 \text{ m}$$

En este punto se conoce la dimensión de la sección transversal del canal. La pendiente del canal se calcula mediante:

$$P = B + 2 H = 0,87 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,084}{0,87} = 0,096$$

R: Determina la pendiente (s) que se necesita para obtener la velocidad requerida.

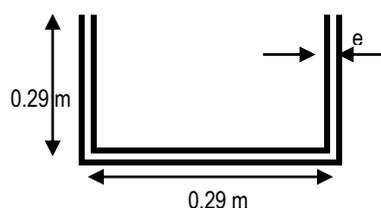
S : es la caída del canal por cada metro de longitud.

$$S = \left(n \times \frac{V}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(0,0125 \times \frac{2,0}{0,096^{2/3}} \right)^2$$

$$\therefore S = 0,014$$

$$\text{Caída del canal} \quad L \times S = 12 \times 0,014 = 0,168 \text{ m}$$

Espesor de revestimiento: se le considera realizar el revestimiento, tanto en las paredes como en el fondo del canal, con concreto simple y un espesor de $e = 5\text{cm}$



4.6.3. CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL ALIVIADERO

El aliviadero de avenidas puede ser dimensionado en función a las dimensiones del canal (0,29 m x 0,29 m).

La altura de la cresta del aliviadero (h_v) medida desde el fondo del canal debe estar alineada con el nivel normal del agua, es decir que h_v conducirá con el tirante de agua dentro del canal. Si tenemos una velocidad del agua de 2.0 m/s y un caudal normal Q en el canal, calcularemos de manera sencilla el área del agua del canal

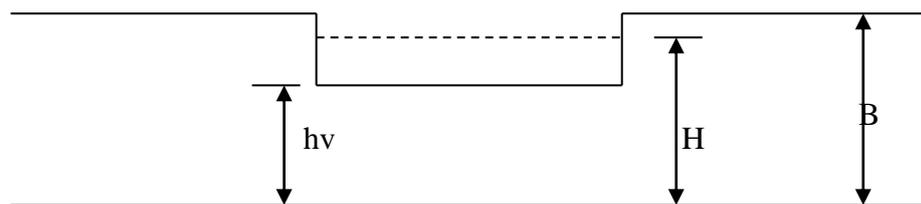
$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0,065}{2,0} = 0,0325$$

Luego la altura del aliviadero h_v se calcula por:

$$h_v = \frac{A}{B} = \frac{0,0325}{0,29} = 0,112 \text{ m}$$

Caudal se rebase con la altura de carga (h_c). considerando avenidas pequeñas antes Tomamos : 0,18 m

La longitud del aliviadero (L_v) se halla a partir de la ecuación de vertedero estándar. Debe ser lo suficientemente largo como para permitir el paso de todo el que grandes. Tomemos un caudal de avenida pequeño de 110% de un caudal normal.



Ecuación vertedero estándar: $Q = C_w L_v (h_c)^{3/2}$

$$C_w = 1.6 \text{ (coeficiente de descarga)}$$

Para un caudal de avenida de 10 % por encima del caudal normal.

$$Q = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego, el tirante de agua en el canal es:

$$H = \frac{Q}{V \times B} = \frac{0,072}{2,0 \times 0,29} = 0,125 \text{ m}$$

Tomamos: 0,2 m

Luego la carga del vertedero es: $0,2 - 0,18 = 0,02 \text{ m}$

Q a evacuar es $= Q_2 - Q_1 = 0,072 - 0,065 = 0,007 \text{ m}^3/\text{s}$

Reemplazando valores en la fórmula: $Q = C_w L_v (h_c)^{3/2}$

$$0,007 = 1,6 L_v (0,02)^{3/2}$$

$$L_v = \frac{0,007}{1,6(0,02)^{3/2}} = 1,55 \text{ m}$$

En la práctica es conveniente aumentar la longitud ya que por lo general es barato. Por consiguiente debemos establecer un aliviadero de 4 m de largo

4.6.4. DIMENSIONAMIENTO DEL DESARENADOR

Datos:

$$Q = 0,065 \text{ m}^3/\text{s}$$

a) Profundidad

Seleccionamos un diámetro de partícula a eliminar.

$$\therefore d = 0,3 \text{ mm}$$

a las tablas N° y 9 $c = 0,0324 \text{ m/s}$ y $t = 25 \text{ s}$

Profundidad:

$$h = ct = 0,0324 \times 25$$

$$\therefore h = 0,8 \text{ m}$$

Tomamos: 0,6 m

b) Ancho

Si seleccionamos una velocidad de 0,17 m/s tenemos:

$$W = \frac{Q}{V_o h} = \frac{0,065}{0,17 \times 0,6} = 0,65 \text{ m} \approx 0,71 \text{ m}$$

c) Longitud:

Para un factor de corrección "K" igual a 1,25

$$L = \frac{KV_o h}{c} = \frac{1,25 \times 0,17 \times 0,6}{0,0324}$$

$$\therefore L = 3,93 \text{ m} \approx 5 \text{ m}$$

Ahora debemos verificar las dimensiones de acuerdo a los criterios anteriormente descritos.

- de tiempos Por el criterio:

$$t' = \frac{L}{V_o} = \frac{5,00}{0,17} = 29 \text{ seg} > 25 \text{ seg}$$

Significa un desarenador sobredimensionado pero a la vez nos asegura longitud suficiente para la acumulación de sólidos.

- Por el criterio de Volúmenes

$$WhL \geq Qt$$

$$(0,71)(0,6)(5,0) \geq (0,065)(25)$$

$$2.1 \geq 1,625 \text{ m}^3 \quad \text{..... OK!}$$

Resumiendo las dimensiones del desarenador son:

Longitud : 5,0 m

Profundidad : 0,6 m

Ancho : 0,71 m

d) Cálculo de las Transiciones

Se calcula mediante la fórmula:

$$L_e = \frac{b_2 - b_1}{2 \operatorname{tg} \theta} \quad ; \quad L_s = 0,8 L_e$$

Donde :

b_2 : Ancho del desarenador : 0,71 m

b_1 ancho o plantilla del canal: 0,29 m

L_c : Longitud de la transición en la entrada.

L_s : Longitud de la transición en la salida.

θ : Ángulo de divergencia. L_a U.S.B.R. recomienda:

$\theta < 12,5^\circ$: para estructuras donde las pérdidas de energía y remolinos deben reducirse al mínimo.

$Q < 25^\circ$: Para estructuras donde se puede perder energía tal es el caso de caída, rápidas, etc. (son más cortas que los anteriores).

Reemplazando valores:

$$L_e = \frac{(0,71 - 0,29)}{2 \operatorname{tg} 10,0}$$

$$\therefore L_e = 1,16 \text{ m} \approx 1,18 \text{ m}$$

$$\therefore L_s = 0,94 \text{ m} \approx 0,96 \text{ m}$$

4.6.5. TUBERÍA DE PVC PARA REEMPLAZAR CANAL ENTRE DESARENADOR Y CÁMARA DE CARGA

Se considera instalar una tubería de PVC entre el desarenador y la cámara de carga porque el terreno en esta parte no es apto para la construcción de un canal.

Diseño de tubería

$$Q = 0,065 \text{ m}^3 / \text{s} \quad L = 500 \text{ m}$$

Tomamos una tubería de PVC, de la tabla de tubos de PVC, seleccionamos una tubería de 10" para desagüe y alcantarillado, según norma técnica peruana: NTP-ITENTEC 399-003. tiene un diámetro interno de 264,2 mm.

Se adopta un valor de rugosidad de 0,003 mm para tubería de PVC.

$$\text{Luego: } \frac{e}{D} = \frac{0,003}{264,2} = 0,00001$$

La velocidad media es:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,065}{\pi \times 0,2642^2}$$

$$\therefore V = 1,19 \text{ m/s}$$

Esto da un número de Reynolds de:

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} = \frac{1,19 \times 0,2642}{10^{-6}}$$

$$\therefore \text{Re} = 3,1 \times 10^5$$

ν = viscosidad cinemática del agua $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

El factor de fricción se lee en el diagrama de Moody (ver anexo)

$$f = 0,0143$$

Pérdida primaria

Calculamos la pérdida de carga debida a la fricción de la pared en la tubería.

$$H_f = \frac{fLV^2}{D \times 2g} = \frac{0,0143 \times 520 \times 1,19^2}{0,2642 \times 2 \times 9,81}$$

$$\therefore H_f = 2.03 \text{ m}$$

Pérdidas secundarias:

a) Pérdida de carga en el ingreso a la tubería:

$$H_e = \frac{K_e V^2}{2g}$$

K_e : coeficiente de entrada, depende de la forma de la admisión a la tubería (Ke =0,5 fig. 3.37 del manual ITDG, ver anexo)

$$H_e = \frac{0,5 \times 1,19^2}{2 \times 9,81} = 0,036m$$

b) Pérdida de carga en codos:

$$H_c = \frac{K_c V^2}{2g}$$

$$H_c = 0.4$$

Pérdidas secundarias totales: a +b

$$H_s = 0.036 + 0.4 = 0.436$$

Pérdida de carga total : $H_p + H_s = 2.03 + 0.436 = 2.466$
m.

Entonces la pendiente es : $s = H / L = 2.466/520$
 $= 0.0047 = 0.47\%$

4.6.6. DIMENSIONAMIENTO DE LA CÁMARA DE CARGA

a) Tanque de Regulación

$$\text{Longitud del tanque: } L = 7.8 Q^{0,45}$$

$$\text{Ancho del tanque: } B = 1,7 Q^{0,44}$$

$$\text{Profundidad del agua en la entrada: } h_e = 0,96 Q^{0,44}$$

$$\text{Profundidad del agua al final: } h_s = 1,86 Q^{0,44}$$

Para nuestro usaremos las ecuaciones anteriores para un caudal de diseño de 0,065 m³/s:

$$L = 2,28 \text{ m}$$

$$B = 0,51 \text{ m}$$

$$h_e = 0,3 \text{ m}$$

$$h_5 = 0,56 \text{ m}$$

Ahora verificamos la velocidad máxima en el tanque:

$$V = \frac{Q}{B \cdot h_e} = \frac{0,065}{0,51 \times 0,3} = 0,42 \text{ m/s (debe estar entre } 0,2 \approx 0,5 \text{ m/s)}$$

$$\therefore V = 0,42 \text{ m/s} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Y tomamos como longitud 2,3 m

b) Aliviadero de Excedencia

El aliviadero de la cámara se diseña para las condiciones más desfavorables, es decir, cuando la turbina deja de funcionar, por lo cual el caudal a evacuar es 0,065 m³/s.

Forcheiner propuso :

$$Q_s = \frac{2}{3} K_u (2g)^{1/2} L h^{3/2}$$

Donde:

K: coeficiente de vertedero, para vertedero lateral 0,95

U : coeficiente de gasto, depende de la forma y altura de vertedero. Para canto afilado, u = 0,64

h : altura de carga en el vertedero, mínimo 10 cm (tomamos h= 0,12 m)

L : longitud del vertedero

Q_s : caudal máximo:

$$Q_s = Q + 0,15 Q$$

Por lo tanto Q_s = 1,15 Q

$$Q_s = 1,15 (0,065)$$

$$\therefore Q_s = 0,075 \text{ m}^3/\text{s}$$

Reemplazando valores:

$$L = 1 \text{ m}$$

c) Cámara de presión

Es la estructura donde se inicia la tubería de presión, se ensancha y para evitar la entrada de sólidos se calcula un vertedero sumergido a la entrada. Lo más importante es calcular su longitud y la altura mínima de agua (h) sobre la tubería de presión:

$$\text{Fórmula: } L_c = 2.11 Q^{0.33} = 2,11 \times 0,065^{0.33}$$

$$\therefore L_c = 0,86 \text{ m}$$

Tomamos: 0,9 m

Para la altura mínima se debe tener en cuenta que si $h < 3D$, existe peligro de entrada de aire a la tubería, lo cual afecta la eficiencia de las turbinas, además se recomienda que para pequeñas centrales hidroeléctricas "h" no debe ser menor a 1 m.

En cálculos posteriores se ha obtenido un diámetro de la tubería de presión "D" a la salida de la cámara de carga de 0,1558 m.

$$\text{Por lo tanto } 3d = 3 \times 0,1558 = 0,5 \text{ m}$$

Tomamos: 1 m

la rejilla a la entrada de la cámara de presión se coloca en ángulo que depende de la forma en que se efectúe la limpieza:

$$\alpha = 50^\circ - 55^\circ \text{ limpieza manual}$$

$$\alpha = 70^\circ - 76^\circ \text{ limpieza mecánica.}$$

En pequeñas centrales hidroeléctricas la limpieza es manual.

La separación entre las platinas depende del tipo de turbina así por ejemplo:

Turbina Pelton : 65 – 20 mm

Turbina Francis : 100 – 32 mm

Turbina de Hélice: 200 – 50 mm

d) Longitud de Transición:

$$Le = \frac{b_2 - b_1}{2 \operatorname{tg} \theta}$$

Donde:

b_1 : ancho de la cámara de carga 0,51 m

b_2 : ancho o plantilla del canal 0,38 m

$\theta = 12,5^\circ$

$$Le = \frac{0,51 - 0,29}{2 \times \operatorname{tg} 12,5}$$

$\therefore Le = 0,5 \text{ m}$

4.6.7. DISEÑO DE LA TUBERÍA FORZADA

a. Determinación del diámetro

Líneas arriba se ha mencionado que en el cálculo del diámetro económico intervienen diversas variables cuya evaluación analítica más refinada es muy tediosa, pues muchas de ellas son inciertas, tal es así que depende de su existencia en el mercado con precios que fluctúan con frecuencia, por este motivo se ha desarrollado algunas fórmulas que son suficientemente exactas para un buen diseño.

$$D = (0.085 Q^3)^{1/7}$$

Donde:

Q : Caudal de diseño, 0.065 m³/s.

D : Diámetro económico.

$$D = [0.085(0.065)^3]^{1/7}$$

$$D = 0.218 \text{ m.}$$

Tomamos: $D = 9''$ (0.23 m)

Este valor lo consideramos como base para nuestro diseño y con el verificamos que la velocidad se encuentre en el rango recomendado (2-6 m/s)

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.065}{\pi * 0.23^2}$$

$$V = 1.56 \text{ m/s.} \quad \dots\text{no cumple.}$$

Tomamos una tubería de PVC según los diámetros comerciales de tuberías de alta presión, seleccionamos una tubería de 6" clase 7.5 que según normas soporta 108m. de columna de agua (105 lb.) y tiene un diámetro interno de 155.8mm y espesor de 6.1 mm.

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.065}{\pi * 0.1558^2}$$

$$V = 3.4 \text{ m/s.}$$

Golpe de Ariete.

Las variaciones de carga en las turbinas, motivo por el cual u debido a la acción de los reguladores, se cierra o abre el distribuidor, son la causa de variaciones en el caudal que circula por la tubería forzada, y por consiguiente de la velocidad del agua. Ello origina sobre presiones ó depresiones que a manera de ondas se comienzan a propagar a lo largo de toda la tubería hasta llegar al reservorio que tiene una superficie libre generándose una onda reflejada la que empieza a oscilar de extremo a extremo de la tubería que ha consecuencia de los rozamientos y vórtices se van amortiguando.

El Golpe de Ariete como se comprende, tiene influencia sobre la tubería y es tanto mayor cuanto más rápido es el cierre del distribuidor, por ello es necesario conocer el valor de la sobre presión en función del tiempo de cierre para calcular el espesor de la tubería.

Este fenómeno fue estudiado por Allievi y su teoría comprende todos los factores que intervienen en el golpe de Ariete.

La propagación de las ondas a lo largo de la tubería se realizan con una velocidad llamada celeridad “a”.

$$a = \frac{c}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon D}{E e}}}$$

Donde:

C : Velocidad del sonido en el agua (1420 m/s)

E : Módulo de elasticidad volumétrica del agua (2×10^8 Kg/m²)

E : Módulo de elasticidad del material de la tubería (Kg/m²)

D : Diámetro de la tubería en (m)

E : Espesor de la tubería (m)

A : Celeridad (m/s)

Si la longitud de la tubería es “L” y la celeridad es “a”, el tiempo que tarda la onda de sobre presión en llegar al reservorio es de L/a, el tiempo total de recorrido llamado periodo “T” es:

$$T = \frac{2L}{a}$$

La magnitud de la sobre presión es función del tiempo de cierre del distribuidor “Tr”, el cual se estudia para dos condiciones:

- Para golpe de ariete con cierre brusco, es decir cuando “Tr” es menor o igual que el necesario para que la onda que parte del distribuidor vuelva a éste.

$$T \leq \frac{2L}{a}$$

Se considera cierre brusco cuando $T_r \leq 1$ seg.

- Para Golpe de Ariete con cierre lento, cuando “Tr” se efectúa en un tiempo mayor que “T”.

$$T \geq \frac{2L}{a}$$

Se considera cierre lento cuando $T_r > 2$ seg.

Con cierre rápido la presión máxima es más alta y el espesor deberá ser mayor, y obviamente con un costo mayor, por lo que se recomienda que el diseño se realice para la segunda condición.

El tiempo relativo de cierre “ θ ” tiene por valor:

$$\theta = \frac{Tr}{T} \qquad \theta = \frac{aTr}{2L}$$

Por otra parte, Allievi determinó un valor “ ρ ” denominado número de Allievi que se define como la relación entre la energía cinética unitaria y la energía potencial unitaria.

$$\rho = \frac{aV}{2gH}$$

Donde:

A : Celeridad (m/s)

V : Velocidad del agua (m/s)

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

H : Altura bruta (m). Presión estática sobre el distribuidor.

Si :

- $\rho \leq 1$, el valor de la sobre presión esta dada por :

$$\Delta P = \pm 2BH$$

- $\rho > 1$ ó 1.5 tenemos :

$$\Delta P = \frac{1}{2} \left(B^2 \pm B\sqrt{4 + B^2} \right) H$$

El signo (+) corresponde a la reducción del caudal (sobre presión) y el signo (-) al aumento del caudal (depresión) , además :

$$B = \frac{\rho}{\theta} \qquad B = \frac{L.V}{g.H.Tr}$$

CÀLCULO:

- Material: PVC

- Longitud de la tubería de presión : 95.1 m.

- Altura bruta: 53 m.

Asumiendo un $Tr = 2.5$ seg. Y para $\rho >$ tenemos:

$$B = \frac{L.V}{g.H.Tr} = \frac{95.1 \times 3.4}{9.81 \times 53 \times 2.5} = 0.25$$

$$\Delta P = \frac{1}{2} \left(B^2 \pm B \sqrt{4 + B^2} \right) H = \frac{1}{2} \left(0.25^2 \pm 0.25 \sqrt{4 + 0.25^2} \right) 53$$

$$\therefore \Delta P = 15 \text{ mca}$$

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{15}{53} = 28.3\% \text{ ...OK!}$$

Presión total que soporta la tubería.

$$P = H + \Delta P = 53 + 15 = 68 \text{ m.}$$

Celeridad:

$$a = \frac{c}{\sqrt{1 + \frac{\epsilon D}{E e}}} = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2.1 \times 10^6 \cdot 0.1558}{2.8 \times 10^6 \cdot 0.0061}}}$$

$$\therefore a = 316.3 \text{ m/s}$$

Verificación:

Periodo (cierre lento $T < T_r$)

$$T = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 95.1}{316.3} = 0.6 \text{ seg.}$$

$$\therefore T < 2.5 \text{ seg. ... OK!}$$

Número de Allievi ($\rho > 1$)

$$\rho = \frac{aV}{2gH} = \frac{316.3 \times 3.4}{2 \times 9.81 \times 53} = 1.04 \text{ OK!}$$

Resumiendo las características del conductor forzado :

D : 0.1558 m.

E : 6.1 mm.

P : 6.8 kg/cm²

Tipo de unión : espiga campana.

Cálculo de pérdidas en el sistema hidráulico.

El salto o caída útil aprovechable para su transformación de energía mecánica por las turbinas, es menor que el salto real, es decir, el medido en la superficie de agua en la cámara de presión y la salida al final de la tubería. Ello es debido a las distintas pérdidas

de carga que se producen a causa de la circulación del agua por las tuberías y por sus accesorios. Por esta razón en cada elemento se obtiene una pérdida de carga y la suma de todas dará una altura, en metros de agua, que habrá de restar del salto bruto para obtener el efectivo.

$$H = H_p + H_s$$

H_p : Pérdida de carga primaria a lo largo de la tubería producida por el rozamiento de capas de fluido y en el contacto del fluido con la tubería.

H_s : Pérdida de carga secundaria producida en los accesorios. Para tuberías largas llegan a ser despreciables respecto a las primeras. En este caso consideramos estudiar a las producidas en los cambios de dirección (codos).

H : Pérdida de carga total (m).

Pérdidas primarias:

$$H_p = \frac{fLV^2}{2gD}$$

Donde:

L : Longitud del tramo de tubería (95.1 m)

V : Velocidad del fluido (3.41 m/s)

D : Diámetro de la tubería (0.1558 m)

e : Rugosidad absoluta. Para tubería de PVC (0.003 mm)

Q : Caudal de diseño (0.065 m³/s)

F : Coeficiente de carga primaria (factor de fricción)

Rugosidad relativa :

$$\frac{e}{D} = \frac{0.003}{155.8} = 0.00002$$

$$\text{Reynolds (Re)} : \text{Re} = \frac{VD}{\nu} = \frac{3.4 \times 0.1558}{10^{-6}}$$

$$\therefore \text{Re} = 5.3 \times 10^5$$

ν = viscosidad cinemática del agua 10^{-6} m²/s

En el diagrama de Moody : $f = 0.012$

$$\text{Entonces: } H_p = \frac{fLV^2}{2gD} = \frac{0.012 \times 95.1 \times 3.4^2}{2 \times 9.81 \times 0.1558}$$

$$\therefore H_p = 4.1 \text{ m.}$$

Pérdidas secundarias:

a. Pérdidas de carga en rejilla:

$$H_r = \beta \left(\frac{e}{d} \right)^{4/3} (\sin \theta) \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

β : Coeficiente que depende de la forma de la reja (para reja de sección rectangular $\beta=2.42$,pag. 61 Centrales Hidroeléctricas – Zoppetti)

e : Espesor de la reja (se ha considerado usar platina de 3/16” de espesor)

d : Distancia entre platinas (2 cm.)

θ : Inclinación de la rejilla ($\theta= 48^\circ$, ver plano 05)

V : Velocidad del agua antes de la rejilla ($V =0.42$ m/s)

Efectuando tenemos:

$$H_r = 0.0026 \text{ m.}$$

b. Pérdidas de carga en el ingreso a tubería de presión:

$$H_e = \frac{K_e V^2}{2g}$$

K_e : Coeficiente de entrada, depende de la forma de la admisión a la tubería ($K_e = 0.2$, para forma redondeada, pag. 97 ITDG, ver anexo)

V : Velocidad del agua en tubería de presión (3.4 m/s)

Efectuando tenemos:

$$H_e = 0.11 \text{ m}$$

c. Pérdida de carga en codos:

$$H_c = \frac{K_c V^2}{2g}$$

K_c : Coeficiente que depende del valor del ángulo del codo

| | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|------|-------|------|-------|-------|
| A | 20 | 40 | 60 | 80 | 90 | 100 | 120 | 140 |
| K_c | 0.046 | 0.139 | 0.364 | 0.74 | 0.984 | 1.26 | 1.861 | 2.481 |

Para un ángulo de 45 : $K_c = 0.195$

$$H_c = \frac{0.195 \times 3.4^2}{2 \times 9.81}$$

$$H_c = 0.11 \text{ m.}$$

El cálculo para los demás codos se resumen en el siguiente cuadro.

| CALCULO DE PERDIDAS EN CODOS | | |
|-------------------------------------|-------|-------|
| curva (α) variable | 30 | 45 |
| Velocidad (m/s) | 3.4 | 3.4 |
| Coef. Pérdidas K_c | 0.092 | 0.195 |
| Pérd. Carga sec. (m) | 0.05 | 0.11 |

Suma de pérdidas en codos:

$$\sum H_c = 0.05 + 0.11 = 0.16 \text{ m.}$$

d. Pérdida de carga en válvulas:

$$H_v = \frac{K_v V^2}{2g}$$

H_v : Coeficiente que depende del tipo de válvula (para tipo mariposa y considerando totalmente abierta $K_v = 0.3$, pag. 97 del manual de ITDG)

V : Velocidad del agua (3.4 m/s)

Efectuando tenemos: $H_v = 0.17 \text{ m.}$

Pérdidas secundarias totales: $a + b + c + d$

$$H_s = 0.44$$

Pérdida de carga total: $H_p + H_s = 4.1 + 0.44$

$$H = 4.54 \text{ m}$$

La caída neta es: $H_{\text{neto}} = H_{\text{bruta}} - H = 53 - 4.54$
 $= 48.46 \text{ m.}$

4.6.8. APOYOS Y ANCLAJES

La tubería de PVC estará enterrada, pero será necesario un anclaje a la salida del enterramiento y apoyos para llegar hasta la casa de máquinas. En los cambios de rasante y en los cambios de sección es conveniente colocar macizos de anclaje que sirvan para contrarrestar los esfuerzos que se producen en la tubería. Los macizos de anclaje se construyen generalmente con hormigón en masa y cubren totalmente a la tubería.

Los apoyos tienen las mismas características de los anclajes, es decir, también son bloques de concreto cimentados en el terreno, los cuales suelen llevar en su parte superior una plancha de acero curvada (que abarca a la tubería en un ángulo de 120°) y empotrada en los mismos para que pueda deslizarse el tubo con el menor esfuerzo de rozamiento.

4.6.9. SELECCIÓN DEL GRUPO HIDROELÉCTRICO

La selección final del grupo hidroeléctrico en su conjunto ha sido efectuada por el fabricante para lo cual se le proporcionó los siguientes datos del proyecto:

- Caída bruta.
- Caída neta.
- Caudal nominal.
- Altura de instalación sobre el nivel del mar.
- Conducción de agua hasta la turbina.

- . Longitud de tubería.
- . Datos de tubería.
- Modo de operación del sistema (interconectado o aislado)

En respuesta a esta solicitud se recomendó preliminarmente la siguiente configuración:

- Altura neta = 48.5 m.
- Caudal nominal = 0.065 m³/s
- Una Turbina Michell Banki.
- Eje horizontal.
- velocidad de giro = 1200 RPM
- Potencia del eje = 32 Kw
- Potencia en bornes del generador = 30 Kw
- = 37.5 KVA, para $\cos\phi=0.8$
- Tensión = 440/220 VAC
- Frecuencia = 60 Hz

Como se observa, del aprovechamiento de la energía hidráulica disponible en la zona se obtiene una potencia aproximada en bornes **de 30 Kw. Esta central constará de una sola unidad.**

Para la cotización final, el fabricante también proporcionó el siguiente suministro:

- 01 Turbina Pelton de eje horizontal.
- 01 Válvula Principal.
- 01 Sistema de Acoplamiento Turbina –Generador.
- Un Alternador sin Escobillas.
- 01 Gobernador de Velocidad.
- 01 Tablero de Control, Protección, medición y equipos de maniobra correspondientes en 220 V.

4.6.10. TABLERO DE CONTROL

Son cajas metálicas de confección tipo mural o autosoportado sobre el alternador. Contiene los instrumentos de medición, maniobra, control y protección de la turbina, alternador y demás equipos de la central hidroeléctrica.

Dentro de los principales instrumentos de medición con los que contará el tablero, se encuentran:

- Amperímetro
- Voltímetro y su conmutador voltimétrico
- Frecuencímetro
- Medidor de energía activa
- Horómetro
- Cosfímetro
- Vatímetro
- Sincronoscopio

Equipos de seccionamiento y maniobra, tales como:

- Interruptor principal
- Ajustador de tensión

Equipos de protección:

- Relé de mínima tensión
- Relé de sobre velocidad
- Relé de sobre corriente
- Relé de sobre tensión
- Relé de sobre carga
- Relé de potencia inversa

Equipos de señalización

- Lámpara equipo generando
- Lámpara alarma mínima tensión
- Lámpara alarma sobre frecuencia
- Lámpara alarma sobre corriente
- Lámpara alarma baja velocidad
- Lámpara alarma sobre tensión

- Lámpara alarma potencia inversa
- Lámpara alarma sobrecarga

4.6.11. EQUIPO CONTRA INCENDIOS

a. Protección contra incendios:

En instalaciones grandes e importantes los equipos que contengan materia combustible deberán ser distribuidos en ambientes separados mediante paredes incombustibles con el fin de reducir el peligro de propagación del incendio.

b. Materiales y Equipos Extintores:

Dada la importancia de las instalaciones eléctricas se deberá usar equipos extintores con capacidad suficiente para apagar incendios menores y localizados. Entre los materiales usados respecto a ello, figuran:

Ácido Bórico:

Es utilizado pulverizado y bajo presión de CO₂ en extintores destinados a sofocar incendios de aislamiento y aceites. Este polvo no es conductor, no es venenoso y puede usarse para extinguir incendios de instalaciones bajo tensión eléctrica.

Comercialmente se designa al ácido bórico pulverizado, como "Polvo Químico Seco"

Anhídrido Carbónico (CO₂)

El "CO₂" es usado en incendios de máquinas rotativas y sitios cerrados. Si es aplicado en lugares abiertos deberá ser descargado cerca y en la base de las llamas.

Arena

Es utilizada principalmente para formar diques separadores, previniendo se extienda el aceite inflamado y/o para extinguir el incendio de este último.

Agua con ingredientes productores de espuma

Las mezclas de agua con ingredientes productores de espuma, contenido en algunos extintores, son suficiente para extinguir aceite incendiado.

Agua

Deberá ser usada con sumo cuidado en la cercanía de equipos eléctricos, y solamente para enfriar las partes afectadas en un incendio ya apagado.

Sólo se utilizará para extinguir incendios eléctricos cuando sea aplicado a través de toberas de pulverización.

Para Microcentral Hidroeléctrica de San Antonio se deberá suministrar extintores manuales de CO₂, y polvo seco para la protección de las máquinas eléctricas de la casa de máquinas.

INSTALACIONES ELÉCTRICAS GENERALES

En el presente acápite se describen los principales sistemas y se resumen los criterios que se utilizaron para determinar las características de las instalaciones eléctricas de la central; estos toman en cuenta sobre todo el grado de simplicidad con miras a reducir costos y simplificar las maniobras en condiciones normales y de emergencia.

Sistema eléctrico principal

Se señalan los principales criterios en que se basaron para determinar el tipo de esquema de conexión.

a. Potencia, número y tensión de los alternadores

En función del aprovechamiento hidráulico se obtuvo la potencia total de la central y, en función de la demanda eléctrica y la seguridad y la confiabilidad en el suministro de la energía, se fijó el tamaño característico de la máquina en el sentido de utilizar una sola unidad.

Se usará una unidad de 30 Kw, 220V.

b. Capacidad, número y tensión de la línea de salida

La línea deberá ser capaz de transportar la totalidad de potencia requerida por la carga a alimentar, Localidad San Antonio de la Capilla.

La tensión se determinó en función a la distancia que existe entre la central y la carga más alejada, estableciéndose un nivel de 22.9/13.2 Kv, valor que viene siendo muy empleado en estos tipos de proyectos del sector rural. Por otra parte, en razón a la ubicación de las cargas, es suficiente contar con un solo circuito para suministrar potencia a las cargas en dicha localidad.

c. Importancia de la central

La futura microcentral de San Antonio servirá a un sistema eléctrico aislado, siendo la única, constituye asignarle una importancia relativa a ello, pues cubrirá en todo momento los requerimientos de máxima demanda del área geográfica de influencia.

SISTEMA ELÉCTRICO DE SERVICIOS AUXILIARES

El criterio de su conexión se basa de acuerdo a la potencia y naturaleza de la central, su modo de trabajar. Las fuentes de

energía eléctrica disponibles y la importancia de los equipos que prevén para los servicios esenciales y no esenciales.

Para este caso se contará con el transformador de potencia de 50 KVA , relación de transformación 0.38 -0.22 / 13.2 KV .

La disposición de las barras, interruptores y demás equipos para la alimentación de los servicios auxiliares se proyectan, miras ala seguridad y disponibilidad a bajo costo.

Sistema eléctrico de corriente continua

Este sistema se diseña bajo el criterio de seguridad, utilizando para tal fin un equipo de rectificación de corriente (CA-CC), que alimentan a unas barras sencillas para el funcionamiento de los distintos equipos de operación, protección, control y supervisión (relés, aparatos registradores, etc.) de las unidades y equipos en condiciones normales.

En caso de emergencia un banco de baterías alimentará a un equipo de alumbrado de emergencia.

Sistema eléctrico de protección

Es un sistema de protección integral, con relés protectores y modernos de acción veloz el mismo que se diseña bajo el criterio de selectividad, es decir los relés deben operar en zonas discriminadas a fin de obtener una máxima confiabilidad en materia de seguridad.

Sistema eléctrico de medición

Además De los elementos citados anteriormente, en las conexiones de la casa de máquinas se encuentra otros dispositivos que conformarán el sistema de medición, ellos están conformados por los instrumentos indicadores y registradores (voltímetros,

amperímetros, cosfímetros, vatímetros, etc.). Debido a que estos aparatos de medida, no están contruidos para soportar grandes tensiones ni grandes corrientes, se instalaran transformadores de tensión y de corriente; la potencia de estos transformadores está supeditada a la cantidad de instrumentos a instalar.

Tanto los voltímetros como los amperímetros serán de funcionamiento electromagnético y se usarán instrumentos comerciales de 110 voltios y 5 amperios respectivamente.

4.6.12. CUARTO DE MÁQUINAS

Las aguas transportadas llegaran hacia un Cuarto de Máquinas, accionando las turbinas y poder generar la energía. Se dispone de un ambiente para las turbinas, con un dormitorio y un baño para el personal encargado del funcionamiento de los equipos.

CANAL DE RESTITUCIÓN

Permitirán que las aguas turbinadas vuelvan a la quebrada de origen, con el objeto de seguir conservando sus características y evitar en lo posible un Impacto Ambiental negativo.

CAPITULO V: CONCLUSIONES

En la presente tesis se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- La topografía del lugar es ondulada y accidentada de fuerte pendiente, con presencia de vegetación propia de la sierra.
- Se ha determinado que el caudal de diseño de las estructuras de captación y conducción es de 0.065 m³/s y de acuerdo al aforo realizado se determinó una máxima avenida de 1.95 m³/s.
- La demanda eléctrica determinada para un periodo de 20 años , con una potencia de 30 Kw, considerándose un caudal de diseño de

0.065 m³/s y una altura de caída de 48.5 m, para una población beneficiada directa de 729 habitantes entre habitantes.

- Las obras civiles y equipo electromecánico considerados son:
 - Para la bocatoma con un caudal de 1.95 m³/s, consideradas son una Bocatoma ubicado en la cota 3005 msnm con un ancho de quebrada de 8.00 m y longitud de barraje de 6.85 m y muros de encauzamiento de 0.70 m de altura. El desarenador se ha diseñado para un caudal de 0.065 m³/s con una longitud de 5m y ancho de 0.7 m y profundidad de 0.60m. La ventana de captación de 0.55*0.17 m².
 - Cámara de carga de sección cuadrada de 0.51m de lado por 1.00 m de altura.
 - La tubería de Presión que por el material que lo compone, estar formado por dos tramos: Tramo N- 01 de tubería de POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) de 10" de diámetro en una longitud total 95.1 m, que es la que parte desde la cámara de carga a la casa de fuerza, donde hace empale a con una tubería de acero. Y Tramo N- 02 de tubería de acero comercial de 6" de diámetro en longitud total de 108 m., este tramo es muy importante porque es el que soportará la presión final y la entrega a chorros a la paletas de la turbina, pudiendo sufrir deformaciones por lo que es de acero.
 - Casa de Máquinas cuya función es albergar las máquinas de generación eléctrica.
 - La Turbina tipo Pelton con $N_s = 20$. De acuerdo a los cálculos hidráulicos realizados se considera un rotor de 500 mm de diámetro de paso con 01 inyector, desarrollando velocidad nominal 450 RPM.

CAPITULO VI: RECOMENDACIONES

En la presente tesis se considera las siguientes recomendaciones

- Considerar otras estructuras de captación como bocatomas sumergidas por el material de arrastre de la quebrada de la zona de Corongo.
- Ampliar el estudio de mercado eléctrico considerando la cantidad de material de arrastre de las quebradas de la zona.
- Realizar el levantamiento topográfico considerando otras alternativas para ganar más altura y lograr una mayor potencia hidráulica.

- Tener los criterios adecuados para el diseño de las obras hidráulicas considerando las recomendaciones técnicas en las dimensiones de estas.
- Conocer las realidades de los pueblos más alejados para plantear soluciones prácticas para mejorar su situación económica, social y cultural.

CAPÍTULO VII: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Graciela Prado R. ESTUDIO DE SCILING UP EN MICRO CENTRALES HIDROELECTRICAS, LIMA 2006
- Máximo Villón Béjar, HIDRÁULICA DE CANALES, Primera Edición, Costa Rica, Ed. Tecnológica de Costa Rica, 1995.
- Olade, MANUAL DE MINI Y MICROCENTRALES HIDRÁULICAS – UNA GUÍA PARA EL DESARROLLO DE PROYECTOS, Perú.

- Torres Herrera, OBRAS HIDRÁULICAS, Editorial Limusa, Mexico, 1994.
- Tsuguo Nozaki. GUIA PARA LA ELABORACION DE PROYECTOS DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS DESTINADAS A LA ELECTRIFICACION RURAL DEL PERU,1980.
- Vega G. Carlos. CENTRALES ELÉCTRICAS, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1994.

ANEXOS

PLANOS

**CUADRO N° 13:
PROYECCIÓN DE DEMANDA ELÉCTRICA CENTRO POBLADO DE LLOPISH**

Centro poblado: Llopish
 Distrito: Corongo
 Provincia: Corongo
 Departamento: Ancash

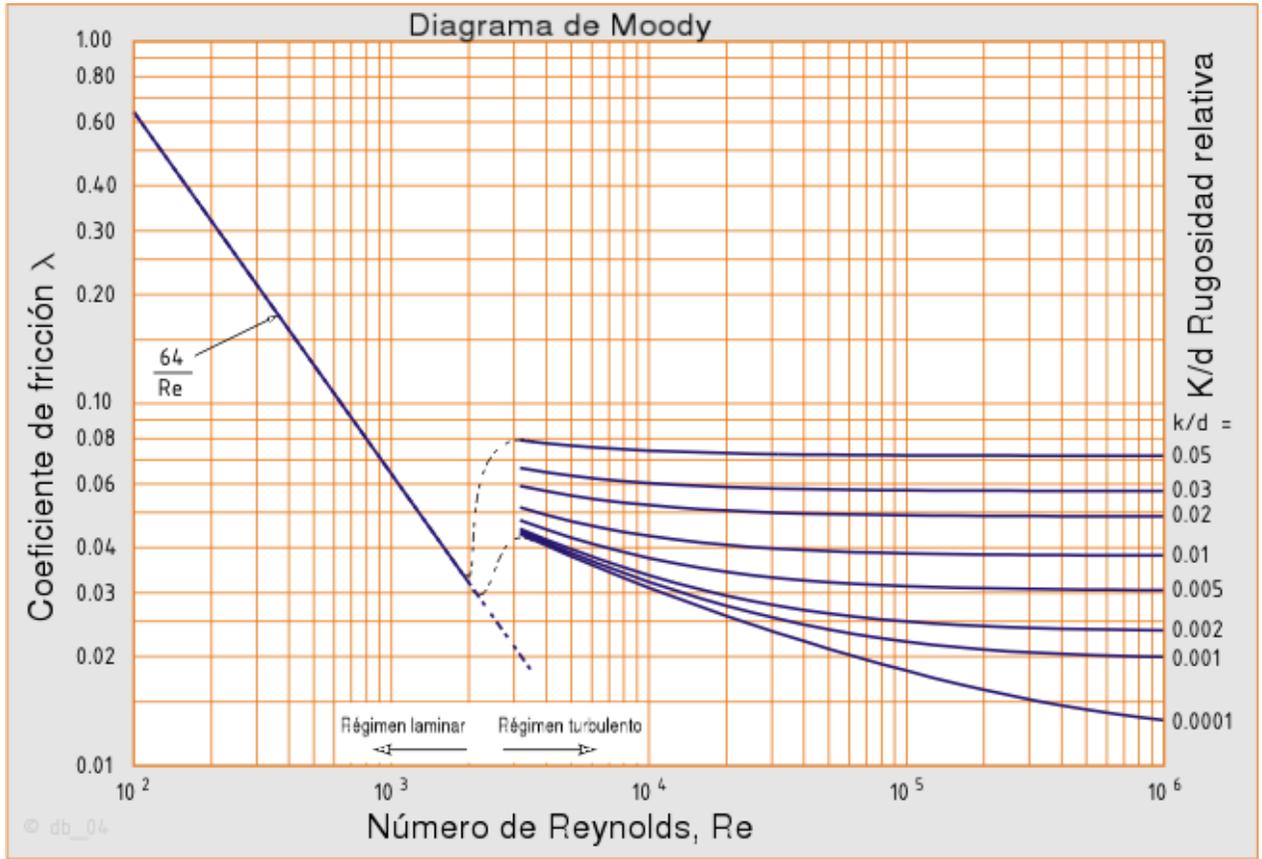
Tasa Crec. Pob.: 2.60%
 Índice Hab/Viv: 6
 Año Proyección: 20

Curva de Energía
 $Y = 88.1418 X^{0.271}$

Factor de Perdida: 20% ~ 15%
 Factor de Carga: 0.25 ~ 0.35

| Año | 2014 | 2015 | 2016 | 2017 | 2018 | 2019 | 2020 | 2021 | 2022 | 2023 | 2024 | 2025 | 2026 | 2027 | 2028 | 2029 | 2030 | 2031 | 2032 | 2033 |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Población | 436 | 447 | 459 | 471 | 483 | 495 | 508 | 522 | 535 | 549 | 563 | 578 | 593 | 608 | 624 | 640 | 657 | 674 | 692 | 710 |
| Nº Viviendas | 73 | 75 | 77 | 79 | 81 | 83 | 85 | 87 | 89 | 92 | 94 | 96 | 99 | 101 | 104 | 107 | 110 | 112 | 115 | 118 |
| C.E | 0.4 | 0.41 | 0.42 | 0.43 | 0.44 | 0.45 | 0.46 | 0.47 | 0.48 | 0.49 | 0.5 | 0.51 | 0.53 | 0.54 | 0.56 | 0.57 | 0.59 | 0.60 | 0.61 | 0.63 |
| Abon. Domest. | 29 | 31 | 32 | 34 | 36 | 37 | 39 | 41 | 43 | 45 | 47 | 49 | 52 | 55 | 58 | 61 | 65 | 67 | 70 | 74 |
| I.A.C. | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | 11.8 | 10.6 | 9.4 | 8.2 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| Abon. comerc. | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 5 | 5 | 7 | 7 | 7 | 8 | 8 | 9 | 9 | 10 | 10 | 11 |
| CUDAP (Kwh) | 220.11 | 223.10 | 226.18 | 229.23 | 233.28 | 235.24 | 238.32 | 241.49 | 244.50 | 247.61 | 250.68 | 253.84 | 258.29 | 261.37 | 265.84 | 268.96 | 273.43 | 276.60 | 279.84 | 283.70 |
| CDAP (Mwh) | 6.40 | 6.81 | 7.27 | 7.74 | 8.40 | 8.73 | 9.28 | 9.87 | 10.46 | 11.10 | 11.76 | 12.47 | 13.53 | 14.30 | 15.48 | 16.35 | 17.67 | 18.64 | 19.69 | 20.99 |
| I.C.C | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| CUC (Kwh) | 176.09 | 178.48 | 180.95 | 183.39 | 186.62 | 188.19 | 190.65 | 193.19 | 195.60 | 198.08 | 200.54 | 203.07 | 206.63 | 209.10 | 212.67 | 215.17 | 218.75 | 221.28 | 223.87 | 226.96 |
| C.C (Mwh) | 0.352 | 0.357 | 0.362 | 0.550 | 0.560 | 0.565 | 0.572 | 0.773 | 0.978 | 0.990 | 1.404 | 1.421 | 1.446 | 1.673 | 1.701 | 1.937 | 1.969 | 2.213 | 2.239 | 2.497 |
| k | 1.2 | 1.198 | 1.195 | 1.193 | 1.19 | 1.188 | 1.185 | 1.183 | 1.18 | 1.178 | 1.175 | 1.173 | 1.17 | 1.168 | 1.165 | 1.163 | 1.16 | 1.158 | 1.155 | 1.153 |
| CDAP+CC (Kwh) | 6.750 | 7.171 | 7.629 | 8.288 | 8.958 | 9.298 | 9.854 | 10.647 | 11.443 | 12.092 | 13.165 | 13.892 | 14.976 | 15.975 | 17.184 | 18.289 | 19.634 | 20.855 | 21.926 | 23.491 |
| CI (Mwh) | 0.675 | 0.717 | 0.763 | 0.829 | 0.896 | 0.930 | 0.985 | 1.065 | 1.144 | 1.209 | 1.316 | 1.389 | 1.498 | 1.598 | 1.718 | 1.829 | 1.963 | 2.086 | 2.193 | 2.349 |
| Cesp. (Mwh) | 0.203 | 0.215 | 0.229 | 0.249 | 0.269 | 0.279 | 0.296 | 0.319 | 0.343 | 0.363 | 0.395 | 0.417 | 0.449 | 0.479 | 0.516 | 0.549 | 0.589 | 0.626 | 0.658 | 0.705 |
| CT (Mwh) | 9.15 | 9.71 | 10.30 | 11.17 | 12.05 | 12.48 | 13.19 | 14.23 | 15.26 | 16.10 | 17.48 | 18.41 | 19.80 | 21.08 | 22.62 | 24.04 | 25.74 | 27.29 | 28.62 | 30.61 |
| f.c. | 0.25 | 0.255 | 0.26 | 0.265 | 0.27 | 0.275 | 0.28 | 0.285 | 0.29 | 0.295 | 0.3 | 0.305 | 0.31 | 0.315 | 0.32 | 0.325 | 0.33 | 0.35 | 0.34 | 0.345 |
| MD (Mwh) | 4.18 | 4.35 | 4.52 | 4.81 | 5.09 | 5.18 | 5.38 | 5.70 | 6.01 | 6.23 | 6.65 | 6.89 | 7.29 | 7.64 | 8.07 | 8.44 | 8.90 | 8.90 | 9.61 | 10.13 |

| |
|-------------|
| 2034 |
| 729 |
| 122 |
| 0.64 |
| 78 |
| 7 |
| 11 |
| 287.55 |
| 22.36 |
| 0.8 |
| 230.04 |
| 2.530 |
| 1.15 |
| 24.890 |
| 2.489 |
| 0.747 |
| 32.34 |
| 0.35 |
| 10.55 |



lente montado en un eje central. Para operar este tipo de válvulas se requiere de poca fuerza, ya que la presión de contra corriente en cada mitad del disco está prácticamente balanceada. Debido a su

diseño, una válvula de mariposa puede ser cerrada con facilidad. Es importante que sea cerrada lentamente, a fin de originar un golpe de ariete en la tubería (fig. 3.36).

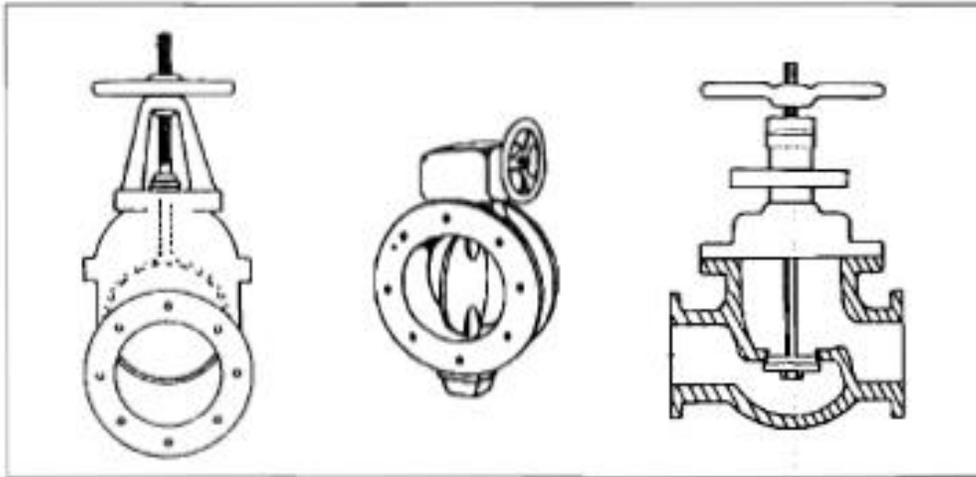


Fig. 3.36: Válvulas de mariposa con diferentes mecanismos de apertura y cierre.

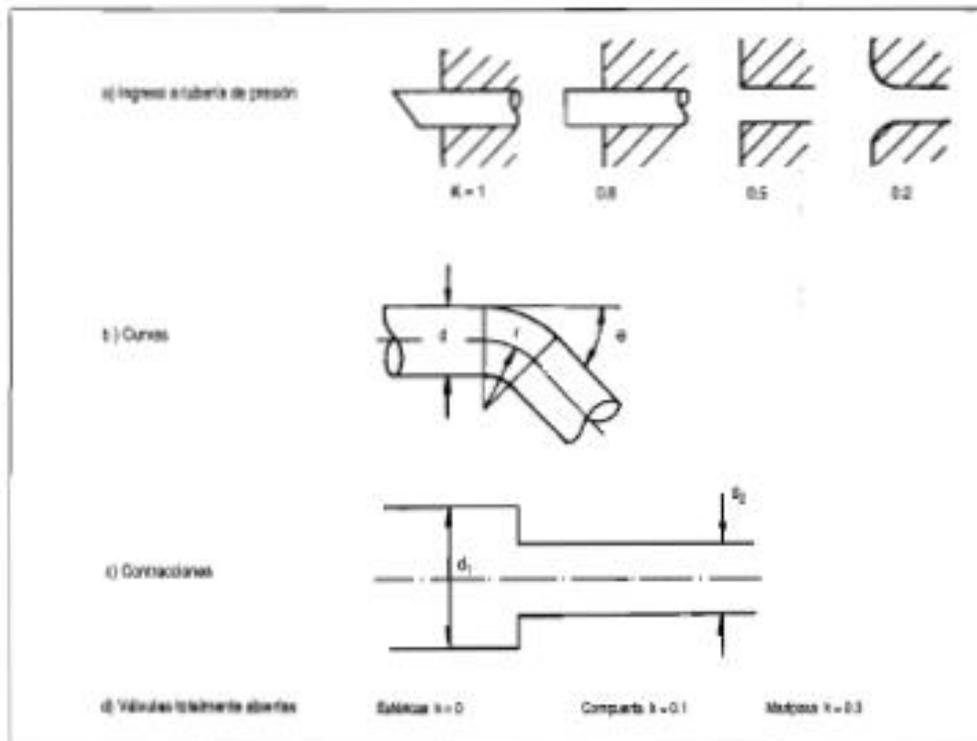


Fig. 3.37: Pérdidas debido a turbulencias.

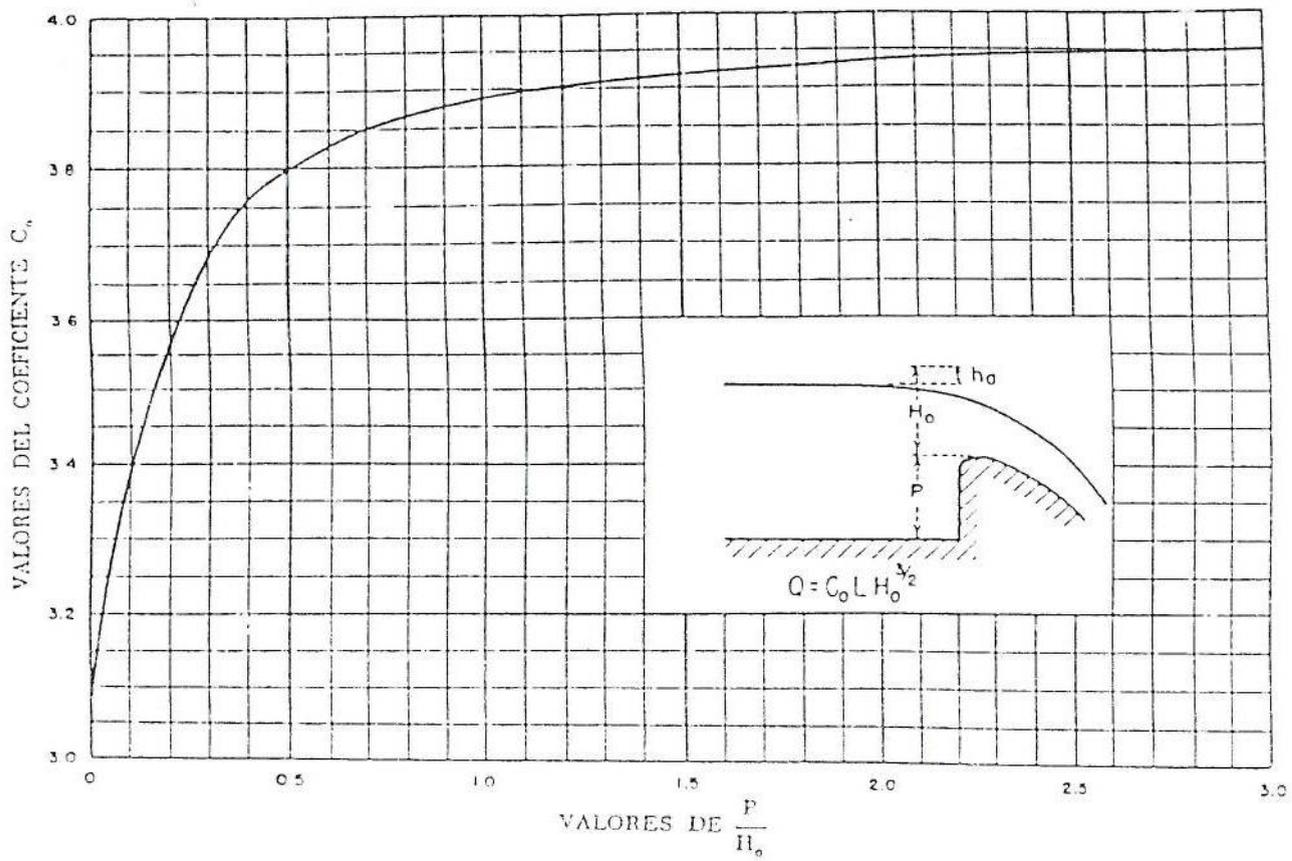


FIG. 189. Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

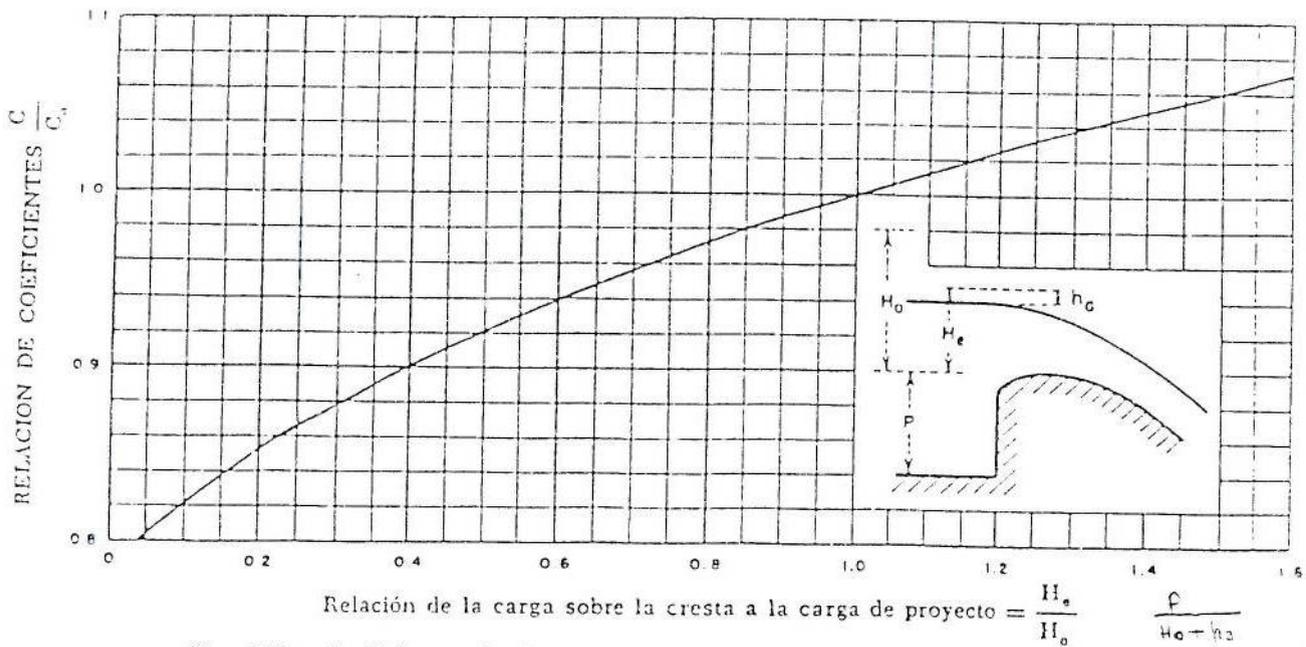
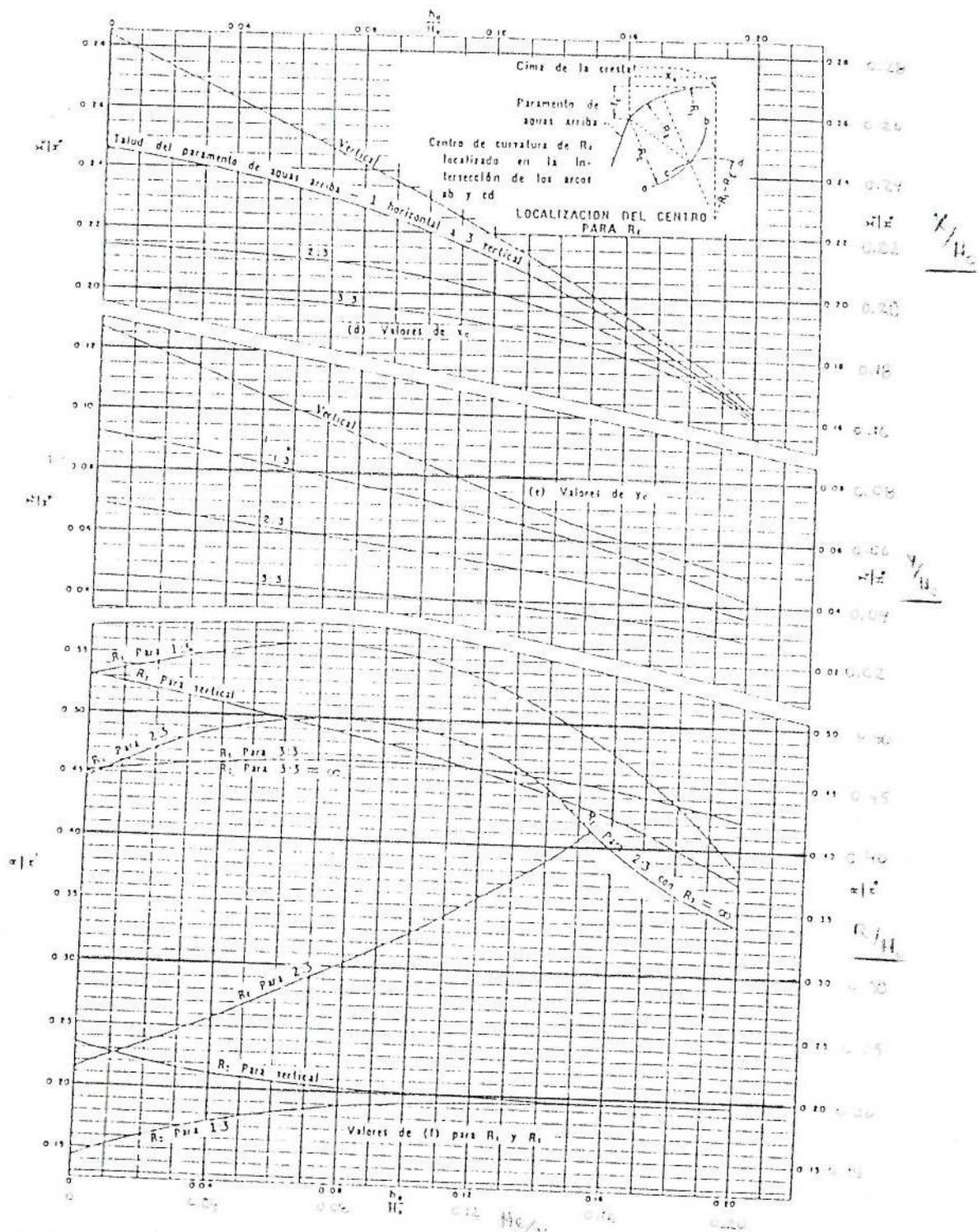


FIG. 190. Coeficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto



Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora. (Hoja 2 de 2)