



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

DISEÑO DE UNA MICROCENTRAL EN EL LAGO LLANQUIHUE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

BRICE FLORAN SAUVAGE

PROFESOR GUÍA:

RODOLFO BENNEWITZ BASTIAN

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

XIMENA VARGAS MESA

HORACIO MERY MERY

SANTIAGO DE CHILE

2008

Resumen

En todo Chile, la demanda eléctrica sigue aumentando más rápido que la oferta y ocurre a menudo que las empresas distribuidoras de electricidad no pueden abastecer con certeza los consumidores.

Para garantizar el abastecimiento eléctrico de un edificio turístico, durante la hora de punta en la temporada de verano, en la región del Lago Llanquihue, se propone diseñar una mini central hidroeléctrica de aproximadamente 7.5kVA. Haciendo uso de muchas fuentes de aguas, esencialmente subterráneas, que confluyen hacia una zona de acopio y con una tubería de conducción que lleva el agua hasta la zona del generador, se propone aprovechar una caída de agua de aproximadamente 30 metros para un caudal de 34 litros por segundo.

Los objetivos de esta memoria fueron: diseñar el estanque de almacenamiento de agua, la tubería forzada hacia la casa de máquina, la turbina generadora y la casa de máquina. Con tal finalidad, se elaboraron los cálculos hidráulicos relevantes, los planos de las obras, y se determinaron los materiales, así como los métodos de construcción que se van a aplicar a lo largo del proyecto y los cálculos económicos.

La metodología contempló una salida al terreno al sitio de construcción donde se tomaron unas muestras del terreno para luego realizar un análisis preciso de su composición. Después de conseguir los datos topográficos e hidrológicos de la zona, se diseñaron las obras principales (embalse, tubería, casa de máquina, turbina) según un procedimiento normalizado. Con los cálculos hidráulicos necesarios y el diseño elaborado, se realizaron los planos de obras junto con el estudio económico.

Agradecimientos

A la beca *Bourse à la Mobilité Etudiante* de la Région Rhône Alpes que financió mi intercambio con la Universidad de Chile.

A William Young y sin los cuales este intercambio nunca hubiera sido posible.

A Catherine Plaut, Elias Tefarikis, y Raimundo Undurraga por su ayuda y los buenos momentos que pasamos en la mansión de Pocuro.

A Daniela Abarca por su buen humor cotidiano y su sonrisa matinal.

A Rodolfo Benewitz que ha sido un profesor guía siempre dispuesto, conciliador y profesional conmigo. Su experiencia y conocimientos me impresionaron y me motivaron para seguir su ejemplo.

A Ximena Vargas por su simpatía y sus consejos.

A Horacion Mery por sus alientos y disponibilidad.

A Ramón Verdugo por su ayuda en la concepción de la presa y su disponibilidad.

A mi familia que a 11.300 km de Santiago, me mandó apoyo y amor sin restricción.

A Emilio Aqueveque, Jorge Serey, Hernán Castro, Camilo Gatica, Carlos Cruz, Francisco Martínez, Pancho Aguilera, Víctor Cruz, Fernanda Baladrón, Pablo Mendoza, Maria José Moyano y Maria Cristina Contreras y todos los que olvido con quienes pasé dos años estupendos en esta larga y angosta faja de tierra.

ÍNDICE GENERAL

1. Introducción.....	10
1.1. Generalidades	10
1.2. Objetivos	11
1.2.1. Objetivos Generales	11
1.2.2. Objetivos específicos.....	11
2. Discusión Bibliográfica.....	12
2.1. Antecedentes de diseño	12
2.1.1. Definición de una microcentral.....	13
2.1.2. Situación actual del desarrollo micro-hidroeléctrico.....	13
2.2. Verificación y ajuste con estudio de terreno	14
2.3. Determinación del caudal.....	14
2.4. Obras Civiles	15
2.4.1. Estanque de regulación.....	15
2.4.2. Tubería Forzada	15
2.4.3. Turbina y casa de máquina	15
2.4.4. Regulación eléctrica	15
2.4.5. Recopilación general de información de diseño	16
2.5. Cálculos hidráulicos.....	16
3. Antecedentes del área del proyecto	17
3.1. Localización del proyecto.....	17
3.2. Características generales del sector del proyecto	19
3.2.1. Clima	19
3.2.2. Régimen hidrológico	20
3.2.3. Rutas de acceso	20
3.2.4. Medios de comunicación	20
3.3. Antecedentes básicos del terreno del proyecto.....	21
3.3.1. Relieve y Morfología de la zona	21
3.3.2. Geología y geotecnia del área de la zona del Lago Llanquihue.....	21
3.3.3. Depósitos sedimentarios de la zona de construcción	22
3.3.4. Tipos de Suelos superficiales.....	23
3.3.5. Muestras de terreno	24
3.3.6. Existencia de Fallas	25
3.3.7. Estabilidad y riesgo de deslizamientos.....	25
3.3.8. Volcanismo y Sismicidad	26
3.4. Aspectos hidrológicos	27
3.4.1. Generalidades y mapa.....	27
3.4.2. Hidrología de la zona.....	28
3.4.3. Determinación de la curvas de duración anual	29
3.4.3.1. Tamaño de las cuencas alrededores.....	29
3.4.3.2. Tamaño de la cuenca de interés.....	30
3.4.3.3. Curvas de duración anual.....	31

3.4.4.	Caudal de restitución y densidad lineal de potencia	32
3.5.	Gestión del embalse	33
3.5.1.	Funcionamiento de la turbina.....	33
3.5.2.	Operación del embalse.....	33
3.6.	Daños previsibles durante la construcción y la operación del proyecto	35
3.6.1.	Efectos ambientales y medidas de mitigación apropiadas.....	35
3.6.1.1.	Generación de polvos durante excavación y desbaste.....	35
3.6.1.2.	Contaminación por generación de residuos durante la construcción	35
3.6.2.	Alteración del drenaje superficial. Erosión y sedimentación ocasional causada por precipitaciones intensas	35
3.6.3.	Alteración de la Calidad del Agua	36
3.6.3.1.	Impactos debido a los residuos provenientes del desbroce y limpieza.....	36
3.6.3.2.	Tala de árboles y vegetación natural existente.....	36
3.6.4.	Efectos Ambientales que deben controlarse en la Operación y Mantenimiento de las MCH.....	37
3.6.4.1.	Alteración del ecosistema acuático.....	37
3.6.4.2.	Riesgo de daños a personas y bienes	37
4.	Diseño de las Obras Civiles	38
4.1.	Presa de tierra	38
4.1.1.	Generalidades.....	39
	• Clasificación según el uso	39
	• Clasificación según su proyecto hidráulico.....	39
	• Clasificación según los materiales	39
4.1.2.	Cimentación de limo y arcilla	40
4.1.3.	Diseño de la presa	41
4.1.4.	Paramento de aguas arriba	43
4.1.5.	Filtros y drenes.....	44
4.1.5.1.	Dispositivos de drenaje	44
4.1.6.	Utilización de geotextiles como filtros o drenes	45
4.1.7.	Diseños factibles	47
4.1.8.	Estabilidad de las alternativas	51
4.1.8.1.	Características geotécnicas.....	51
4.1.8.2.	Determinación de las filtraciones con GeoSeep 2004	52
4.1.8.3.	Coefficientes de seguridad obtenidos con GeoSlope 2007	53
4.1.8.4.	Conclusión.....	54
4.1.9.	Derivación de las corrientes durante la construcción.....	54
4.1.10.	Evacuador de crecida.....	54
4.2.	Tubería Forzada	56
4.2.1.	Función de la tubería forzada.....	56
4.2.2.	Materiales empleados	56
4.2.3.	Diámetro óptimo interior de la tubería	57
4.2.4.	Diámetro exterior	58
4.2.5.	Características de diseño de la tubería.....	59
4.2.6.	Unión de las tuberías	59
4.2.7.	Pérdidas de carga.....	60
4.2.8.	Perdidas friccionales.....	60
4.2.9.	Pérdidas singulares	61

4.2.10.	Enterrado de la Tubería forzada.....	63
4.2.10.1.	Excavación de la zanja.....	63
4.2.10.2.	Colocación y Relleno.....	63
4.2.11.	Cruce del camino A Los Bajos	65
4.2.11.1.	Material	65
4.2.11.2.	Excavación de Zanjas y preparación de la fundación.....	66
4.2.11.3.	Instalación de ductos.....	66
4.2.11.4.	Relleno Estructural	67
4.2.11.5.	Protección de Tuberías Colocadas.....	67
4.2.12.	Sobrepresiones debidas a los cambios de dirección.....	68
4.2.13.	Sobrepresiones debidas al golpe de ariete	69
4.2.13.1.	Generalidades	69
4.2.13.2.	Cálculo general – estimación de Michaud	70
4.2.13.3.	Método de las características.....	71
4.2.13.4.	Limitación del golpe de ariete	72
4.3.	La microcentral o casa de máquina.....	73
4.3.1.	Conversión Hidromecánica.....	73
4.3.2.	La turbina Pelton	75
4.3.2.1.	Principios generales	75
4.3.2.2.	Características operativas.....	77
4.3.3.	Casa de máquina	79
4.3.3.1.	Orientación de la admisión.....	79
4.3.3.2.	Altura de la Casa de máquina.....	79
4.3.3.3.	Elementos de la casa de maquina	80
4.3.4.	Acoplamiento y multiplicación de la velocidad.....	80
4.3.5.	Generación de la electricidad.....	81
4.3.6.	Generación alterna.....	82
5.	Evaluación Económica	85
5.1.	Introducción.....	85
5.2.	Costos Considerados	85
5.3.	Cálculo de los Costos	86
5.4.	Presupuesto del Proyecto.....	90
6.	Conclusión.....	93
	Referencias	94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Zona de Construcción de la futura Presa	10
Figura 3-1: Ubicación del proyecto.....	17
Figura 3-2: Ubicación del proyecto.....	17
Figura 3-3: Antiguo Estanque de Agua	18
Figura 3-4: Excavación Reciente	24
Figura 3-5: Mapa Hidrogeológica – X Región (SERNAGEOMIN, 2004)	27
Figura 3-6: Mapa Geoambiental – Zona Frutillar (SERNAGEOMIN, 2006).....	28
Figura 3-7: Cuencas “izquierda” y “derecha” alrededores del proyecto	29
Figura 3-8: Ubicación de la Cuenca de interés	30
Figura 4-1: Dren Chimenea y de Evacuación	44
Figura 4-2: Dren con Geotextil	45
Figura 4-3: Vista preliminar de la presa de tierra en terreno	46
Figura 4-4: Presa de tierra homogénea Simple	47
Figura 4-5: Presa de tierra homogénea Simple con drenaje interno	48
Figura 4-6: Presa de tierra con excavación adicional.....	49
Figura 4-7: Piscina con Geomembrana	50
Figura 4-8: Filtración Para la Presa de Tierra Homogénea Simple.....	52
Figura 4-9: Filtración para la Presa de Tierra Homogénea Con Drenaje Interno	52
Figura 4-10: Filtración Para la Presa de Tierra con Excavación Adicional	52
Figura 4-11: Estabilidad - Coeficiente de Seguridad = 1.694.....	53
Figura 4-12: Estabilidad - Coeficiente de Seguridad = 1.707.....	53
Figura 4-13: Estabilidad - Coeficiente de Seguridad = 1.649.....	53
Figura 4-14: Vista 3D Vertedero Evacuador (desde Aguas Abajo).....	55
Figura 4-15: Vista 3D Vertedero Evacuador (desde Aguas Arriba)	55
Figura 4-16: Vista general de la Tubería Forzada.....	62
Figura 4-17: Disposición de la Tubería	63
Figura 4-18: Capas del Relleno de la Zanja con Tubería	64
Figura 4-19: Cruce del Camino Principal y de la ruta de acceso al hotel.....	65
Figura 4-20: Zanja después de la excavación	66
Figura 4-21: Instalación de la tubería.....	66
Figura 4-22: Relleno Estructural por capa compactada.....	67
Figura 4-23: Cruce de la Carretera Finalizado.....	67
Figura 4-24: Fuerza ejercida sobre un codo de ángulo α	68
Figura 4-25: Dimensión de la base de Anclaje	69
Figura 4-26: Inyector y Forma de la Proyección en la Pelton	76
Figura 4-27: Posición del Deflector	76
Figura 4-28: Detalle de una Cuchara "Pelton"	77
Figura 4-29: Esquema de la Turbina Pelton Beta P450 (con 2 inyectores).....	78
Figura 4-30: Orientación de la admisión	79
Figura 4-31: Generador Síncrono Monofásico.....	81
Figura 4-32: Generador Trifásico.....	81
Figura 4-33: Tensión en función del Angulo de Giro (un par de polos)	83
Figura 4-34: Conjunto Turbina - Generador entregado por Mantex	84

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1: Resultado de los Ensayos de Campo	25
Tabla 3-2: Clasificación Aproximada de los Suelos	25
Tabla 3-3: Cuenca "Izquierda" y "derecha" (WMS 71)	30
Tabla 3-4: Caudales medio mensuales según la probabilidad de excedencia (l/s)	31
Tabla 3-5: Características hidrológicas generales de la cuenca del proyecto.....	31
Tabla 3-6: Datos de Entrada de Operación del Embalse	34
Tabla 3-7: Operación Anual del Embalse.....	34
Tabla 4-1: Propiedades y aplicaciones de los suelos en obras de ingeniería.....	40
Tabla 4-2 : Ancho mínimo de coronamiento según H y V.....	41
Tabla 4-3: Valores de la revancha en metro	42
Tabla 4-4: Revancha mínima en función de $H^2\sqrt{v}$ en m.....	42
Tabla 4-5: Resumen Presa	43
Tabla 4-6: Espesor del Coronamiento	44
Tabla 4-7: Composición y Características de la Presa de Tierra	51
Tabla 4-8: Característica Freáticas consideradas para el suelo de Arena con Limo.....	51
Tabla 4-9: Característica Freáticas consideradas para la presa de Tierra.....	51
Tabla 4-10: Características HDPE 100 (MRS 10 MPa).....	58
Tabla 4-11: Características Tubería Forzada	59
Tabla 4-12: Pérdidas de Carga en la Tubería.....	61
Tabla 4-13: Pérdidas Singulares - Total	62
Tabla 4-14: Ancho Mínimo del Fondo de la Zanja.....	63
Tabla 4-15: Fuerzas Según X e Y en un Codo.....	68
Tabla 4-16: Sobrepresiones obtenidas con la formula de Michaud	70
Tabla 4-17: Sobrepresiones obtenidas con el método de las características.....	71
Tabla 4-18: Elección de la Turbina	74
Tabla 4-19: Funcionamiento de la Turbina Pelton.....	75
Tabla 4-20: Características Turbina Pelton Beta P450.....	78
Tabla 4-21: Uso habituales de los sistemas de generación.....	82
Tabla 4-22: Características del Generador Entragadas por Mantex.....	84
Tabla 5-1: Costos Movimiento de Tierra.....	85
Tabla 5-2: Costos Tubería HDPE PN-10.....	86
Tabla 5-3: Cotización Equipos Electromecánicos (estimación MANTEX).....	86
Tabla 5-4: Costos Movimiento de Terreno Superficial.....	86
Tabla 5-5: Costo de Construcción de la Presa	87
Tabla 5-6: Costo Excavación Zanja Tubería	87
Tabla 5-7: Compra y colocación de la tubería de HDPE	87
Tabla 5-8: Costos Tubería de Restitución al Lago Llanquihue	88
Tabla 5-9: Costo Canal de evacuación de agua	88
Tabla 5-10: Costo Obras Civiles del Proyecto.....	88
Tabla 5-11: Costo Equipos del Proyecto	88

Tabla 5-12: Costo Total del proyecto.....	89
Tabla 5-13: Bases presupuestarias	90
Tabla 5-14: Características del proyecto	90
Tabla 5-15: Costo por imprevistos	90
Tabla 5-16: Costo Total del Proyecto.....	91
Tabla 5-17: Costo de la potencia.....	91
Tabla 5-18: Costo de la Energía.....	91
Tabla 5-19: Ingresos Actuales.....	92

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1-1: Potencial Hídrico Mundial	12
Gráfico 3-1: Climodiagrama Futrono (Mapa Agroclimático de Chile – 1989	19
Gráfico 3-2: Caudal Medio Mensuales Río Maullín	20
Gráfico 3-3: Curva de Duración anual	32
Gráfico 3-4: Potencia generada en función de las horas del día (verano)	33
Gráfico 4-1: Comparación Costos Totales Según el diámetro de la Tubería Forzada.....	57
Gráfico 4-2: Evaluación de la presión en la salida, la entrada y la mitad de la tubería	71
Gráfico 4-3: Rango de aplicación de las distintas turbinas.....	74
Gráfico 5-1: Repartición de los Costos.....	89

1. Introducción

1.1. Generalidades

Una minicentral o pequeña central hidroeléctrica es el conjunto de instalaciones y otras infraestructuras realizadas con el objetivo de transformar la energía potencial de un curso de agua en energía eléctrica útil cuyo destino, es el autoconsumo en el mismo lugar de producción, o bien, la venta a la red eléctrica comercial con el fin de obtener una ganancia económica (según las limitaciones de la ley eléctrica chilena).

En muchos lugares de Chile donde el acceso continuo y seguro a la electricidad no está garantizado por los proveedores, la idea de disponer de su propia fuente de energía eléctrica es cada día más atractiva.

Desde el punto de vista económico, los proyectos de minicentrales que aprovechan energías renovables son considerados actualmente como un negocio rentable y seguro ya que permiten alcanzar una buena independencia energética, especialmente en las horas de punta. En el proyecto de la mini central Llanquihue, se necesita garantizar el abastecimiento de las instalaciones de turismo de uso preferente en verano, temporada de más consumo en esta zona.

Además, cabe señalar que el sitio de construcción de la futura minicentral (**Figura 1-1**) estuvo ocupado durante más de cincuenta años por una turbina de fabricación artesanal y una laguna de almacenamiento de agua. Todas estas obras no fueron diseñadas con criterios hidráulicos precisos, pero su larga duración de uso demuestra la viabilidad del proyecto.



Figura 3-1: Zona de Construcción de la futura Presa

1.2. *Objetivos*

1.2.1. Objetivos Generales

El informe siguió una forma estandarizada como lo recomendado por Bennewitz durante sus clases de *Proyecto de Centrales Hidroeléctricas* con la finalidad que su presentación sea parecida a la de un trabajo oficial en este tipo de proyecto.

El objetivo general planteado fue el diseño de una mini central para autoabastecimiento eléctrico durante la hora de punta en la temporada de verano y eventualmente negociar la venta de los excedentes.

Sin embargo, existieron ciertas complicaciones: La zona de acopio de agua está en una zona inferior de una ladera y existían deslizamientos que se debían estudiar y contener antes del diseño del embalse. Además la instalación de las tuberías se hace en una zona de pendiente y cruza una carretera. Finalmente, se debió analizar adecuadamente el área de la casa de máquina que está en la ribera del lago (lugar de descarga de las aguas).

1.2.2. Objetivos específicos

Los objetivos específicos abordados fueron:

- Diseño del estanque cuya función principal es regular la producción de electricidad
- Diseño de la tubería forzada hacia la casa de máquina
- Especificación de las características de la turbina generadora y diseño de la casa de máquina
- Elaboración de los cálculos hidráulicos
- Entregar los planos de las obras
- Determinación de los materiales usados así como los métodos de construcción a seguir a lo largo del proyecto.
- Realización de las proyecciones económicas relevantes para calcular la viabilidad de las obras

2. Discusión Bibliográfica

2.1. Antecedentes de diseño

La crisis energética de 1973 y 1979, originada por la brusca subida de los precios del petróleo, propició el desarrollo de los recursos renovables autóctonos, en contraposición a los recursos fósiles, limitados en el espacio y en el tiempo. Más tarde, cuando las predicciones acerca del agotamiento de los recursos fósiles resultaron ser excesivamente pesimistas, la preocupación general por el fenómeno del calentamiento global del planeta, en buena parte debida a las emisiones de CO₂, SO₂, CH₄ y NO_x en los procesos de generación de energía eléctrica con combustibles fósiles, y las incertidumbres planteadas por el futuro de los residuos nucleares, volvieron a poner de relieve las ventajas de generar electricidad con recursos renovables. Esto resulta factible, pues todavía queda un alto potencial hídrico que desarrollar en el mundo (**Gráfico 2-1**)

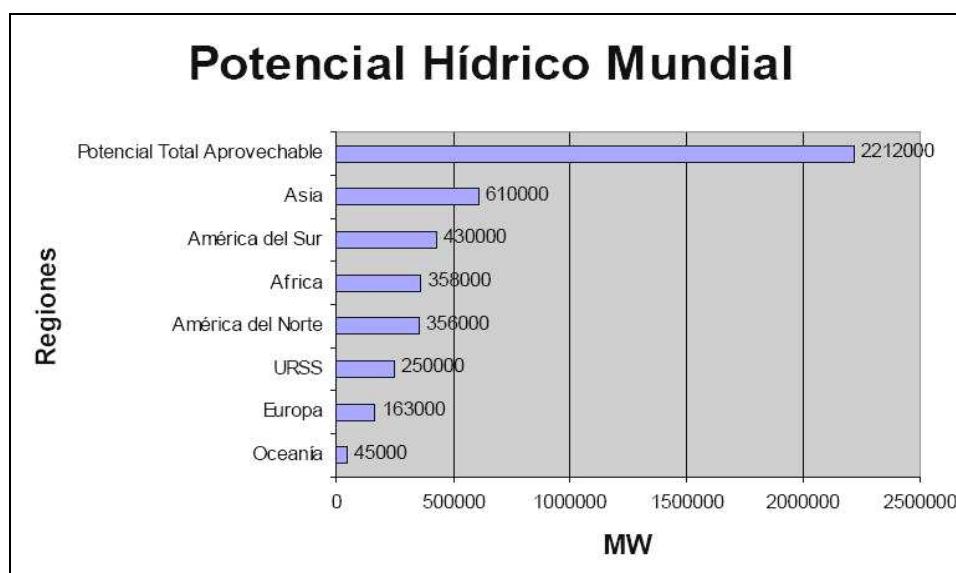


Gráfico 3-1: Potencial Hídrico Mundial

(Muguerza, 1995)

Según *Retsreen® International Canada*, actualmente el 15% del total de la energía eléctrica generada en el mundo es de origen hidroeléctrico. Ahora bien, así como los aprovechamientos hidroeléctricos convencionales, en los que la importancia de la obra civil y la necesaria inundación de grandes áreas para embalsar el agua y crear la necesaria altura de salto, dan lugar a importantes impactos en el entorno, los pequeños aprovechamientos - considerando como tales los de potencia instalada no superior a 10 MW, se integran fácilmente en el ecosistema más sensible si están bien diseñados.

2.1.1. Definición de una microcentral

Según *Penche* (1997), no existe consenso para definir las micros, minis y pequeñas centrales hidroeléctricas. Algunos países europeos consideran "pequeñas" todas las centrales cuya potencia instalada no supera los 10 MW. En otros países el límite parece situarse en los 5 MW (la energía procedente de plantas de mayor tamaño se vende a un precio sensiblemente inferior).

Para *Retsreen® International Canada* (2004), tampoco existen definiciones universales de la «pequeña» hidroeléctrica pero se considera que el término «pequeña central» caracteriza centrales con una potencia instalada de 1MW a 50MW. Se habla más de mini-centrales para proyectos de 100kW a 1MW y de microcentrales cuando la potencia nominal no alcanza los 100kW. Sin embargo, la potencia instalada no puede ser un indicador muy relevante del tamaño de un proyecto: por ejemplo, una "pequeña central" de baja caída no es tan "pequeña" ya que necesita altos caudales de agua y grandes turbinas en comparación con centrales de alta caída.

2.1.2. Situación actual del desarrollo micro-hidroeléctrico

Según *Muguerza* (1995), Los sistemas eléctricos interconectados han resuelto el abastecimiento de los centros urbanos y han penetrado parcialmente en las áreas rurales. Quedan aún grandes áreas geográficas sin servicio eléctrico y la población rural que las habita se encuentra mayoritariamente en situación precaria, con niveles de actividad económica de subsistencia y altos índices de necesidades sociales básicas insatisfechas.

Es decir que existe una relación directa entre las condiciones socioeconómicas de esta población y la ausencia de una demanda que se exprese en términos de mercado para promover su abastecimiento. América Latina, Asia y África concentran esta población sin servicio eléctrico.

De los 6.000 millones de habitantes que poblaban el planeta al finalizar el siglo XX, había 2.000 millones, que no contaban con servicio eléctrico. Hoy en día las proporciones son semejantes, con una leve tendencia a agravarse.

Si ésta es la cruda realidad de fin de siglo, es mas grave aún la perspectiva futura. Para el año 2020 cuando la población mundial se acerque a los 9.000 millones, si los gobiernos no toman acciones para corregir lo que el mercado no resolverá, se estima que la población sin servicio eléctrico crecerá a 4.000 millones.

Estas áreas rurales con pobladores alejados de las redes de distribución, con requerimientos energéticos insatisfechos, constituyen el ámbito principal donde la pequeña hidrogenación eléctrica encuentra su aplicación potencial, en tanto se cuente con recursos hídricos locales suficientes.

En el sitio de Frutillar, donde se desarrolla el proyecto en estudio, la compañía proveedora de electricidad no garantiza el abastecimiento de sus clientes en verano durante las horas de punta. La producción alternativa de corriente durante la temporada de alto consumo constituye una ventaja cierta para la explotación turística del sector, manteniendo un nivel mínimo de servicio para clientes cada vez más exigentes.

2.2. Verificación y ajuste con estudio de terreno

Con las indicaciones del mandante y la información entregada por el SERNAGEOMIN (2005) y el Instituto Geográfico Militar, se revisó la ubicación del proyecto.

Después, el emplazamiento determinado anteriormente fue identificado y evaluado en campo, durante la salida al terreno del 20 de junio 2007. No se encontraron restricciones de importancia que imposibiliten la utilización de dicho emplazamiento (situaciones geológicas, ambientales, afectación de actividades socio económicas, etc.), se realizaron mediciones de desnivel con GPS y se sacaron unas muestras del terreno en varias zonas de excavación.

Estas medidas de terreno han sido revisadas por comparación con la documentación del SERNAGEOMIN y por la visita in situ de un topógrafo.

2.3. Determinación del caudal

Como se trata de afloramiento de aguas subterráneas, no hay mediciones exactas del caudal sino unas estimaciones instantáneas. Durante el desarrollo de la memoria, no se entregaron suficientes mediciones relevantes del caudal disponible a lo largo del año.

Mediante WMS, se estimó el tamaño de la cuenca y se realizó también un cálculo hidrológico de cuenca de interés por comparación con los caudales medio mensuales del río Maullin.

Hasta un conocimiento más preciso de la cantidad de agua disponible, se hizo el diseño de la microcentral con la curva de duración calculada. Como la central solo funcionará durante 9 a 11 horas diarias, la posibilidad de un caudal superior a lo estimado solo tendrá como consecuencia un aumento del tiempo de funcionamiento

2.4. Obras Civiles

2.4.1. Estanque de regulación

Estas instalaciones se dimensionan para resolver situaciones donde la potencia a proveer requiere mayores caudales que los habitualmente disponibles en el arroyo. Para este propósito requieren la construcción de un reservorio de acumulación de volúmenes líquidos para su utilización plena en los horarios de mayor consumo.

El tamaño de estas obras se limita por criterios esencialmente económicos (construcción de la presa) y el mandante esta dispuesto a construir un embalse de regulación estacional (Volumen mínimo de 76.500 m³).

Todos los criterios y métodos de diseño de las presas de tierra son señaladas por *Arthur* (1966) y fueron muy comentados y mejorados en la literatura más reciente como *Alonso* (1998) y el *US Army Corps of Engineers* (2004).

También se comentaron la estabilidad de taludes y las infiltraciones de agua en la presa en los libros anteriores y se reviso el diseño mediante *GeoSlope 2004* según los datos a disposición.

2.4.2. Tubería Forzada

Para el diseño de la tubería forzada se siguieron las recomendaciones de *Muguerza* (1995), y de *Bennewitz* (2006). Se realizaron los cálculos hidráulicos en la tubería mediante los Apuntes de “Esgurrimientos Transitorios” de *Mery* (2006).

2.4.3. Turbina y casa de máquina

La elección y el dimensionamiento de la turbina se hicieron mediante los criterios aplicados por los autores mencionados en el párrafo anterior. También, se utilizó el “Manual de Pequeña Hidráulica” de la *Dirección General de Energía de la comisión de la Comunidades Europeas*. y la documentación entregada por el *Laboratorio de Máquinas Hidráulicas de la Universidad de Comahue* (Argentina).

2.4.4. Regulación eléctrica

La misma documentación mencionada anteriormente describe de manera muy detallada el diseño y la elaboración del sistema de conversión y de regulación eléctrica de la microcentral.

2.4.5. Recopilación general de información de diseño

Hay que mencionar que existe una gran variedad de documentación sobre el tema de las microcentrales, ya sea en Europa, en América del Norte o América del Sur. Todos los libros aquí mencionados están disponibles en la biblioteca de la Universidad de Chile por un parte, y en la Web, en forma de archivo PDF, en consulta gratuita y sin limitación, por otra parte.

Generalmente, la mayor cantidad de los problemas específicos de diseño aparecen al diseñar las obras civiles y necesitan soluciones que se adaptan fácilmente de los antecedentes disponibles en la literatura.

También cabe señalar las herramientas de cálculo entregadas por *RETSscreen® Internacional Canada* (2004), “Analyse de Projet d’Energie Propre” que permiten un dimensionamiento rápido y simplificado de las microcentrales en todo el mundo.

2.5. *Cálculos hidráulicos*

Para los cálculos en régimen transitorio, se refiere a los apuntes sobre este tema de Mery (2007) mientras las pérdidas de carga singulares y friccionales se estiman gracias al software CALCULROUE V10.4, *Mendret* (2007).

3. Antecedentes del área del proyecto

3.1. Localización del proyecto

El proyecto se ubica en la zona de Frutillar (X Región) en las costas del lago Llanquihue (**Figuras 3-1 y 3-2**). Las coordenadas del proyecto son: Sur $41^{\circ} 06'$ y Oeste $73^{\circ} 00'$.

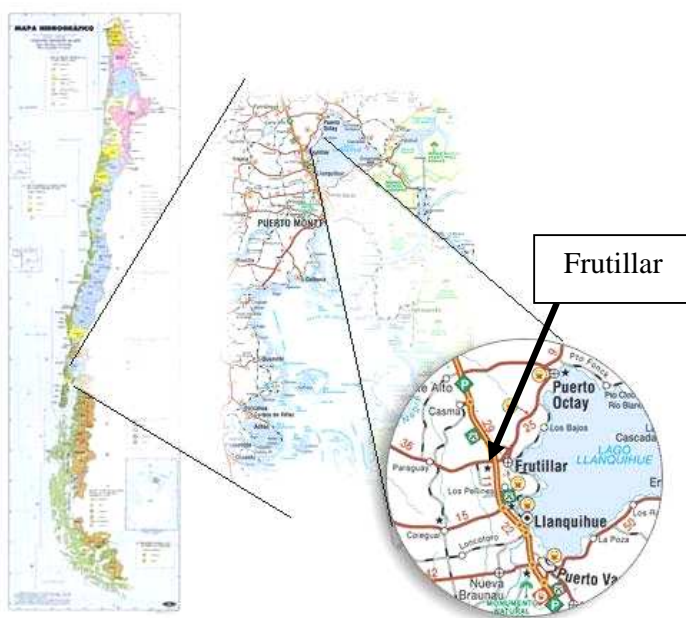


Figura 3-1: Ubicación del proyecto



Figura 3-2: Ubicación del proyecto

Se quiere desarrollar el potencial hidroeléctrico para la instalación turística Lagune Club, tres kilómetros al norte de Frutillar Bajo, sobre las riberas del lago Llanquihue. La dirección oficial es “Lagune Club Camino a los Bajos 3km”.

El antiguo estanque de agua (**Figura 3-3**) no asumirá su función anterior en este nuevo proyecto.



Figura 3-3: Antigo Estanque de Agua

3.2. Características generales del sector del proyecto

3.2.1. Clima

Las precipitaciones son producidas por frecuentes sistemas frontales que cruzan la zona, los que a su vez producen abundante nubosidad y poca cantidad de días despejados.

En el caso de Frutillar, ciudad ubicada a orillas del lago Llanquihue, se presenta un clima del tipo marino cálido, el cual se caracteriza por tener un periodo libre de heladas de siete meses, considerablemente mayor comparado con otras áreas cercanas como Osorno.

El microclima que se forma en la ribera de los lagos permite que existan temperaturas que en promedio son mayores que las que se alcanzan en sectores ubicados más hacia el interior. Así, el régimen térmico de este sitio se caracteriza por presentar una temperatura media anual de 13,9°C, con una media máxima del mes más cálido (Enero) de 21,2°C y una mínima media del mes más frío (Agosto) de 7,7°C. Esta última considerablemente mayor que la encontrada en las áreas agroclimáticas restantes, demostrando la menor severidad del periodo frío en esta región. La suma anual de temperaturas, base 10°C, es de 1.456 grados-días, la mayor de todas la X Región.

El régimen hídrico se caracteriza por una precipitación media anual de 1.641 mm, siendo Julio el mes más lluvioso con 287 mm. La evaporación de bandeja se estima en 600 mm anuales (**Gráfico 3-1**).

Los datos hidrológicos generales fueron obtenidos de la estación Futrono, ubicada en la ribera del lago Ranco. En este sitio se presenta el mismo comportamiento climático dada la influencia regional moderadora de este lago. Por esta razón los datos se consideran válidos para el área de interés.

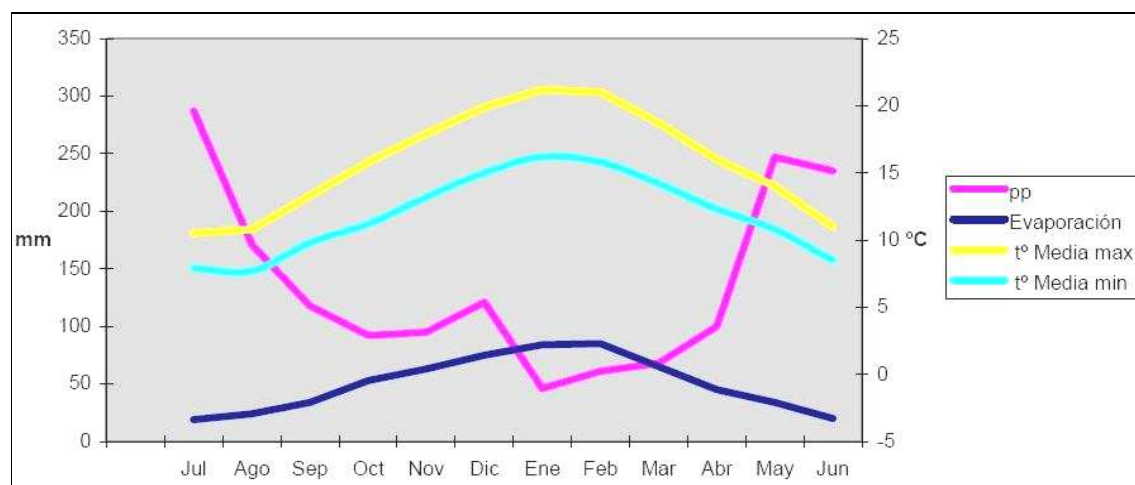


Gráfico 3-1: Climodiagrama Futrono (Mapa Agroclimático de Chile – 1989)

3.2.2. Régimen hidrológico

Dadas las pequeñas dimensiones de la cuenca de interés, no se tienen datos estadísticos del cauce sino una estimación del caudal mínimo ($Q_{\min} = 3 \text{ l/s}$ según el mandante del proyecto). Por comparación y para tener una idea de la forma de las estadísticas, se indica a continuación el régimen hidrológico del río Maullín en su nacimiento, en la ciudad de Llanquihue (**Gráfico 3-2**).

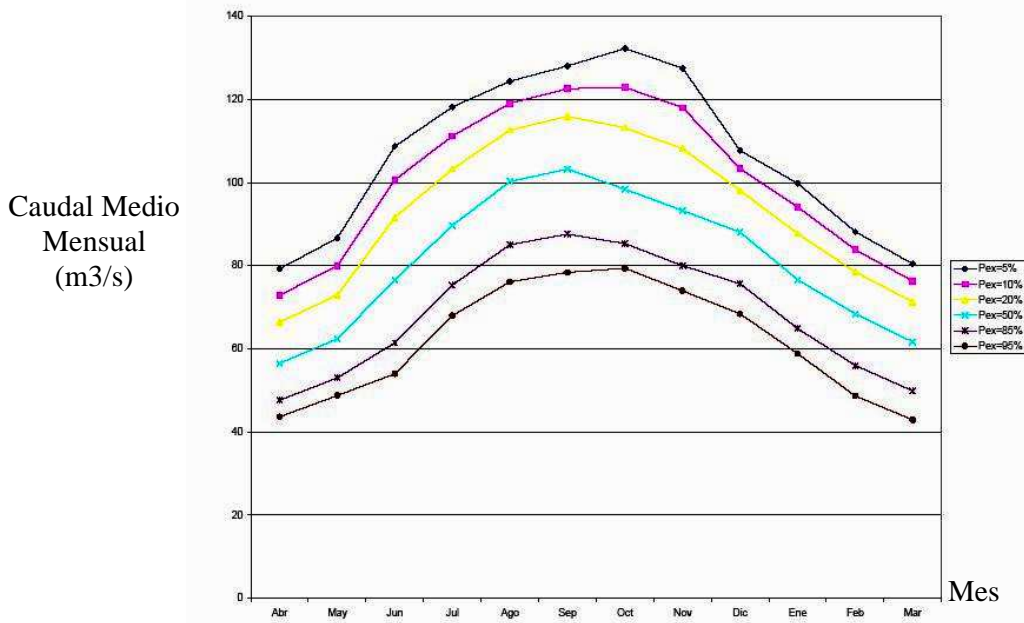


Gráfico 3-2: Caudal Medio Mensuales Río Maullín

3.2.3. Rutas de acceso

El proyecto se ubica en la carretera que une Frutillar a Puerto Octay por la Costa del lago Llanquihue. Se trata de un camino no pavimentado pero que permite el tránsito de todo tipo de vehículo (Camino a los Bajos).

3.2.4. Medios de comunicación

La zona de interés cuenta con todos los medios de comunicación modernos accesibles en la zona de Frutillar (Teléfono fijo y Celular, Internet, Radio...).

3.3. Antecedentes básicos del terreno del proyecto

3.3.1. Relieve y Morfología de la zona

La zona estudiada se ubica en la X Región de los Lagos que cubre una superficie de aproximadamente 2400 km² entre los paralelos 41°00 y 41°30S y los meridianos 73°15 y 72°45W.

El relieve de la zona se caracteriza por suaves lomajes con altura entre 100 y 200 m.s.n.m, que enmarcan un paisaje lacustre, junto a ríos tranquilos y caudalosos. El lago Llanquihue ocupa alrededor de 25% de la superficie de la región y al este y sur del mismo, se ubican los volcanes Osorno y Calbuco, respectivamente.

3.3.2. Geología y geotecnia del área de la zona del Lago Llanquihue

Las características geológicas de la zona aledaña al lago Llanquihue se deben principalmente a la interacción de fenómenos volcánicos y procesos glaciales y tectónicos ocurridos durante el periodo geológico más reciente, el Cuaternario, que abarca aproximadamente los últimos dos millones de años (*SERNAGEOMIN*, 2000). Los depósitos resultantes de estos fenómenos (sedimentos glacifluviales y morrenicos, depósitos piroclásticos y laháricos alcanzan un espesor de 1000 m en el subsuelo de Puerto Montt). Dentro de la zona, las unidades de mayor extensión corresponden a sedimentos glaciales que se depositaron durante el Pleistoceno medio a superior (parte más reciente del Cuaternario, entre 10.000 y 350.000 años atrás) en las cuencas del Lago Llanquihue y el seno de Reloncaví. Los depósitos son de tipos morrénicos y glacifluviales acumulados durante las tres glaciaciones (glaciaciones Llanquihue, Santa María y Llico), que afectaron el sector cercano al Lago Llanquihue.

Mediciones de la data de estos depósitos morrénicos indican que los últimos avances de la glaciación que los originó se ubican dentro del rango de datación del método del radiocarbono y su último retroceso comenzó hace aproximadamente 13.900 años atrás. Posteriormente, y hasta la época actual, solo se registra acumulación de sedimentos fluviales y litorales.

3.3.3. Depósitos sedimentarios de la zona de construcción

Según la información entregada por el SERNAGEOMIN, en la zona construcción de la presa y de disposición de la tubería forzada, se distinguen dos grandes tipos de suelos: los morrénicos y depósitos glaciales Plm1 (Pleistoceno Superior, Glaciación Llanquihue) y los depósitos glaciofluviales Plgf1. Estos suelos componene la capa debajo de los suelos superficiales.

Los morrénicos y depositos glaciales Plm1: Mercer (SERNAGEOMIN, 2004) fue el primero en mapear, datar y designar con el nombre “Drift Llanquihue” a los depósitos glaciales de la Glaciación Llanquihue alrededor del lago homónimo. Las morrenas se componen de limos glaciales (till), manifestando una estructura masiva y sin estratificación. La matriz en su mayoría se compone de limos y arenas. Esta unidad esta muy compactada y dura en su conjunto e indica depositación directamente desde el hielo glacial.

Los glaciofluviales Plgf1: Comprenden gravas y ripios moderadamente a bien seleccionados, subredondeados a redondeados en forma, que componen facies clastosoportadas con bajo porcentaje **de matriz arenosa**, y en sectores se reconocen hasta 20 m de espesor. Lejos de las morrenas manifiestan buena estratificación plana. Estas disposiciones representan flujos de agua con alta variabilidad en los cuales el drenaje es muy dinámico y caracterizado por canales migrando rápidamente, como aquellos de ambientes glaciofluviales actuales.

En la zona de construcción de la presa, frente a morrenas de la Glaciación Llanquihue en la planicie de la glaciofluviales existen lomas paralelas a los cordones morrenicos, pero que se componen solamente de depósitos glaciofluviales plegados. Su origen se atribuye a un avance rápido de un lóbulo de hielo que plegó una superficie de glaciofluviales, que podrían haber estado congelados.

3.3.4. Tipos de Suelos superficiales

Según estudio de Chile Ambiente Corporación (2005), los suelos superficiales de la zona de estudio son principalmente suelos formados bajo condiciones de clima lluvioso con abundante vegetación. Su color oscuro se debe a la abundante materia orgánica de su horizonte superficial.

Estos suelos han evolucionado sobre sedimentos fluviovolcánicos. Según Subiabre y Morales (1994), existen cerca de Frutillar suelos Trumaos y Ñadis. A continuación se detallan algunas de sus características:

- **Suelos Trumaos**

Son suelos formados sobre sedimentos volcánicos recientes. Ocupan alrededor de 62% de todos los suelos volcánicos del sur de Chile. Presentan alta porosidad, densidad aparentes bajas (0.6 – 0.9 g/cm³), gran capacidad de retención de agua, alto contenido de limo (50 – 60%), porcentaje de arcilla hasta un 40%, con mucho material orgánico, horizonte cámbrica de color pardo amarillento y actividad biológica generalmente intensa. El espesor común alcanza 1.0 – 1.5 m.

- **Suelos Ñadis**

Al igual que los anteriores, los Ñadis están formados sobre sedimentos volcánicos recientes. Ocupan las partes bajas del relieve, como las planicies fluvio-glaciales y se caracterizan por un drenaje pobre, con procesos hidromórficos. Posee características físico químicas similares a los Trumaos, lo que los diferencia es el mayor contenido de materia orgánica de los Ñadis. Este tipo de suelo tiene un espesor de menos de 1 m. Debido a su dinámica hídrica y las costras de fierrillo (que impide las infiltraciones de agua en forma eficiente) en el subsuelo, son suelos de limitado valor para muchas plantas y para el uso agrícola.

Estos suelos superficiales, no aptos para la construcción de la presa, **deberán ser removidos** antes de empezar la construcción.

3.3.5. Muestras de terreno

Por razones económicas y de tiempo, no fue posible realizar sondajes profesionales en la zona de estudio. Sin embargo, durante la salida del terreno, se observó que existían zonas de excavaciones recientes donde se podía apreciar la estructura del suelo desde los 1 a 2 primeros metros de profundidad (**Figura 3-5**).



Figura 3-4: Excavación Reciente

Se realizaron tres series de recolección de tierra bajo la capa superficial y la evaluación cualitativa de las muestras da una buena correlación con lo que aparece en los mapas del SERNAGEOMIN. Se está en presencia de arcilla dura o firme con porcentaje variable de arena, preconsolidadas por carga de hielo. Este tipo de terrenos morrénicos y depósitos glaciales son aptos para las fundaciones de una pequeña presa y actúan como una capa impermeable que limita las infiltraciones de agua.

A continuación aparece la clasificación del suelo según lo que aparece en “Diseño de Presas Pequeñas” como la “clasificación de campo”.

A primera vista, el suelo es muy fino, de tipo arena con finos limosos, pero luego de aplicar los procedimientos de identificación para suelos finos o fracciones de grano fino, relativos a:

- Dilatancia (reacción a la concusión)
- Resistencia del material seco
- Tenacidad (consistencia cerca del limite plástico)

Según la clasificación aproximada de suelos en campos, se está en el caso de suelos de partículas finas de limo y arenas muy finas, o arena fina limosa, de denominación ML (Tablas 3-1 y 3-2).

Muestra	Profundidad	Dilatancia	Resistencia	Tenacidad	Olor
1	> 1 m	Rápida	Nula	Nula	Ninguno
2	> 0.85 m	Rápida	Nula	Nula	Ninguno
3	> 0.80 m	Media	Nula	Nula	Ninguno

Tabla 3-1: Resultado de los Ensayos de Campo

	Identificación de la fracción que pasa la malla N°40 (0,425 mm)				
	Dilatancia	Tenacidad	Resistencia en estado seco		
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material son partículas menores que el tamaño mínimo que se puede observar a simple vista (4)	Rápida	Nula	Nula	ML	Limo y arena muy fina, polvo de roca, arena fina limosa.
	Lenta	media	nula	MH	Limo de alta compresibilidad, limo micáceo o diatomáceo.
	Lenta a nula	Media	Media	CL	Arcilla de baja o mediana compresibilidad, arcilla con grava, arcilla arenosa.
	Nula	Alta	Alta	CH	Arcilla de alta compresibilidad.
	Rápida	Media	Media	OL	Limo orgánico de baja compresibilidad.
	Rápida a lenta	Media	Media	OH	Limo orgánico de alta compresibilidad.

Tabla 3-2: Clasificación Aproximada de los Suelos

3.3.6. Existencia de Fallas

Con la información disponible, no se notó la presencia de fallas relevantes que podrían complicar la realización del proyecto. Sin embargo, al construir las obras civiles (presa de tierra), no se excluye la posibilidad de encontrar fallas menores.

3.3.7. Estabilidad y riesgo de deslizamientos

La zona cercana al Lago, con pendientes fuertes y laderas inestables presenta un riesgo reconocido de deslizamiento (peligro geológico). A priori, sólo se proyecta la construcción de la tubería forzada en esta zona y el riesgo podría considerarse despreciable. Sin embargo, se recomienda mantener la capa de vegetación y reforestar las laderas excavadas artificialmente.

3.3.8. Volcanismo y Sismicidad

La acción volcánica se manifestó antes, durante y después de las glaciaciones mediante su acción constructiva y de eyección de lava, distinguiéndose dos tipos de actividad: volcanismo fisural, pre e interglaciar y volcanismo central, generalmente postglacial. El volcán Osorno y el Calbuco, en tanto, habrían comenzado su actividad durante el último periodo interglacial. Los depósitos relacionados con esta actividad se encuentran mayormente en la zona oriental del Lago Llanquihue y no influyen sobre en desarrollo del proyecto de la micro central.

3.4. Aspectos hidrológicos

3.4.1. Generalidades y mapa

Los estudios realizados por el SERNAGEOMIN han sido publicados en forma de Carta Geológica de Chile, Serie Geología Ambiental (**Figura 3-5**). Estos estudios incluyen cartografía (escala 1:100.000) sobre recursos de agua subterránea (o hidrogeológicos) y vulnerabilidad de acuíferos. Presentan las principales características hidrogeológicas de las áreas estudiadas.

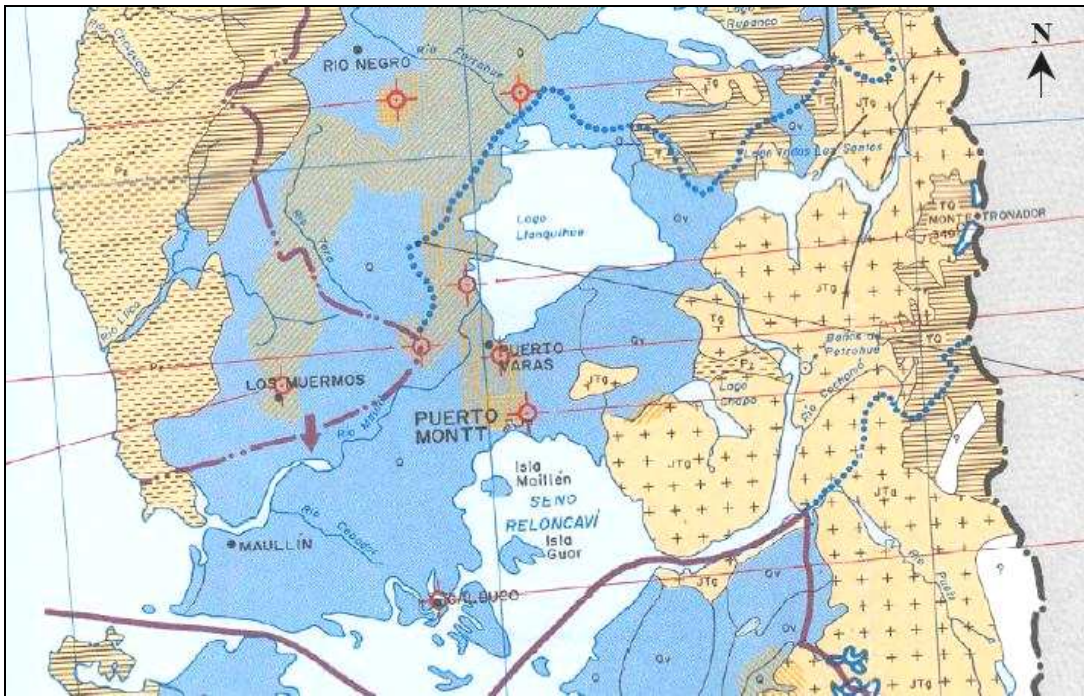


Figura 3-5: Mapa Hidrogeológica – X Región (SERNAGEOMIN, 2004)

En los mapas de recursos de agua subterránea se destaca la distribución e importancia de los acuíferos, sus principales características, incluyendo parámetros hidráulicos e hidroquímicos; se definen las principales divisorias de agua, y se indican las direcciones de flujo mediante el trazado de curvas de piezométricas, es decir, curvas que unen puntos de igual altura sobre el nivel medio del mar de la superficie del agua subterránea (nivel piezométrico).

3.4.2. Hidrología de la zona

En la zona de Frutillar, Llanquihue, Puerto Varas y Puerto Montt, el acuífero principal corresponde a depósitos de gravas y arenas de la última glaciación, que se distribuyen en forma casi continua, al oeste del lago Llanquihue, entre los cordones morrénicos de las dos últimas glaciaciones (**Figura 3-6**). Constituye un acuífero libre, de alto potencial para la extracción de agua, tanto por su extensión como por la buena calidad del agua, como lo indica su bajo contenido total de sólidos disueltos y conductividad (SERNAGEOMIN, 2006). Sin embargo, por la falta de capas protectoras impermeables y por tener un nivel freático relativamente somero, este acuífero presenta una alta a media vulnerabilidad a la contaminación.

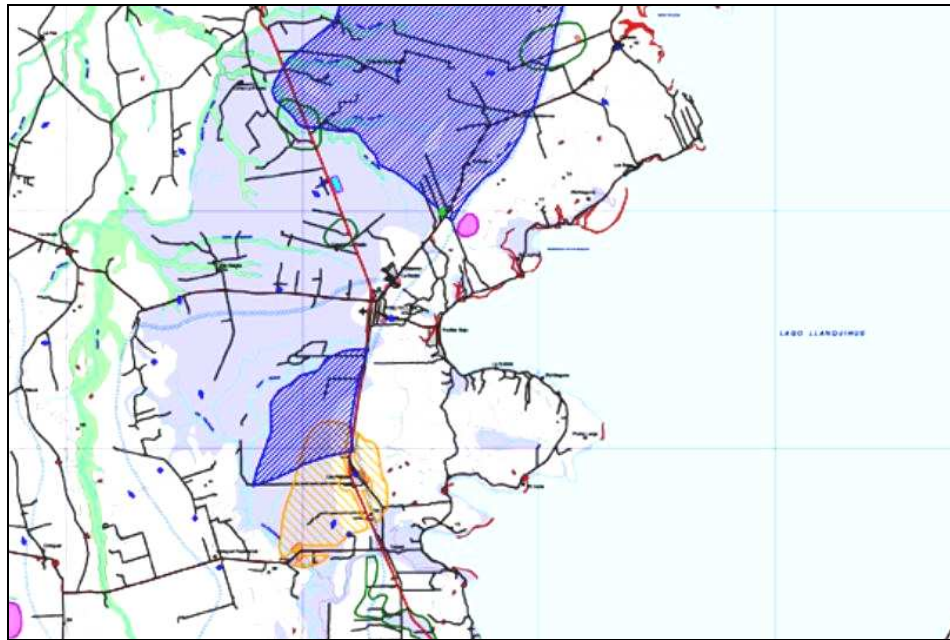


Figura 3-6: Mapa Geoambiental – Zona Frutillar (SERNAGEOMIN, 2006)

Los depósitos fluviales del Holoceno-Pleistoceno, constituidos principalmente por gravas, y los depósitos piroclásticos del Pleistoceno, compuestos por material volcánico no cementado, también constituyen acuíferos de alta importancia hidrogeológica, pero con mayor variabilidad local y una distribución más restringida, mientras que los depósitos glaciofluviales más antiguos, fluviales interestadiales, deltaicos y de playa, constituyen acuíferos de media a baja importancia, por su menor permeabilidad, debido a la presencia de óxidos de hierro y manganeso, mayor grado de meteorización y reducida extensión dentro del área.

3.4.3. Determinación de la curvas de duración anual

El afloramiento de agua subterránea que constituye el cauce de interés no es suficiente importante para aparecer en *WMS 71* con los mapas disponibles en la base de datos del *US Geological Survey* (USGS). La definición de 3 segundos de arco no permite localizar con precisión la cuenca de interés.

Sin embargo, se puede estimar el tamaño de la cuenca como se lo va a describir más adelante.

3.4.3.1. *Tamaño de las cuencas alrededores*

Dos ríos muy pequeños aparecen el mapa del USGS, a la derecha y a la izquierda del sitio del proyecto. Por comparación con el software de localización Satelital Google Earth y por apreciación visual durante la visita a terreno, se pudo determinar las características básicas de estas cuencas (**Figura 3-7** y **Tabla 3-3**).

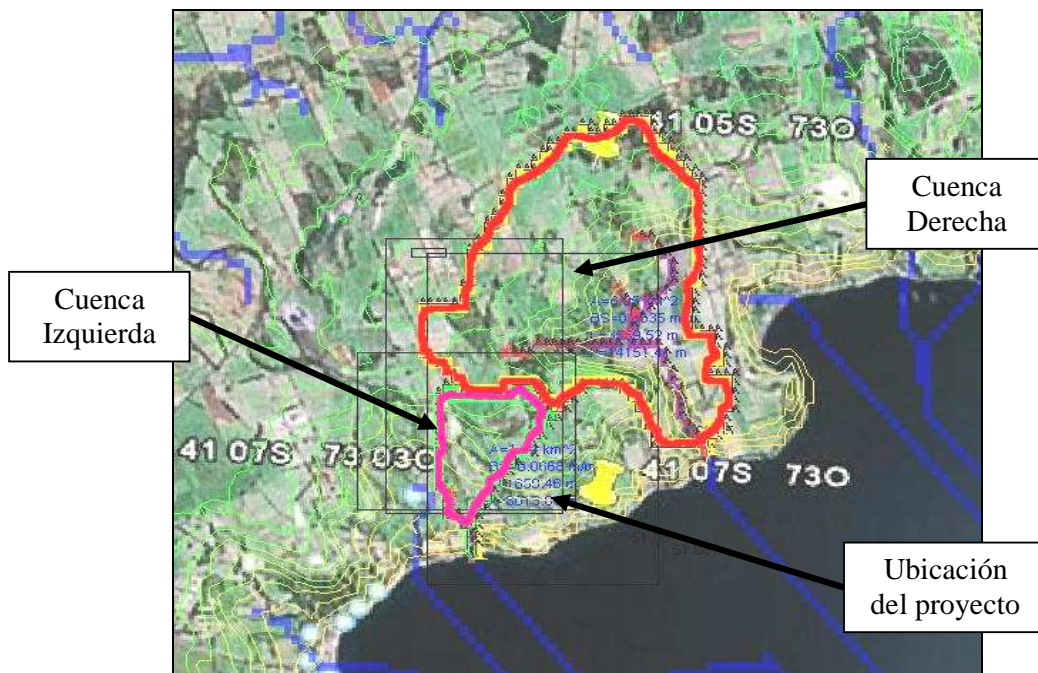


Figura 3-7: Cuencas “izquierda” y “derecha” alrededores del proyecto

Cuenca Izquierda		
Superficie	1.04	km ²
Bslope	0.0668	m/m
Longitud	1859.5	m
Perímetro	6013	m

Cuenca Derecha		
Superficie	6.05	km ²
Bslope	0.0635	m/m
Longitud	3559.5	m
Perímetro	14151.4	m

Tabla 3-3: Cuenca "Izquierda" y "derecha" (WMS 71)

3.4.3.2. *Tamaño de la cuenca de interés*

Se determinó el tamaño de la cuenca de interés mediante la ubicación de la presa con las coordenadas GPS obtenidas durante la salida a terreno (MapSource) y las curvas de niveles del USGS (**Figura 3-8**).

Se estimó la superficie a 0.25 km². Cabe señalar que el resultado del estudio es sólo una estimación de la superficie con los datos disponibles.

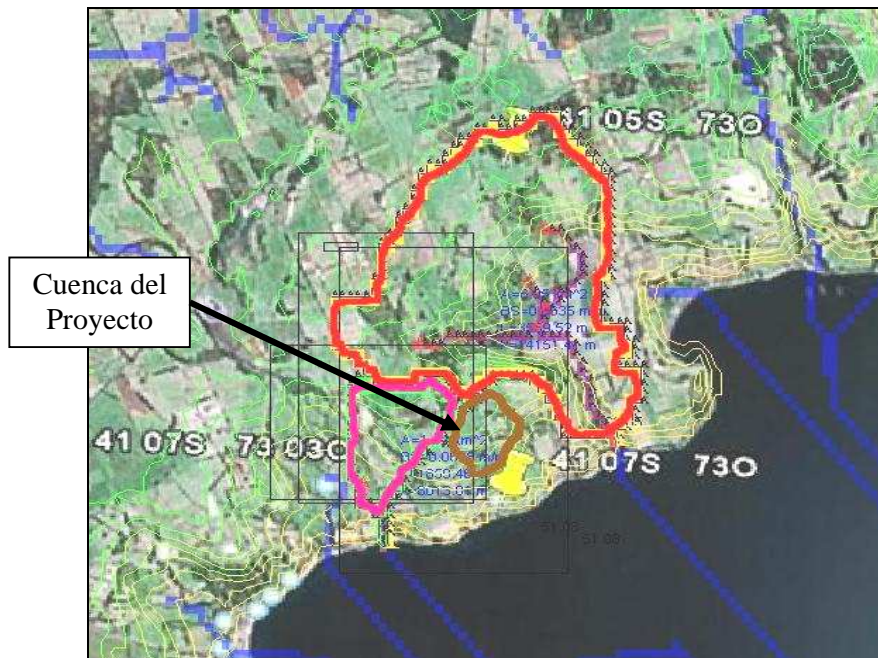


Figura 3-8: Ubicación de la Cuenca de interés

3.4.3.3. Curvas de duración anual

Conociendo los caudales medio mensuales del río Maullin, se pudo obtener una estimación de los caudales aplicando una regla simple de proporcionalidad (**Tabla 3-4**).

$$Q_{proyecto} = Q_{Maullin} \times \frac{\text{Tamaño Cuenca Proyecto}}{\text{Tamaño Cuenca Maullin}}$$

Según Bennewitz (2006), a falta de antecedentes de crecidas, se puede aceptar que la crecida de período de retorno de 1.000 años en arroyos es de 21 veces el caudal promedio, en tanto que la crecida de período de retorno de 100 años sería de 15 veces ese caudal (**Tabla 3-5**).

Datos Extrapolados a la Cuenca del Proyecto													
Prob Ex %	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Caudal Medio Anual
5	4.61	5.04	6.32	6.87	7.23	7.44	7.69	7.41	6.26	5.80	5.13	4.68	6.21
10	4.24	4.65	5.85	6.46	6.92	7.13	7.15	6.86	6.01	5.47	4.87	4.44	5.84
20	3.86	4.24	5.33	6.00	6.55	6.74	6.58	6.29	5.70	5.10	4.57	4.14	5.42
50	3.28	3.63	4.45	5.21	5.83	6.00	5.72	5.42	5.12	4.46	3.98	3.59	4.72
85	2.77	3.08	3.57	4.38	4.95	5.09	4.96	4.65	4.40	3.77	3.26	2.90	3.98
95	2.54	2.84	3.14	3.95	4.43	4.56	4.62	4.30	3.98	3.42	2.83	2.50	3.59

Tabla 3-4: Caudales medio mensuales según la probabilidad de excedencia (l/s)

Cuenca Proyecto		
Superficie	0.25	km ²
Qpromedio	3.6	l/s
Q Crec100	53.9	l/s
Q Crec1000	75.5	l/s
Q Min Est (95%)	2.5	l/s
Q Max Est (5%)	7.7	l/s

Tabla 3-5: Características hidrológicas generales de la cuenca del proyecto

De esta información, se pudo determinar la curva de duración anual del cauce por interpolación de los caudales medio anuales (**Gráfico 3-3**).

Cabe señalar que utilizando la formula racional aplicada a la X región, se calculó un $t_c = 550s$ y un $Q_{50 años} = 95 l/s$ (valor superior al $Q_{100 años}$ evaluado por la formula de Bennwitz). Por seguridad, este último valor será el del caudal de diseño del evacuador de crecida

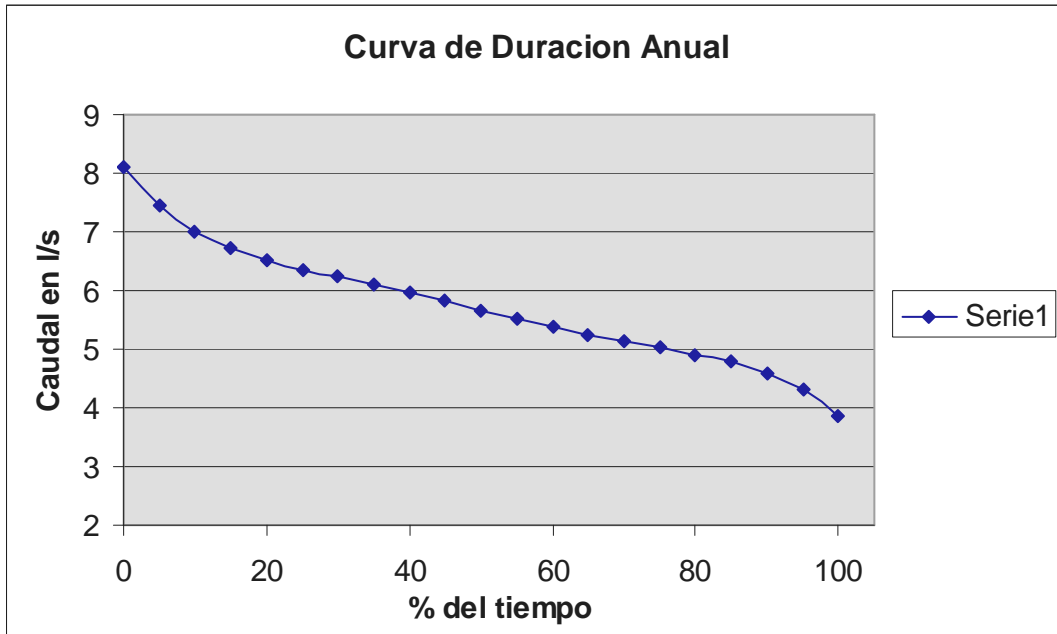


Gráfico 3-3: Curva de Duración anual

3.4.4. Caudal de restitución y densidad lineal de potencia

Como se trata de un afloramiento de agua con poco caudal, se considera una captación completa del cauce y su desvío hacia el estanque de agua. Entonces, no existe caudal de restitución al “río” ni obras dedicadas a este uso.

Para aprovechar la mejor densidad lineal de potencia, se propone construir el embalse en la zona más alta de la zona y disponer la casa de máquina a una cota 1.5m más arriba del nivel actual del lago Llanquihue en este lugar.

3.5. *Gestión del embalse*

3.5.1. Funcionamiento de la turbina

Durante la temporada turística definida a continuación, se planea ocupar el agua embalsada durante la hora de punta, produciendo una potencia de más o menos 7kW (**Gráfico 3-4**).

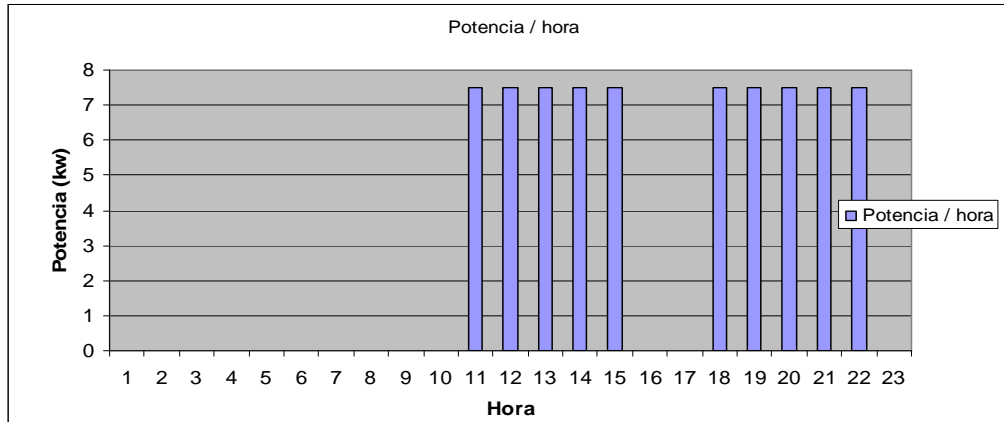


Gráfico 3-4: Potencia generada en función de las horas del día (verano)

Cabe señalar que el funcionamiento del embalse es del tipo “embalse de regulación estacional”. A medio o largo plazo, se piensa captar otro afloramiento de agua para disponer de un caudal afluente más elevado. Así se podrá alargar el tiempo de generación eléctrica en el día o en el año.

3.5.2. Operación del embalse

Para el modelo de operación del embalse (**Tabla 3-6**), se ocupó las siguientes consideraciones:

- El “año” empieza en marzo y se termina en febrero del año civil siguiente
- El volumen afluente corresponde al volumen calculado anteriormente para una probabilidad de excedencia de 95%
- Se consideraron las pérdidas de agua equivalente al 5% del volumen afluente
- El volumen consumido se calcula como la suma del consumo hidroeléctrico y de las pérdidas
- El volumen de agua no puede exceder el volumen máximo del embalse
- El embalse debe estar lleno al inicio de la temporada turística
- La turbina debe funcionar lo más posible durante la temporada turística fijando su uso a 10 horas / día.

Con este modelo simplificado, la microcentral puede funcionar durante casi toda la temporada turística, del 19 de diciembre al 15 de marzo (**Tabla 3-7**). Este modelo deberá ser comprobado con el uso real de la microcentral durante los primeros años de funcionamiento y mejorado por las estimaciones del operador.

Gestión Embalse		
Area Embalse	17000	m2
Volumen Embalsado	76500	m3
Flujo 95% Disp	4.3	l/s
Flujo Disponible al Año	111700	m3
Caudal Diseño	34	l/s
Saldo disponible hidrogenerador	32	m
Potencia Bruta (sin embalse)	1.1	kW
Potencia Sin Perdida	8.5	kW
Potencia Instalada	7	kW
Horas/día	10	h

Tabla 3-6: Datos de Entrada de Operación del Embalse

Operación del Embalse					
Mes	Vol Afluyente	Vol Perdido	Vol Consumido	Dias de uso	Vol fin de Mes
Mar	6467.9	323.4	14688.0	12	2568.6
Avr	6582.5	329.1	0	0	8822.0
May	7351.0	367.6	0	0	15805.4
Jun	8137.7	406.9	0	0	23536.2
Jul	10248.9	512.4	0	0	33272.7
Ago	11474.1	573.7	0	0	44173.1
Sept	11819.2	591.0	0	0	55401.4
Oct	11962.4	598.1	0	0	66765.7
Nov	11148.6	557.4	0	0	76500
Dec	10307.7	515.4	18360.0	15	67932.3
Ene	8870.1	443.5	37944.0	31	38414.9
Feb	7336.0	366.8	34272.0	28	11112.1

Tabla 3-7: Operación Anual del Embalse

3.6. Daños previsibles durante la construcción y la operación del proyecto

3.6.1. Efectos ambientales y medidas de mitigación apropiadas en un proyecto de microcentrales.

3.6.1.1. *Generación de polvos durante excavación y desbaste.*

- Minimizar el tiempo de exposición de superficies de suelo expuestas.
- Proteger las superficies de la acción del viento (cubiertas, reparos).
- Limitar la dispersión de polvos generados en operaciones de desbaste y pulido.
- Adecuada disposición en obra de materiales sueltos.

3.6.1.2. *Contaminación de aguas y suelos por generación de residuos durante la construcción*

- Adecuada disposición de la obra
- Instalaciones sanitarias para el personal apropiadas al sitio y disposición de efluentes en pozo absorbente.
- Mantenimiento correcto de motores y maquinarias que minimicen fugas y pérdidas.

Cabe señalar que debido a la falta de capas protectoras sobreyacentes, la vulnerabilidad a la contaminación del acuífero que aflora es alta a media (SERNAGEOMIN Chile, 2006).

3.6.2. Alteración del drenaje superficial. Erosión y sedimentación ocasional causada por precipitaciones intensas

- Procesos constructivos para las nivelaciones y movimiento de suelos que minimicen la intercepción de la escorrentía natural y canalicen adecuadamente el drenaje superficial (dren de evacuación).
- Tratamiento de pendientes o taludes con pastos o especies vegetales que estabilicen y retengan los suelos.

3.6.3. Alteración de la Calidad del Agua

- Debe limpiarse y retirarse del vaso del embalse, previo al llenado, la vegetación y los residuos que, de quedar sumergidos, puedan afectar la calidad del agua.
- El diseño debe considerar la construcción de obras de vaciado de fondo que permita el vaciado del embalse.

Como se destina el agua a un uso estrictamente mecánico, el proyecto no está muy afectado por este problema.

3.6.3.1. Impactos debido a los residuos provenientes del desbroce y limpieza del sitio de obra

- Planificación adecuada del proceso de preparación del sitio de obra, zonificación de áreas de trabajo y almacenamiento temporal de residuos.
- Transporte y disposición de suelos sobrantes, residuos y materiales de descarte en forma y sitios aprobados por las normativas municipales de la Localidad.
- Limpieza y restauración del sitio de obras después de terminada la construcción.

3.6.3.2. Tala de árboles y vegetación natural existente

- Restauración de la capa de suelos afectada (muy reducida).
- Revegetación de las áreas afectadas, donde sea posible, con especies herbáceas y arbóreas de fácil arraigo en el lugar.

3.6.4. Efectos Ambientales que deben controlarse en la Operación y Mantenimiento de las MCH.

3.6.4.1. *Alteración del ecosistema acuático*

Las obras de cierre, la reducción de velocidad del agua y la sedimentación en el área del embalse, afectan generalmente la vida de la fauna acuática. En este proyecto, esta alteración puede ser considerada como despreciable.

3.6.4.2. *Riesgo de daños a personas y bienes*

Debe formularse una rutina para monitorear en forma sistemática el estado de las Obras, Equipos e Instalaciones cuya falla puede producir daño a las personas o a la propiedad de terceros.

Particularmente debe vigilarse:

- la presencia de filtraciones en las Obras de Cierre y de Conducción de las MCH
- el buen estado de sus componentes y de sus indicadores, dispositivos de seguridad
- la limpieza de traza y los dispositivos de protección y de puesta a tierra en la Obras de Distribución
- el estado de las instalaciones y el correcto funcionamiento de los disyuntores en las instalaciones eléctricas de baja tensión.

4. Diseño de las Obras Civiles

4.1. Presa de tierra

Según el *Bureau of Reclamation*, las presas se pueden clasificar en un número de categorías diferentes, según su uso. Es conveniente considerar tres amplias clasificaciones de acuerdo con el uso, el proyecto hidráulico o los materiales que forman la estructura.

Aspectos generales de diseño:

- Todas las presas deben ser seguras y estables durante la construcción y operación. Para ello, en el caso de las presas de tierra deben cumplirse los siguientes requisitos:
- El muro debe estar a salvo de ser sobrepasado durante las crecidas
- Taludes estables en todo momento, incluso durante un vaciado rápido
- El muro debe ser diseñado de modo de no imponer fatigas excesivas a la fundación
- Debe controlarse el flujo de filtraciones de modo de evitar peligros de erosión retrógrada.
- El muro no debe ser sobrepasado por el oleaje
- El talud aguas abajo debe protegerse contra la erosión debida al viento, a las olas y a la lluvia.

4.1.1. Generalidades

- Clasificación según el uso

La presa diseñada a continuación pertenece al grupo de las presas de almacenamiento. Se construyen para embalsar el agua en los períodos en que sobra para utilizarla cuando escasea. Estos períodos pueden ser estacionales, anuales, o más largos. Estas presas de almacenamiento pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objeto de almacenamiento (en este caso, la producción hidroeléctrica) que tiene a menudo influencia en el proyecto de la estructura y puede determinar conceptos como el de la magnitud de las fluctuaciones del nivel que puede esperarse en el vaso y el del volumen de filtraciones que puede permitirse.

- Clasificación según su proyecto hidráulico

Esta presa, obviamente no vertedora, se proyecta para que no rebase el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la selección de materiales incluyendo las presas de tierra.

- Clasificación según los materiales

Existen básicamente cuatro tipos de presas relevantes para este tipo de proyecto: las presas del tipo diafragma, las presas homogéneas, las presas de sección compuesta y las presas de encofrados.

Las presas de tipo diafragma se construyen de material permeable (arena, grava o roca) y se construye un diafragma delgado de material impermeable para que constituya la barrera hidráulica.

Las presas de material homogéneo están compuestas de un solo material (excluyendo la protección de los paramentos). El material que constituye la presa debe ser relativamente tendido. Para evitar la licuación, el talud de aguas abajo debe ser, en forma relativa, tendido para que sea suficiente estable para resistir la licuación cuando se sature a un nivel elevado.

Las presas de sección compuesta constan de un núcleo central impermeable confinado por zonas de materiales considerablemente más permeables. Las zonas permeables confinan, soportan, y protegen el núcleo impermeable.

Las presas de enrocados son terraplenes formados por fragmentos de roca de varios tamaños cuya función es dar estabilidad, y por una membrana que es la que proporciona impermeabilidad.

4.1.2. Cimentación de limo y arcilla

Las cimentaciones formadas por suelos de grano fino como se tiene en el terreno estudiado, son suficientemente impermeables como para que se pueda evitar tener que disponer dispositivos especiales para las filtraciones y tubificaciones subterráneas. El problema principal con estas cimentaciones es la estabilidad. Además del peligro obvio de falla por falta de resistencia del terreno de la cimentación formado por limos y arcillas saturados, hay que tomar en cuenta el efecto de la saturación de la cimentación de la presa y las obras auxiliares de vaso.

En este proyecto, la cimentación está siempre saturada, la capacidad de presa para resistir los esfuerzos cortantes producidos por el peso del terraplén se determina por su clasificación en los grupos de suelos y por su consistencia relativa. Los suelos de Frutillar, que han sido consolidados durante miles de años se reconocen por su elevada resistencia a la penetración y constituyen cimentaciones regulares para una presa pequeña (**Tabla 4-1**).

Tipo de suelo	Propiedades más importantes			Aptitud relativa para presas de tierra		
	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad	Homogéneas	Núcleo	Espaldones
SM	Semipermeable a impermeable	Buena	Baja	Regular	Regular	No apto
SC	Impermeable	Buena a regular	Baja	Buena	Buena	No apto
ML	Semipermeable a impermeable	Regular	Media	Regular	Regular	No apto
CL		Regular	Media	Regular	Buena	No apto
OL	Semipermeable a impermeable	Deficiente	Media	Mala	Mala	No apto
MH	Semipermeable a impermeable	Regular a deficiente	Elevada	Mala	Mala	No apto
CH	Impermeable	Deficiente	Elevada	Mala	Mala	No apto

Tabla 4-1: Propiedades y aplicaciones de los suelos en obras de ingeniería – Márquez (2006)

4.1.3. Diseño de la presa

- Pendiente, coronamiento y revancha

La pendiente máxima de los taludes recomendada es de H:V = 2.5:1. Sin embargo pendientes más fuertes pueden ser necesarias para materiales de construcción mas grueso (gravas, piedras...). En este caso, se adopta una pendiente de seguridad de H:V = 3:1 aguas arriba y 2,5:1 aguas abajo .

El ancho mínimo del coronamiento está determinado generalmente a partir del valor de $H^2\sqrt{V}$, donde aparece H, la altura de la presa en metro y V la velocidad de las olas (**Tabla 4-2**).

$H^2\sqrt{V}$	< 100	100 < < 300	>300
Ancho mínimo	3	4	5

Tabla 4-2 : Ancho mínimo de coronamiento según H y V

Como se detalla a continuación, se calculó un ancho de coronamiento mínimo de 3 metros. Además esta condición permite posibilitar el paso de los vehículos livianos de construcción por encima de la presa. Aunque en este caso, no se presentarán necesidades de tránsito motorizado.

La revancha es la diferencia de cota entre el nivel máximo del agua y la altura total de la presa que permite evitar el sumergimiento de la presa por las olas. Existen varias fórmulas en la literatura que permiten calcularla, usando la velocidad del viento y el largo del estanque de almacenamiento. En este estudio, se empleó la fórmula de Bretshneider (Alonso, 1998), relevante para los embalses pequeños de tierra (superficie < 100 ha). Esta fórmula considera la profundidad D de agua cerca de la presa y la velocidad U en m/s del viento U de periodo de retorno 30 años (**Tabla 4-3**).

$$h = 0.26 \times th \left[0.578 \times \left(\frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right] \times th \left[\frac{0.01 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{1/2}}{th \left[0.578 \times \left(\frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right]} \right] \times \frac{U^2}{g}$$

U	20					25					30					35				
D \ F	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000
5	0.28	0.39	0.50	0.67	0.78	0.35	0.49	0.61	0.81	0.94	0.42	0.58	0.73	0.96	1.10	0.49	0.67	0.84	1.09	1.24
10	0.29	0.40	0.51	0.71	0.86	0.36	0.50	0.64	0.88	1.06	0.43	0.60	0.76	1.05	1.25	0.50	0.70	0.89	1.21	1.44
15	0.29	0.40	0.52	0.73	0.88	0.36	0.50	0.65	0.90	1.09	0.43	0.60	0.77	1.08	1.30	0.50	0.70	0.90	1.25	1.50
20	0.29	0.40	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.91	1.11	0.43	0.61	0.78	1.09	1.32	0.50	0.71	0.91	1.27	1.53
25	0.29	0.41	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.92	1.11	0.43	0.61	0.78	1.10	1.33	0.50	0.71	0.91	1.28	1.55

Tabla 4-3: Valores de la revancha en metro

La velocidad de propagación de las olas se puede evaluar con la fórmula de Gaillard (Alonso, 1998):

$$V_{olas} = 1,5 + 2D \text{ en m/s}$$

La altura de la revancha está dada por la relación de Bretshneider (Alonso, 1998)

$$R = 0,75 \times D + \frac{V^2}{2g} \text{ en m}$$

Se recomiendan valores mínimos de revancha para las presas de tierra contra los riesgos de fisura, de asentamiento y de sobre niveles en función de $H^2\sqrt{v}$. El mínimo se calcula según la fórmula $\frac{(H^2\sqrt{v})^{1/4}}{4}$. En la **Tabla 4-4**, aparecen los valores de la revancha mínima.

$H^2\sqrt{v}$	5	30	100	300	700	1500
Revancha Mínima	0.4	0.6	0.8	1.05	1.30	1.55

Tabla 4-4: Revancha mínima en función de $H^2\sqrt{v}$ en m

Hay que tomar en cuenta también el asentamiento de la presa que se puede estimar con una muy buena seguridad como el 1% de su altura total. La altura total de la presa aparece en la **Tabla 4-5**.

Altura de la presa en m	4.5	m
Fetch máximo	150	m
Velocidad Viento U	30	m/s
Altura de la Olas	0.2	m
Velocidad Olas	1.9	m/s
Revancha Bretshneider	0.3	m
Revancha Min	0.6	m
Altura Total Presa	5.1	m

Tabla 4-5: Resumen Presa

En la realidad, se limitará la altura total de la presa a 5 metros porque la CONAMA exige un informe de estudio ambiental para todas las presas que sobrepasa los cinco metros de altura.

4.1.4. Paramento de aguas arriba

Aunque no son necesarios generalmente en presas pequeñas, existen diferentes posibilidades de paramentos en presas:

- El concreto reforzado
- El concreto asfáltico
- El acero
- Los tablonos de madera
- Los geomembranas

Desde el punto de vista de la resistencia química de las geomembranas de polietileno, estas se utilizan como revestimiento impermeable para la contención de gran diversidad de soluciones agresivas y/ó sólidos, tanto ácidas como alcalinas. Las membranas son la solución más barata para las presas pequeñas donde se desea una buena impermeabilización pero necesitan una colocación completa y ha sido demostrado que los robos de geomembranas limitan fuertemente su uso para proyectos privados.

4.1.5. Filtros y drenes

4.1.5.1. *Dispositivos de drenaje*

En una presa de tierra homogénea, el dispositivo de drenaje está constituido de dos partes distintas, tal como se aprecia en la **Figura 4-1**:

- Un dren de evacuación hacia aguas abajo mediante cordones de materiales granulares (en general, gravas rodeadas de arena o geotextil) de sección suficiente para permitir el flujo de drenaje.
- En presas más grandes, se agrega un dren vertical continuo, similar a una chimenea, de arena de 0 - 5 mm, desde la base de la presa hasta el nivel normal de las agua, más 0.20m para evitar todo tipo de flujo de agua bajo el coronamiento agua arriba de la presa. Generalmente se construye este dren cavando de nuevo el terraplén y disponiendo cuidadosamente la arena.

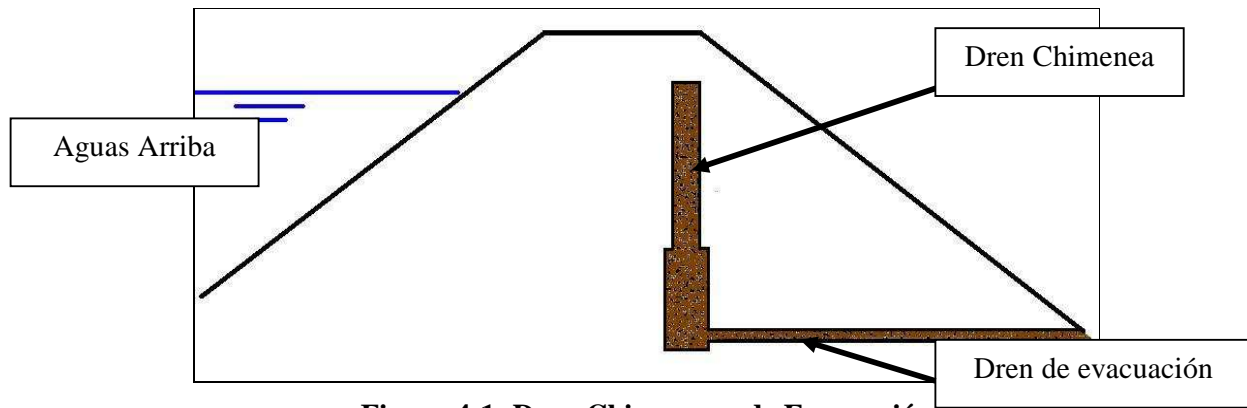


Figura 4-1: Dren Chimenea y de Evacuación

Se recomienda disminuir el espesor del dren chimenea (0.50 m mínimo) mientras sube la presa en función de los valores de $H^2\sqrt{v}$ correspondiente a la cota inferior de la « lámina » de presa considerada (**Tabla 4-6**). Estos valores son generalmente muy sobrevaluados con respecto a las filtraciones reales pero aseguran la estabilidad de la obra a largo plazo, frente a un taponamiento parcial por causa de partículas finas.

$H^2\sqrt{v}$	< 30	De 30 a 100	De 100 a 300	De 300 a 700
Espesor mínimo en m	0.50	0.80	1.0	1.2

Tabla 4-6: Espesor del Coronamiento

4.1.6. Utilización de geotextiles como filtros o drenes

Los geotextiles son capas de fibras plásticas flexibles, resistentes y permeables. Existe una gran variedad de productos en el mercado que cumplen con distintas funciones (filtro, dren, protección contra la perforación...).

También existen geotextiles compuestos que son capaces de evacuar en su plano de aplicación a caudales bastante grandes. Están constituidos por una capa drenante que protegen dos capas filtrantes. Se puede ocupar esta alternativa en el caso de presas pequeñas con la condición que evacue un caudal suficiente, tomando en cuenta la disminución de su espesor debido a las fuerzas que lo comprimen en la presa.

El geotextil compuesto se dispone en zigzag como indicado a continuación (**Figura 4-2**):

- La presa se construye alternando las capas arriba y debajo del sistema drenante
- Cuando la zona 1 esta compactada, la primera parte del geotextil compuesto se dispone con protección, conectándolo al colector. La parte excedente se abate hacia agua arriba.
- La zona 2 se compacta y el geotextil compuesto se abate hacia agua abajo.
- La zona 3 se compacta y así se sigue hacia la terminación del terraplén.

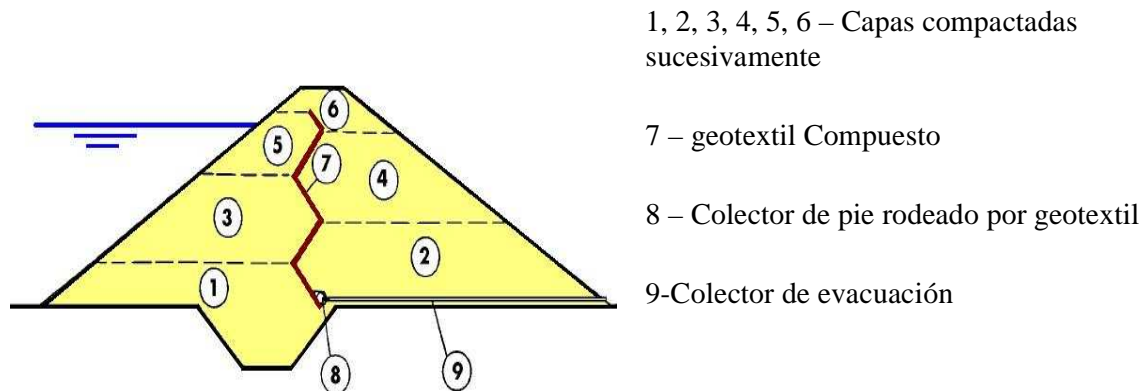


Figura 4-2: Dren con Geotextil

Sin embargo, si la idea de ocupar un Dren Geotextil es atrayente, su colocación es compleja y no se la ha considerado como factible en este análisis.

A continuación (**Figura 4-3**) aparece una representación 3D de la presa tal como se la diseñó de manera previa (considerando un sistema sin dren chimenea pero con dren de evacuación).

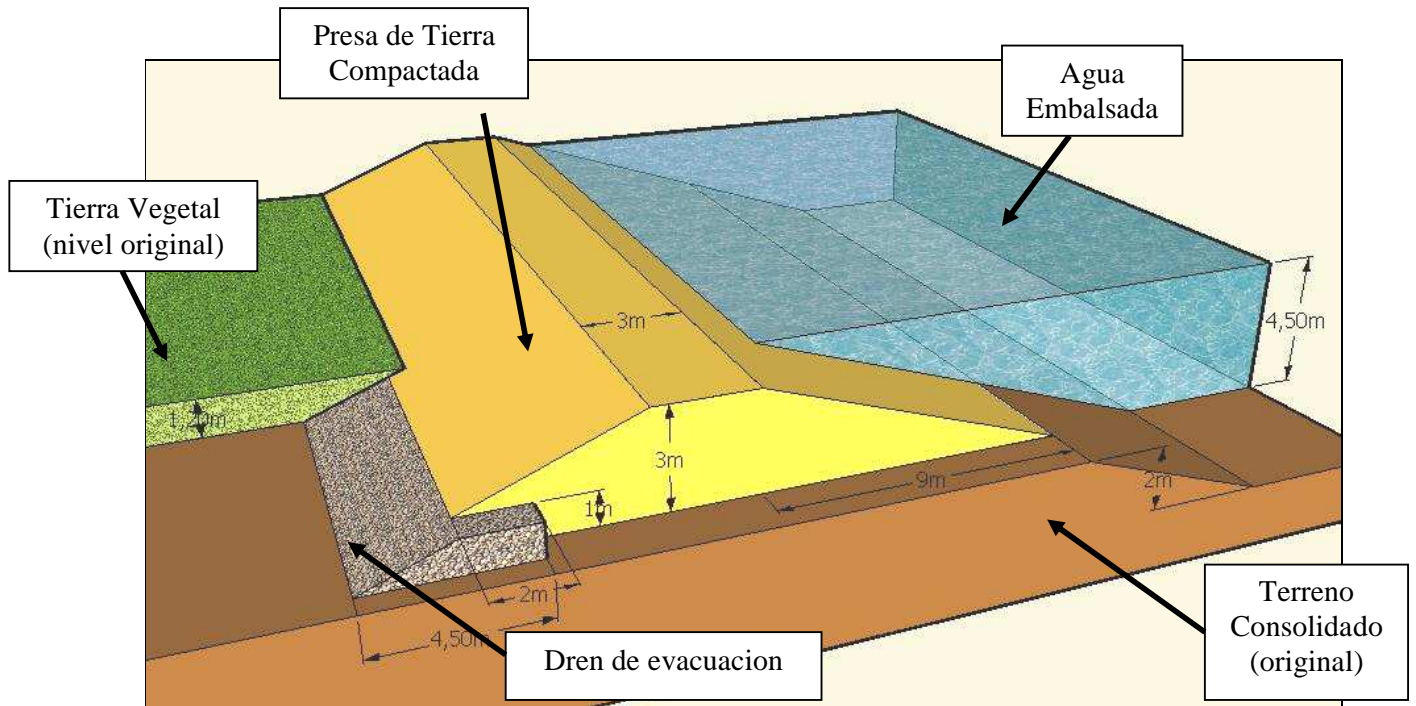


Figura 4-3: Vista preliminar de la presa de tierra en terreno

4.1.7. Diseños factibles

Entre todas las alternativas de diseño descritas anteriormente, se puede presentar 4 diseños factibles de la presa de tierra.

- *Presa de tierra compactada homogénea simple*

Esta presa básica se compone de una barrera de tierra compactada de 5m de altura, y de pendiente H:V = 3:1 sobre la capa de arena original. Para controlar las filtraciones, se dispone aguas abajo un sistema de drenaje que evita el arrastre de material de construcción (**Figura 4-4**).

Ventajas

- Bajo costo de los movimientos de tierra
- Simplicidad de la construcción
- Estabilidad garantizada con las especificaciones mencionadas
- Aumento de la altura de caída de 2.5m (cuando está lleno)

Inconvenientes

- Pérdidas de aguas difícilmente evaluables
- Costo de construcción del terraplén alto

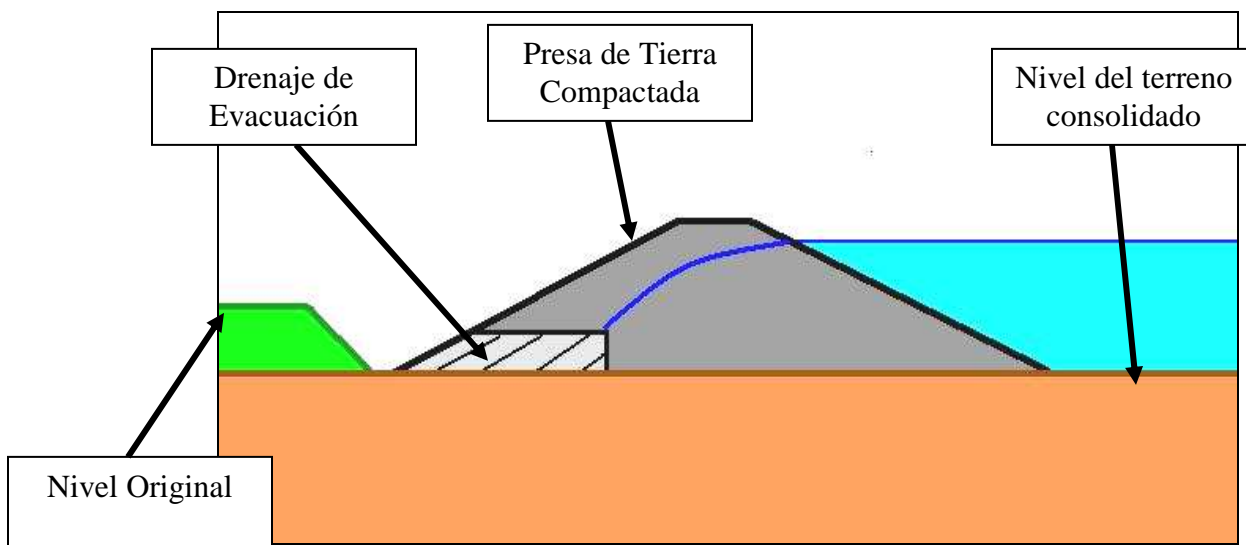


Figura 4-4: Presa de tierra homogénea Simple

- *Presa de tierra con dispositivo de drenaje interno*

Es una variación de la presa anterior, en este caso se considera un sistema de drenaje más sofisticado con el sistema de dren chimenea / dren de evacuación o considerando un geotextil interno (**Figura 4-5**). Este sistema de control de las filtraciones tras la presa se ocupa generalmente en presas de tierra más grandes.

Ventajas

- Mayor control de las filtraciones y de la tubificación
- Mayor pendiente aguas abajo (H:V = 2:1) y buena estabilidad

Inconvenientes

- Costo de construcción un poco mayor
- Mayor grado de tecnicidad requerido para la construcción
- Riesgo (bajo) de tapar los drenes después de unos años

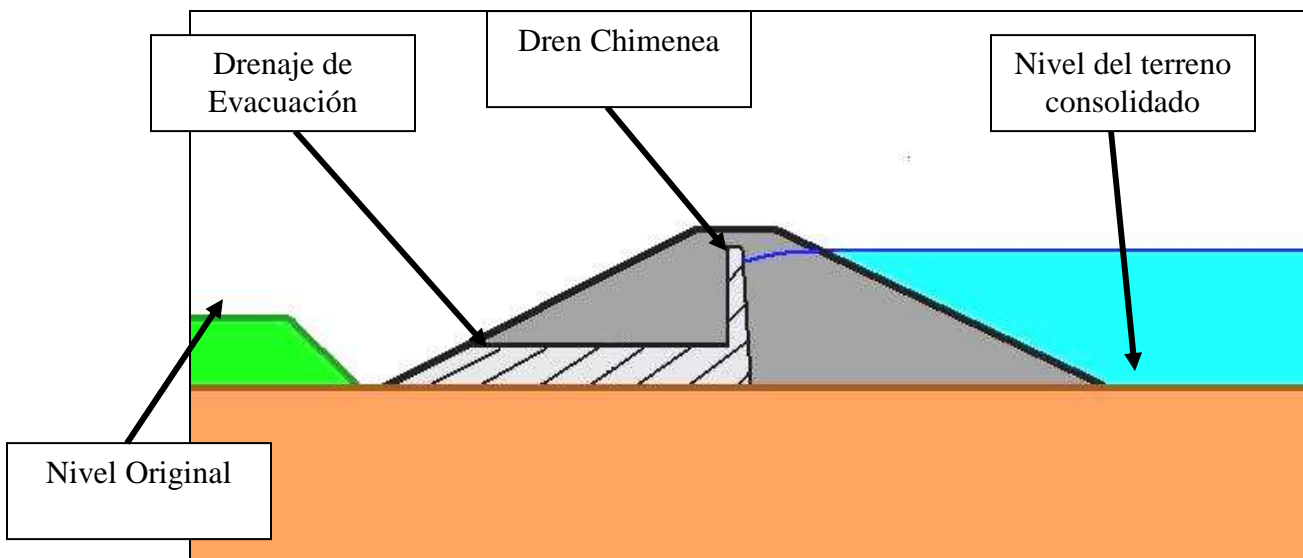


Figura 4-5: Presa de tierra homogénea Simple con drenaje interno

- Presa de tierra compactada con excavación adicional

Esta alternativa es una variación de la presa de tierra compactada homogénea simple. En vez de construir una presa de 5.1 m sobre la capa de arena original, solo se edifica una presa de 3.1 m de altura (con las mismas especificaciones – drenaje y pendiente) y se procede a una excavación adicional de 2 metros de terreno para aumentar el volumen embalsado (**Figura 4-6**).

Ventajas

- Estabilidad garantizada con las especificaciones mencionadas anteriormente
- Menor costo de construcción del terraplén

Inconvenientes

- Mayor costo de la excavación
- Pérdidas de aguas difícilmente evaluables
- No aumenta la altura de caída promedio

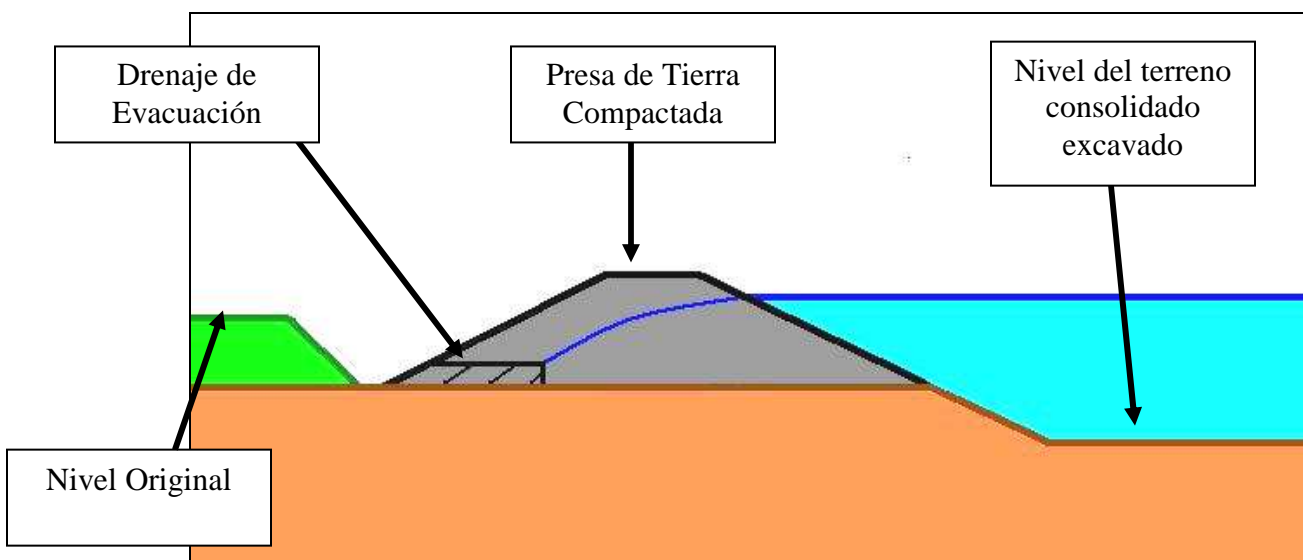


Figura 4-6: Presa de tierra con excavación adicional

- “Piscina” con geomembrana

En este caso, se considera una excavación de 3 a 5 metros de altura con una pendiente de talud de $H:V = 3:1$. La excavación se recubre de una geomembrana que suprime las infiltraciones (**Figura 4-7**).

Ventajas

- Construcción facilitada
- Muy buena estabilidad
- Pérdidas de agua muy reducidas

Inconvenientes

- Pérdidas de aguas difícilmente evaluables (al destruir las capas superficiales, puede cambiar la permeabilidad del terreno)
- Pérdida de 2.5m de altura de caída promedio
- Sensibilidad de la geomembrana a las agresiones exteriores: más que la acción del sol o de los animales, las geomembranas constituyen un material deteriorado muy a menudo por el robo.
- Alto costo de la excavación

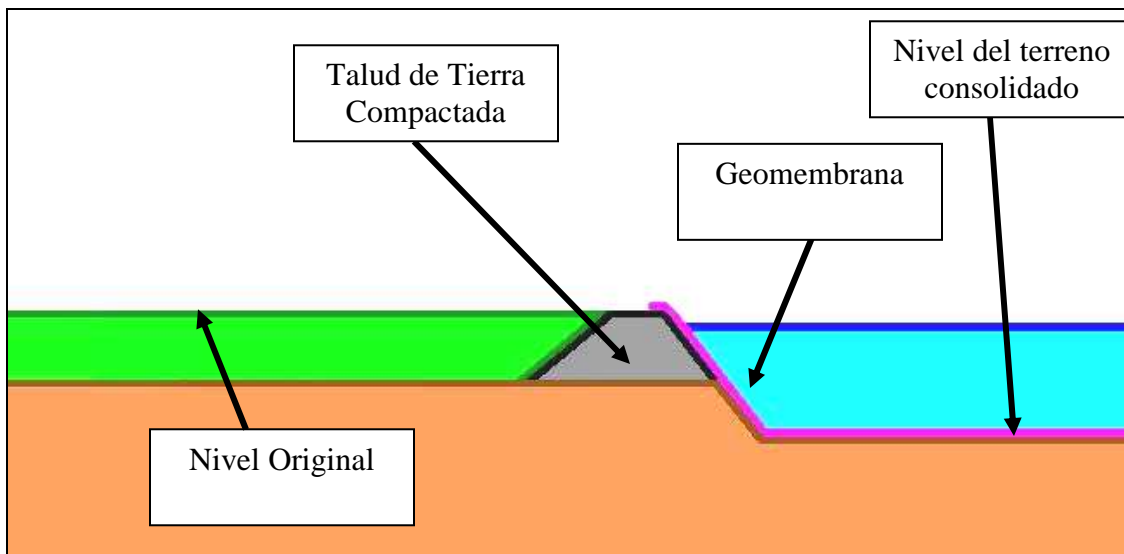


Figura 4-7: Piscina con Geomembrana

4.1.8. Estabilidad de las alternativas

4.1.8.1. *Características geotécnicas*

En este párrafo, se han determinado primero las filtraciones de agua dentro de la presa (nivel freático) y luego se calcularon los coeficientes de seguridad asociados (tierra saturada).

Se consideró una presa de tierra homogénea cuya composición, características y ley de conductividad aparecen en las **Tablas 4-7, 4-8 y 4-9**.

Suelo	Contenido de finos	Contenido de grava	Φ' [°]	c' [hPa]	Peso
			Angulo de fricción efectiva	Cohesión efectiva	kPa
Grava Limo Arenosa	> 35%	> 40%	35	2±2	20

Tabla 4-7: Composición y Características de la Presa de Tierra

#	K-sat (m/s)	K-sat (ft/s)	Θ_s	AEV (kPa)	AEV (psf)	D ₁₀ (mm)	D ₆₀ (mm)
3	5.83E-06	1.91E-05	0.38	6	125	0.06	0.3

Tabla 4-8: Característica Freáticas consideradas para el suelo de Arena con Limo

#	K-sat (m/s)	K-sat (ft/s)	Θ_s	AEV (kPa)	AEV (psf)	D ₁₀ (mm)	D ₆₀ (mm)
23	1.50E-08	4.92E-08	0.35	15	313	n/a	n/a

Tabla 4-9: Característica Freáticas consideradas para la presa de Tierra

Las leyes de conductividad detalladas aparecen en anexo. Cabe señalar que como no se hicieron ensayos profesionales por razones de tiempo y costo, las características adoptadas no son reales sino teóricas.

4.1.8.2. *Determinación de las filtraciones con GeoSeep 2004*

Los resultados obtenidos para las tres primeras alternativas en las **Figuras 4-8, 4-9, 4-10**. En las figuras a continuación, aparecen el nivel freático y las trayectorias de agua en los tres tipos de presas estudiadas.

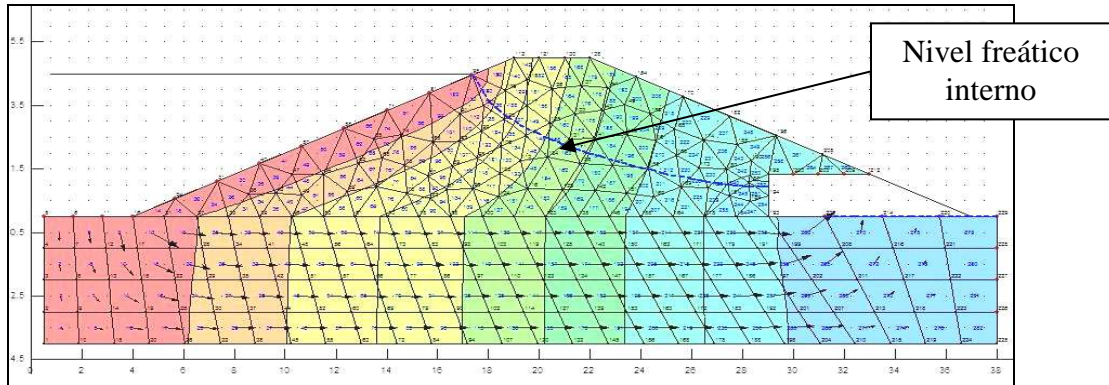


Figura 4-8: Filtración Para la Presa de Tierra Homogénea Simple

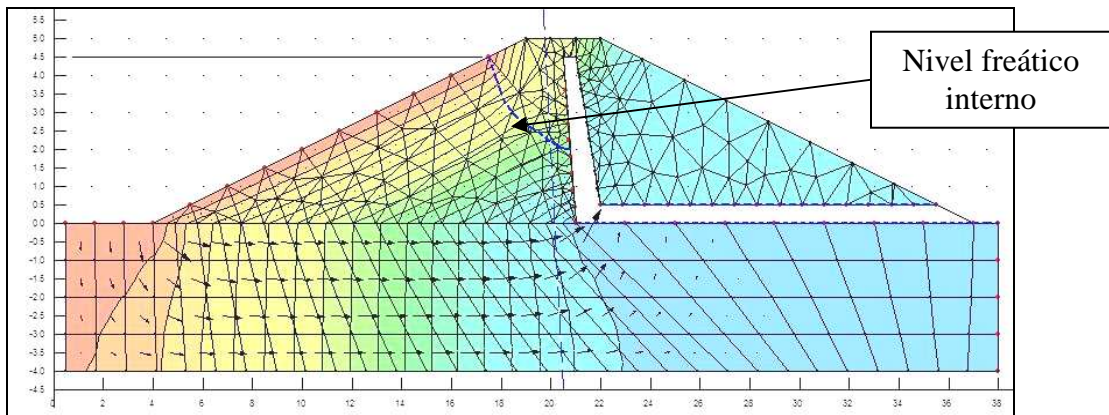


Figura 4-9: Filtración para la Presa de Tierra Homogénea Con Drenaje Interno

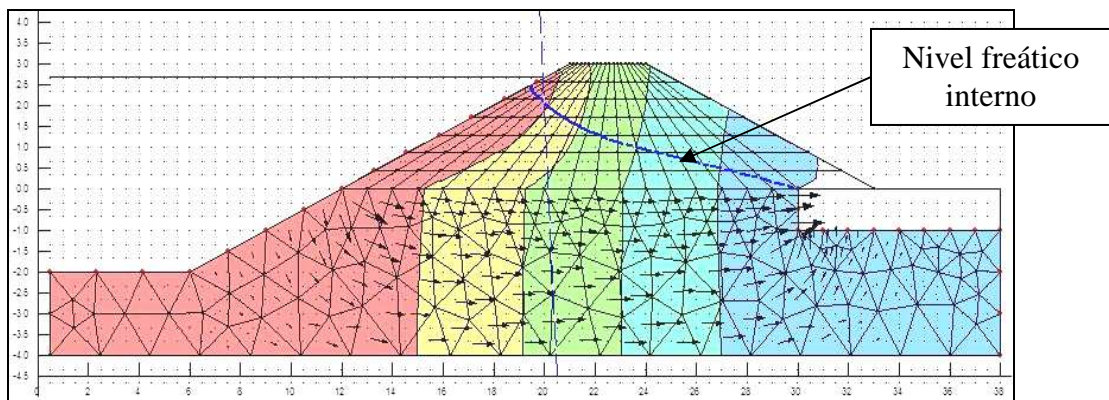


Figura 4-10: Filtración Para la Presa de Tierra con Excavación Adicional

4.1.8.3. *Coefficientes de seguridad obtenidos con GeoSlope 2007*

Para las tres alternativas anteriores, se determinó el coeficiente de seguridad considerando suelos saturados (**Figuras 4-11, 4-12, 4-13**).

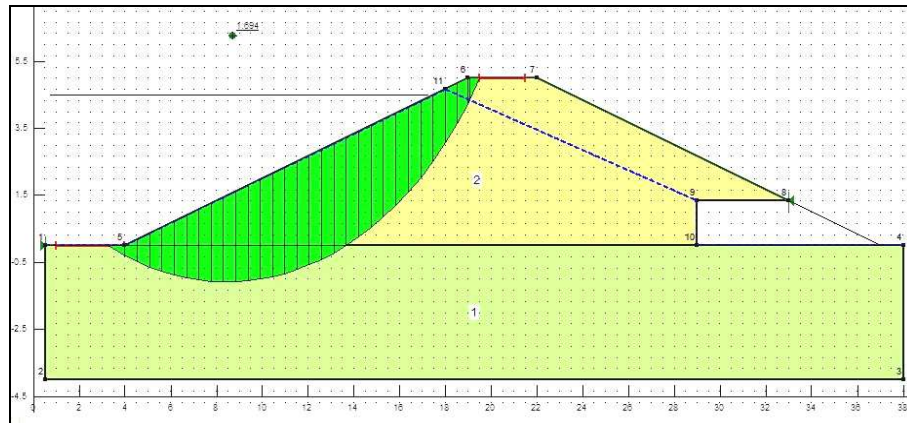


Figura 4-11: Estabilidad - Coeficiente de Seguridad = 1.694

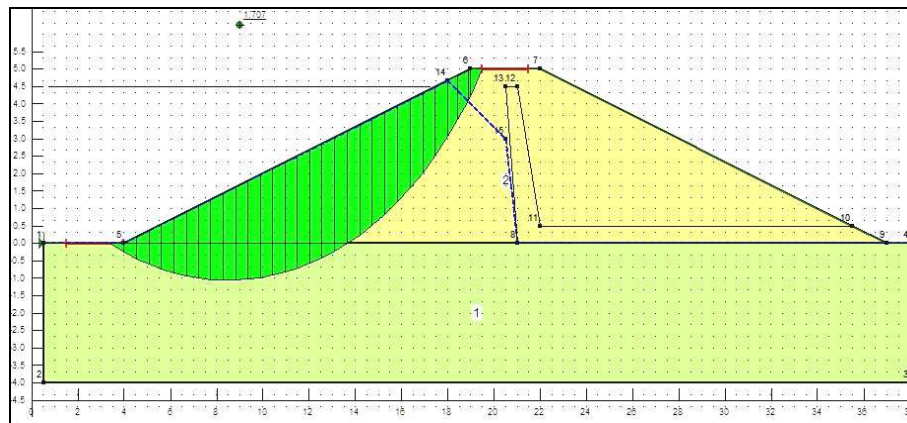


Figura 4-12: Estabilidad - Coeficiente de Seguridad = 1.707

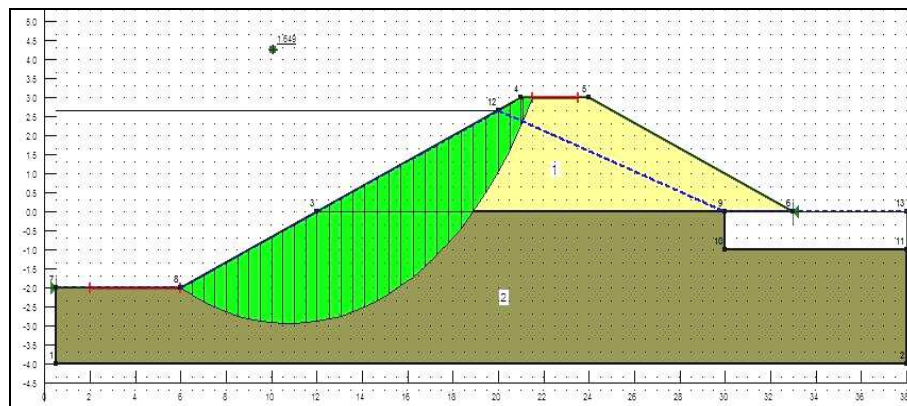


Figura 4-13: Estabilidad - Coeficiente de Seguridad = 1.649

4.1.8.4. *Conclusión*

Según GeoStudio 2004 (funciones GeoSeep y GeoSlope), todos los coeficientes de seguridad con las características anteriormente definidas son suficientes. Entonces, la estabilidad no constituye un parámetro adecuado de selección de las alternativas.

Dados los costos de movimiento de tierra y de construcción de la presa, lo más económico es realizar un equilibrio entre el costo de la excavación y el costo de la presa. Se elige entonces la tercera alternativa, la presa homogénea simple de 3 metros de altura construida sobre la capa arena compactada por carga glaciar con una excavación adicional de 2 metros.

4.1.9. Derivación de las corrientes durante la construcción

El método para derivar las avenidas durante la construcción depende de la magnitud de la avenida que se va a desviar, de las características físicas del emplazamiento, del tipo de presa que se va a construir y más generalmente de todas las obras hidráulicas. En este caso, el caudal por desviar es tan pequeño (inferior a 7 l/s en verano) que no debería presentar un problema relevante.

4.1.10. Evacuador de crecida

En todo tipo de embalse, particularmente los que almacenan grandes volúmenes de agua, se necesita un evacuador de crecida o de “flujos altos” para proteger la presa y evitar los daños agua abajo.

El sistema debe estar diseñado para evacuar las aguas por encima de un cierto nivel de seguridad y descargarlas seguramente hasta un canal abierto no revestido aguas abajo de la presa (Velocidad máxima del flujo de 2.5 m/s)

La manera más confiable de alcanzar este objetivo es construir un evacuador de hormigón armado, pero una solución más barata puede ser elegida como alternativa factible:

- Canal de tierra reforzado por vegetación
- Protección del vertedero por una capa impermeabilizante

Un evacuador revestido con vegetación requiere una atención permanente y una inspección regular con fines de prevenir la erosión y aplicar las reparaciones necesarias (manteniendo la capa de pasto en buen estado).

se dispone también un tubo de evacuación un poco más abajo del evacuador de crecida de modo que los pequeños caudales de crecida no erosionen el vertedero. Según Alonso (1998), como el caudal de crecida es de 95 l/s (para $T = 50$ años), entonces se prevé un evacuador de crecida de 1 metro de ancho y para el tubo de evacuación se puede utilizar las antiguas tuberías forzadas de acero ya disponibles. La configuración del evacuador aparece en las **figuras 4-14** y **4-15**. La altura del agua en el vertedero evacuador no alcanza los 10 cm.

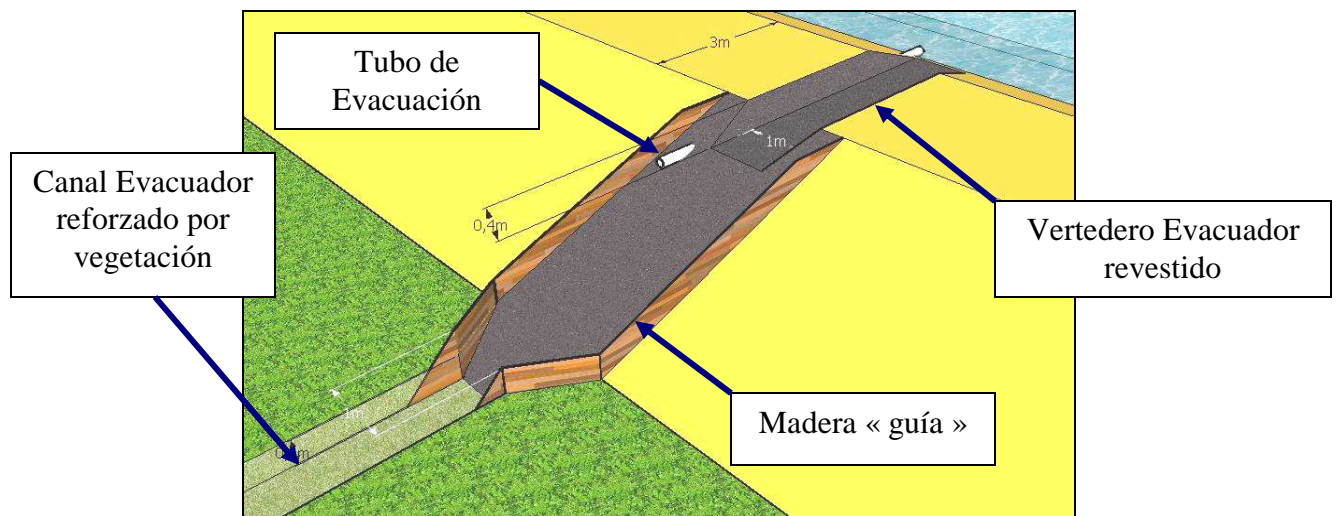


Figura 4-14: Vista 3D Vertedero Evacuador (desde Aguas Abajo)

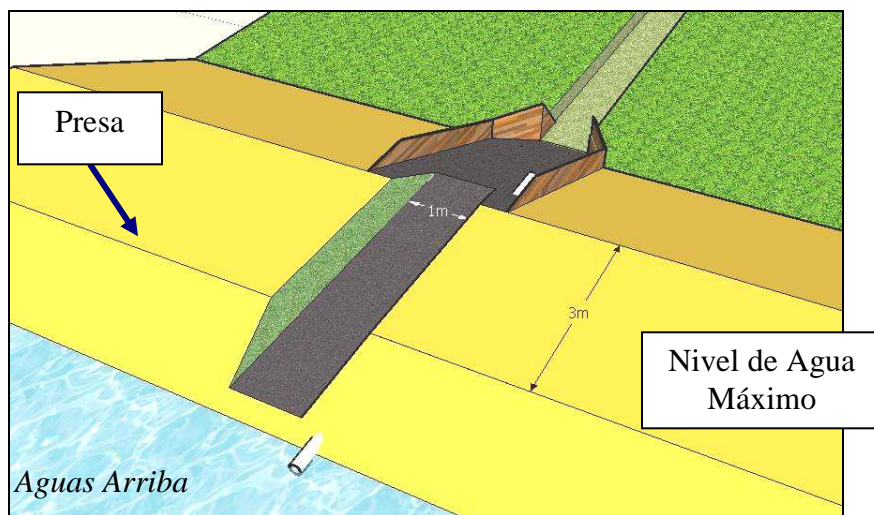


Figura 4-15: Vista 3D Vertedero Evacuador (desde Aguas Arriba)

4.2. Tubería Forzada

4.2.1. Función de la tubería forzada

La tubería forzada es la encargada de transportar el caudal captado desde el micro embalse hasta la turbina generadora que se ubica en las riberas del lago Llanquihue.

La presión interior varía a lo largo de la longitud de la tubería, aumentando desde un valor reducido, dado por el desnivel entre el espejo de aguas situado inmediatamente aguas arriba) y el eje de entrada a las tuberías, hasta la altura de caída total, medida desde el citado espejo de aguas hasta la descarga de las turbinas e incluyendo el golpe de ariete que se genera después de una detención de emergencia de la central

En el cálculo de las conducciones forzadas debe tenerse en cuenta que las velocidades del agua dentro de la tubería deben quedar entre ciertos límites. Así mismo, deben considerarse por separado las pérdidas de carga continuas y las pérdidas de carga localizadas, y distinguir entre los regímenes laminar y turbulento, no obstante en este tipo de conducciones la mayoría son turbulentos.

4.2.2. Materiales empleados

- Acero Comercial
- Hierro dúctil centrifugado
- Asbesto-Cemento
- Policloruro de vinilo (PVC)
- Resina de poliéster con fibra de vidrio reforzado
- Polietileno de Alta Densidad

Por razones técnicas y económicas, en el caso de microcentrales, se usan preferentemente las tuberías de PVC o de Polietileno de Alta Densidad (HDPE). En el presente proyecto, se adoptará el material plástico para el diseño de la tubería forzada.

Las tuberías de HDPE son de fácil instalación y útiles en pequeños sistemas, tienen un coeficiente de pérdidas de fricción bajo, son resistentes a la corrosión y no se deterioran con la luz solar (no como las de PVC). Los HDPE son la mejor alternativa para este tipo de proyecto.

4.2.3. Diámetro óptimo interior de la tubería

La selección de la tubería más conveniente requiere como primer paso determinar el diámetro de la misma y la presión de trabajo que deberá soportar. Estos parámetros y las condiciones de suministro local de materiales y tubos prefabricados y sus costos determinarán la solución más conveniente. Para una misma potencia instalada, las combinaciones caudal / altura del aprovechamiento indican si se requiere mayor diámetro (Q) y menor presión de trabajo (H) o viceversa.

Para un caudal de instalación determinado la velocidad que corresponde a un nivel de pérdidas prefijado depende a su vez del material (rugosidad) y del diámetro de la tubería.

Para determinar el diámetro económico, hay que comparar el precio de los tubos según el diámetro y las pérdidas friccionales correspondientes.

Se consiguieron estimaciones del precio lineal de las tuberías de Polietileno de Alta Densidad mediante los catálogos disponibles (Vinilit o Tehmco Chile). En este informe, se eligió el diámetro económico mediante los valores actualizados (Precios TUBOS PEHD - Presion Nominal 10 bar - Soldado con Grado de Dificultad Mediano - Colocado en el fondo de la Zanja – Septiembre 2007) que incluyen todos los costos directos (incluye mano de obra, materiales, maquinaria y costos auxiliares) y se calculó el costo de las pérdidas equivalentes para un periodo de retorno de 10 años (**Gráfico 4-1**).

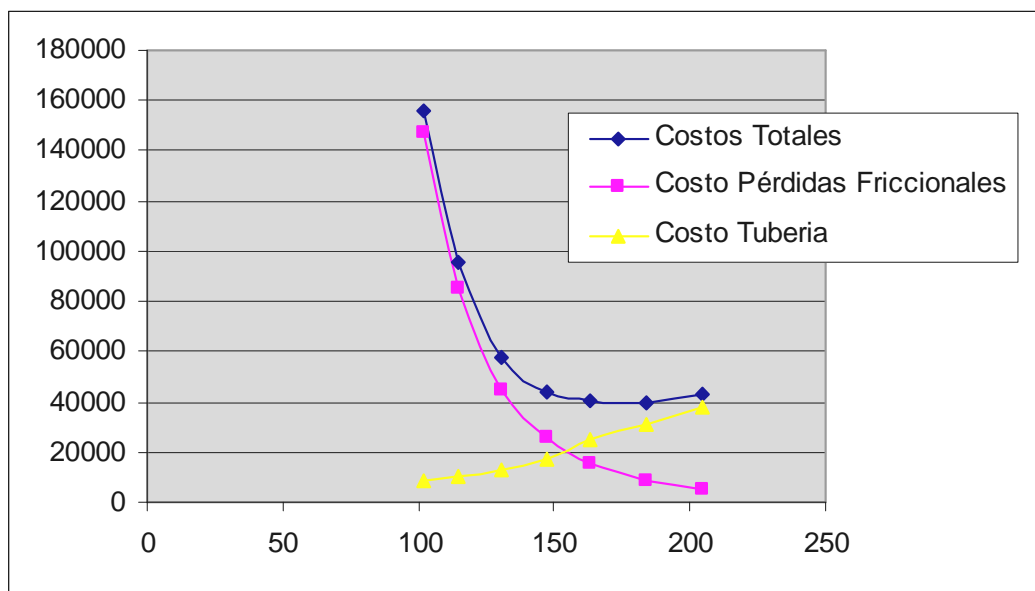


Gráfico 4-1: Comparación Costos Totales Según el diámetro de la Tubería Forzada

El diámetro interior en estas condiciones sería de 180mm. Cabe señalar que generalmente, se determina el diámetro interior de la tubería forzada por la fórmula $D_{int} = 1.13 \sqrt{\frac{Q}{v}}$ con v la velocidad de diseño.

Para $v = 1.5 \text{ m/s}$, $D_{int} = 170\text{mm}$. En lo que sigue, adoptaremos el valor $D_{int} = 180\text{mm}$ como valor de diseño.

4.2.4. Diámetro exterior

Para determinar el diámetro exterior de la tubería de HDPE, hay que calcular primero el espesor del tubo. Se ocupa generalmente la fórmula de Barlow:

$$e = \frac{P \times d_{\theta}}{2\sigma + P}$$

Donde e es el espesor de la pared en milímetros

P es la presión nominal en MPa

d_{θ} es el diámetro nominal exterior

σ es la tensión tangencial admisible a 20°C en N/mm² (~ MPa)

Los valores de P y σ pertenecen a series normalizadas. El valor de σ se calcula gracias al ensayo de tracción a largo plazo (valor MRS) dividido por un coeficiente de seguridad C . Se procesa por iteración (determinamos la presión máxima por golpe de ariete más adelante). Las características del tubo de HDPE ocupado se detallan en la **Tabla 4-10**.

Presión max [MPa]	Tensión adm. [N/mm ²]	Diámetro Exterior [mm]	espesor	Diámetro interior [mm]	Clase SDR	Clase PN
0.7	8	200	11.9	176.2	17	10

Tabla 4-10: Características HDPE 100 (MRS 10 MPa)

Para revisar la sollicitación, *Vinilit* recomienda también ocupar la fórmula básica siguiente:

$$e = \left(\frac{P \times (1 - H^2) \cdot d_{\theta}^3}{2E} \right)^{1/3}$$

- Donde
- P es la presión en Kg/cm²
 - E es el módulo de elasticidad del tubo (20.000 Kg/cm²)
 - d_{θ} es el diámetro del tubo en cm
 - e es el espesor del tubo en cm
 - H es el coeficiente de Poisson (0,46 para el PE)

Esta fórmula entrega los mismos resultados

4.2.5. Características de diseño de la tubería

El uso de tuberías plásticas de HDPE será adecuado en este caso porque los diámetros son inferiores a 300 mm (**Tabla 4-11**). Se pueden enterrar sin complicaciones especiales.

Potencia de Diseño	7.5	kw
Caudal Diseño	34	l/s
Tipo Tubería	HDPE 100	PN 10
Velocidad	1.39	m/s
Diámetro Exterior	200	mm
Diámetro Interior	176.2	mm

Tabla 4-11: Características Tubería Forzada

4.2.6. Unión de las tuberías

Con frecuencia son unidas calentando los extremos y fusionándolos a presión utilizando un equipo especial

Las tuberías de HDPE, por lo general vienen en longitudes estándares y deben ser unidades entre si. Los tipos de uniones de tuberías pueden clasificarse en varias categorías.

Los tubos y accesorios de HDPE pueden ser unidos de distintas maneras. Una manera simple es el acoplamiento por pegamento o calentando los extremos y fusionándolos a presión utilizando un equipo especial. El pegado es la opción más fácil y conveniente. Sin embargo, hay que respetar unas etapas básicas de manipulación para obtener un pegado óptimo.

- Cortar el tubo en un plano perpendicular al eje
- Eliminar las rebabas
- Hacer un bisel
- Restregar, limar y limpiar las superficies que se van a pegar
- Untar el pegamento uniformemente con una brocha adecuada (ancho de 40mm). Se coloca una capa gruesa de pegamento sobre el tubo y una capa fina en el interior del manguito.
- Introducir el tubo en el manguito
- Eliminar el pegamento en exceso

4.2.7. Pérdidas de carga

Las pérdidas de carga de una línea de presión corresponden a las pérdidas de carga por fricción (evaluadas en punto 4.2.8) más las pérdidas de carga singulares, correspondientes a las pérdidas de carga ejercidas por piezas y accesorios especiales tales como codos, tees, válvulas, etc.

4.2.8. Perdidas friccionales

Para el cálculo por aproximaciones sucesivas de la **Tabla 4-12**, se usaron las formulas que aparecen a continuación:

$$Perdidas = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \text{ en metro de columna de Agua por metro}$$

$$\text{con } \lambda \text{ que se define por } \lambda = \frac{64}{Re} \quad \text{si } Re \leq 2000$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\left(\frac{k}{3.7D} \right) + \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \right] \quad \text{si } Re \geq 2000$$

Tipo de Tubería	PE
T°C (agua)	15
Caudal (m ³ /h)	122.4
Diámetro interior (mm)	176,2
Largo (m)	300
Rugosidad (k, mm)	0.002

Masa volumica	999,6996	kg/m ³
Viscosidad cinemática (n)	1,308E-06	m ² /s
Viscosidad dinámica (h)	0,001307	Pl o Pa.s
Velocidad Media (v)	1,394	m/s
Numero de Reynolds (Re)	187899,75	
Tipo de régimen	Turbulento	

Método de Colebrook		
Pérdida de Carga (J)	0,009	m CA / m
Pérdidas de Carga Total	2,684	m CA

Tabla 4-12: Pérdidas de Carga en la Tubería

4.2.9. Pérdidas singulares

Las pérdidas singulares se evalúan según la expresión siguiente

$$Pérdida\ Singular = \frac{Kv^2}{2g}$$

En que: K: factor que depende de cada singularidad
v: velocidad del flujo (m/s)
g: aceleración de gravedad. g = 9,81 m/s²
v²/2g: altura de velocidad (m.c.a.)

A continuación se detalla las distintas pérdidas singulares a lo largo de la tubería forzada (**Figura 4-16 y Tabla 4-13**).

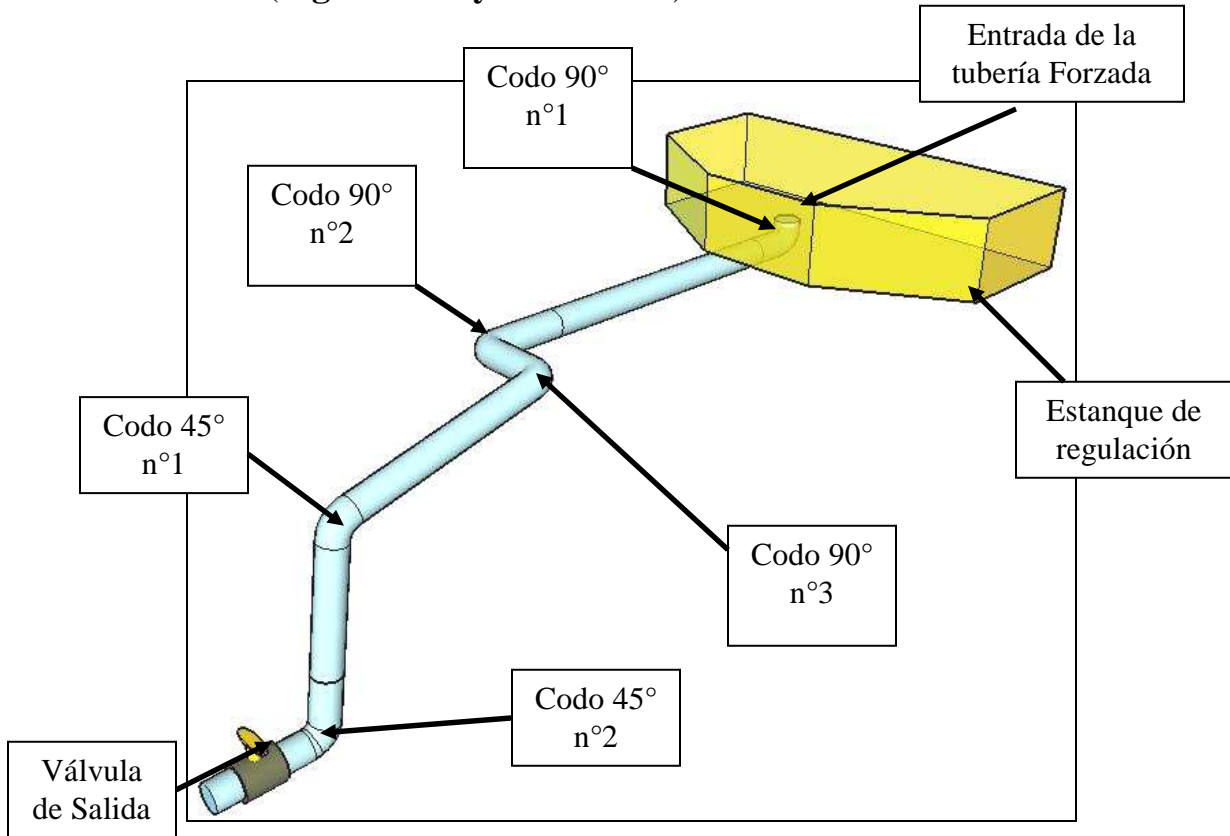


Figura 4-16: Vista general de la Tubería Forzada

Díámetro Interior	180	mm
Velocidad	1.34	m/s
Pérdidas	K	Perdidas (m)
Entrada Tubería	0,50	0,05
Codo 90° n°1	0,60	0,05
Codo 90° n°2	0,60	0,05
Codo 90° n°3	0,60	0,05
Codo 45° n°1	0,42	0,04
Codo 45° n°2	0,42	0,04
Válvula de Salida	10	0,91
Pérdidas Singulares Totales en m CA		1,2
Pérdidas Totales en metro		3,9
Altura de Caída Equivalente		28,1

Tabla 4-13: Pérdidas Singulares - Total

4.2.10. Enterrado de la Tubería forzada

Para garantizar la estabilidad de la tubería, se la coloca enterrada en el suelo de manera que se minimicen los esfuerzos exteriores.

4.2.10.1. *Excavación de la zanja*

La zanja debe tener el tamaño mas reducido posible pero ser bastante ancha para permitir el trabajo cómodo de los obreros. El ancho mínimo L de la zanja en su fondo se define como $L = DN + I$ donde DN es el diámetro nominal exterior de la tubería e I un ancho adicional cuyo valor aparece en la **tabla 4-14**.

Profundidad de la Zanja	Tipo de blindaje	Ancho mínimo L [m]
De 1,3 a 2,5 m	Campana Simple	$De + 2 \times 0,55$
De 2,5 a 3,5 m	Tablero con Corredera	$De + 2 \times 0,60$
De 3,5 a 5,5 m	Tablero con Doble Corredera	$De + 2 \times 0,65$

Tabla 4-14: Ancho Minimo del Fondo de la Zanja

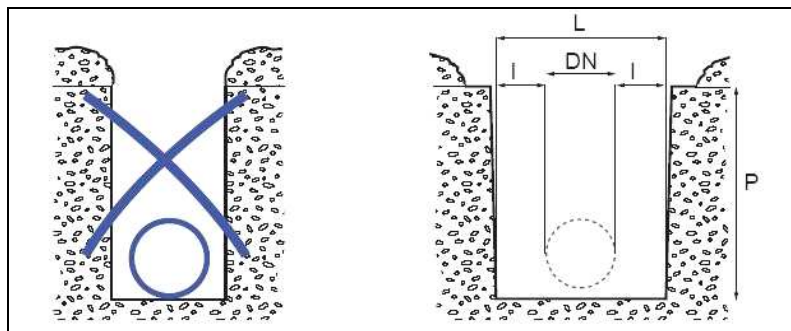


Figura 4-17: Disposición de la Tubería

4.2.10.2. *Colocación y Relleno*

El relleno estructural está constituido de distintas capas de materiales como aparece a continuación (**Figuras 4-17 y 4-18**).

- *El lecho inferior*

El lecho inferior soportante tiene un espesor mínimo de 10 centímetros y está constituido de materiales limpios que contienen menos de 10% de finos. La

tierra natural bien tamizada conviene a este uso. También se puede ocupar un geotextil que limita las entradas de finos desde la tierra original.

- *El lecho intermedio*

El relleno en contacto directo con la tubería hasta una altura de 10 cm arriba de la generatriz superior está hecho de un material similar al del lecho inferior soportante. Si se ocupan materiales calibrados (arena, gravilla), no se necesita una compactación adicional pero en el caso que se utilice la tierra excavada, hay que compactar el material por capa cuyo espesor no excede 30 cm.

- *Recubrimiento y reposo de la tubería*

El relleno se realiza hasta una altura de 10cm arriba de la generatriz exterior superior de la tubería. La compactación sólo se realiza sobre las partes laterales de la zanja, fuera del área ocupada por el tubo, para alcanzar un reposo correcto de las laderas de la tubería. Para evitar una descompresión de la zona de recubrimiento, se retira parcialmente el blindaje antes de realizar dicha compactación de la tierra (compactación Q4 o Q5).

- *El relleno estructural inferior*

Esta capa de tierra se compacta livianamente con la tierra original excavada sin elementos de dimensiones superiores a los 10cm, restos de albañilería o todo lo puede dañar a la tubería o molestar la compresión.

- *Relleno estructural superior*

La ejecución del relleno superior puede hacerse con la tierra excavada. La compactación se realiza por capas sucesivas de 20 cm.

Cerca del recorrido de la tubería, hay que evitar la plantación de árboles cuyas raíces puedan después de unos años alcanzar la cercanía del tubo, modificar el dren y perforar la tubería.

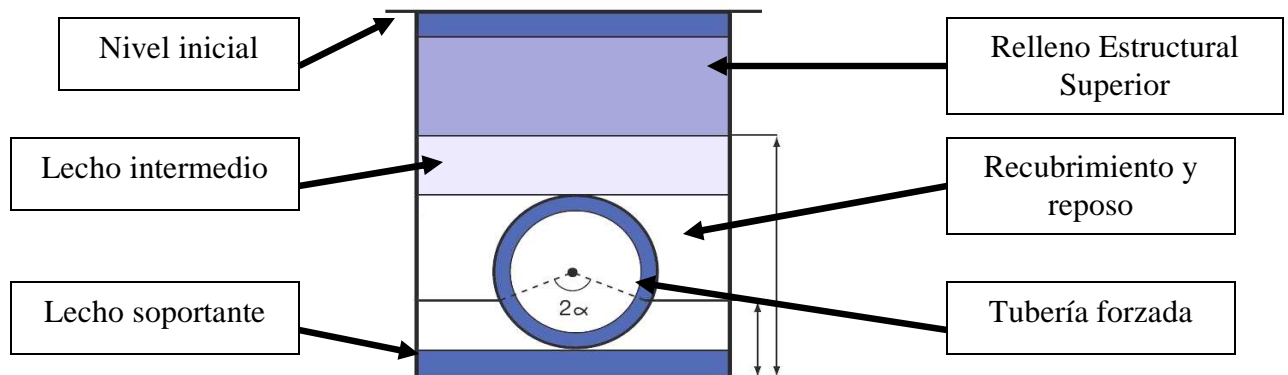


Figura 4-18: Capas del Relleno de la Zanja con Tubería

4.2.11. Cruce del camino A Los Bajos

La tubería forzada del proyecto tiene que cruzar el camino principal “Camino a los Bajos” que es la ruta de acceso al hotel Lagune Club (**Figura 4-19**). Como no existen especificaciones técnicas adecuadas para el cruce de tubería forzada con fines de abastecimiento hidroeléctrico, se aplicaron las normativas procedentes del suministro e instalación de ductos de metal circulares, como aparecen en la sección 5.602, Alcantarillas de Tubos de Metal Corrugado, del Manual de Carretera (**Anexos Especificaciones Manual de Carretera Vol. 5**).

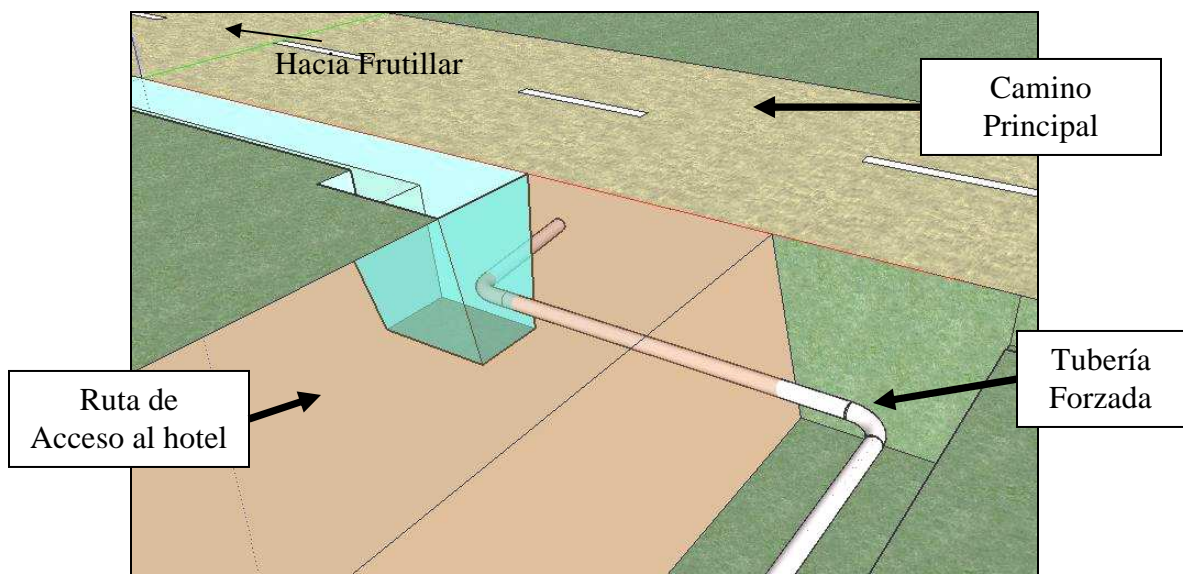


Figura 4-19: Cruce del Camino Principal y de la ruta de acceso al hotel

4.2.11.1. Material

Para garantizar la estabilidad de la obra bajo la carretera y no traspasar las presiones admisibles, se recubre la sección estudiada de la tubería de plástico con una sección circular de metal corrugado, constituido por planchas acanaladas de acero zincado, de los espesores que cumplan con lo establecido en NCh 532 (diam int 200mm/ diam ext 220). Se instalan de acuerdo a lo que sigue.

Solo se aceptaran ductos que se ajusten a lo establecido en NCh 567, sin desperfectos que comprometan la estabilidad y duración de la estructura. Deberán cumplir con las especificaciones del *Manual de Carretera* (**Anexos Especificaciones Manual de Carretera Vol. 5**)

4.2.11.2. *Excavación de Zanjas y preparación de la fundación*

Los ductos de metal corrugado de tipo y espesor de plancha definidos anteriormente se deberán instalar en zanjas previamente excavadas para dicho efecto (**Figura 4-20**). Las faenas de excavación de dichas zanjas y preparación del sello de sus fundaciones, se regirán por lo establecido en el Párrafo 5.601, *Alcantarilla de Tubos de Hormigón (Anexos Especificaciones Manual de Carretera Vol. 5)*.

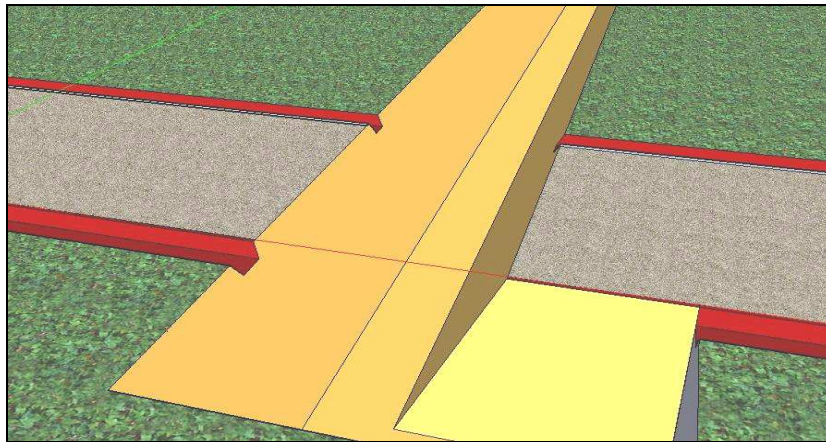


Figura 4-20: Zanja después de la excavación

4.2.11.3. *Instalación de ductos*

Una vez terminados y aprobados los trabajos señalados en el párrafo precedente, se podrá proceder con la instalación de los ductos (**Figura 4-21**).

Se colocarán los tubos en las zanjas y se realizarán las uniones definitivas después de un pre-armado de los tubos para evitar fuerzas no deseables.

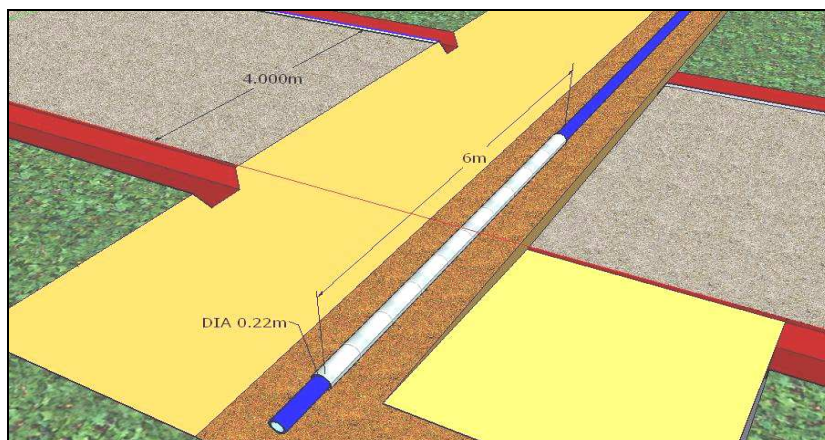


Figura 4-21: Instalación de la tubería

4.2.11.4. *Relleno Estructural*

El material de relleno estructural, incluso su colocación y compactación, se regirá por lo establecido en la *Sección 5.206, Relleno Estructural (Anexos Especificaciones Manual de Carretera Vol. 5)*. Los rellenos estructurales deberán colocarse en capas horizontales uniformes, cuyo espesor compactado no deberá exceder los 0,20m (**Figura 4-22**). Las características del material de relleno estructural aparecen en los mismos anexos.

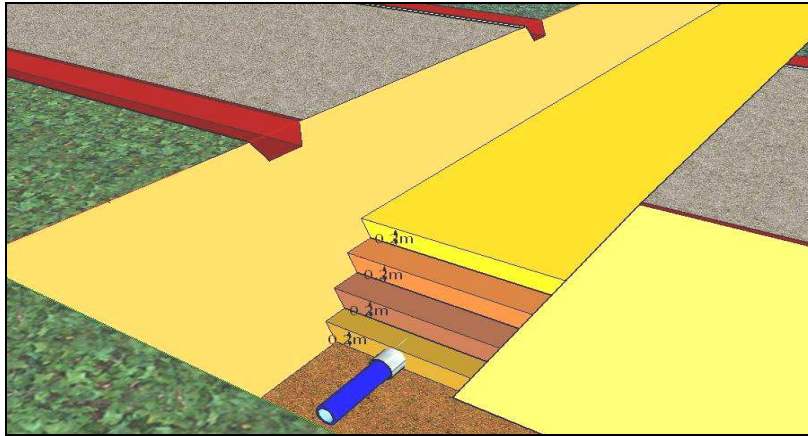


Figura 4-22: Relleno Estructural por capa compactada

4.2.11.5. *Protección de Tuberías Colocadas*

Se deberá tener presente que para no imponer tensiones indeseables a las tuberías colocadas debido al paso de vehículos, se requiere que ellas estén recubiertas por suelos compactados cuyo espesor sobre la clave no sea inferior a $1/8$ del diámetro horizontal y con un mínimo de 0,30 m, siempre que las cargas máximas no superen los pesos por eje autorizados en carreteras.

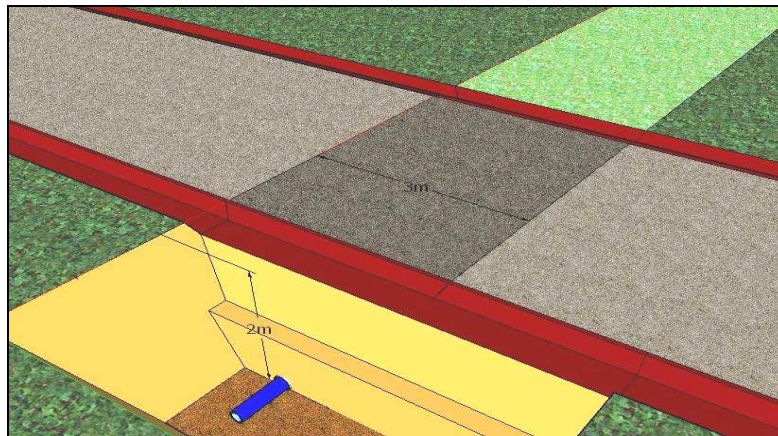


Figura 4-23: Cruce de la Carretera Finalizado

En la realidad, el Ministerio de Transporte sólo otorga un corte parcial de la carretera (50%) para garantizar el paso de los vehículos. La construcción debe hacer en dos tiempos: se excava la mitad norte, se colocan las tuberías de plástico y de acero, se compactada la tierra y se rehabilita el paso de vehículos antes de empezar las obras en la mitad sur del camino.

4.2.12. Sobrepresiones debidas a los cambios de dirección

Un cálculo hidrodinámico muy simple lleva a las siguientes fuerzas sobre un codo (**Figura 4-24**):

$$F_x = p_1 S_1 - p_2 S_2 \cos \alpha + \rho U_2 S_2 (U_1 - U_2 \cos \alpha)$$

$$F_y = -(\rho U_2^2 + p_2) S_2 \sin \alpha$$

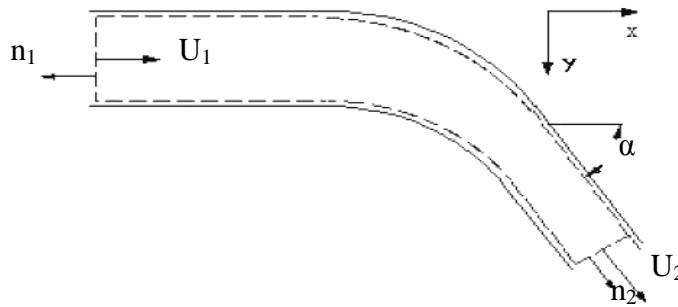


Figura 4-24: Fuerza ejercida sobre un codo de ángulo α

Como no hay cambio de sección y que el caudal es constante, viene que

$$F_x = S [p_1 - p_2 \cos \alpha + \rho U^2 (1 - \cos \alpha)]$$

$$F_y = -(\rho U^2 + p_2) S \sin \alpha$$

Según el valor de α , se calcularon las fuerzas resultantes en toneladas considerando las presiones máximas del golpe de ariete (**Tabla 4-15**).

Angulo de giro α [°]	F_x [toneladas]	F_y [toneladas]
30	2.83	3.27
45	7.15	17.2
60	12.2	21.1
90	24.4	24.4

Tabla 4-15: Fuerzas Según X e Y en un Codo

Como se puede apreciar en la **Tabla 4-15**, los esfuerzos que se ejercen sobre los codos son muy importantes. Generalmente se coloca un anclaje cúbico de hormigón que rodea el codo de manera que su peso propio sea superior a la máxima fuerza. Vinilit recomienda anclajes más adaptados a las tuberías de plástico cuyas dimensiones se detallan en la **figura 4-26**.

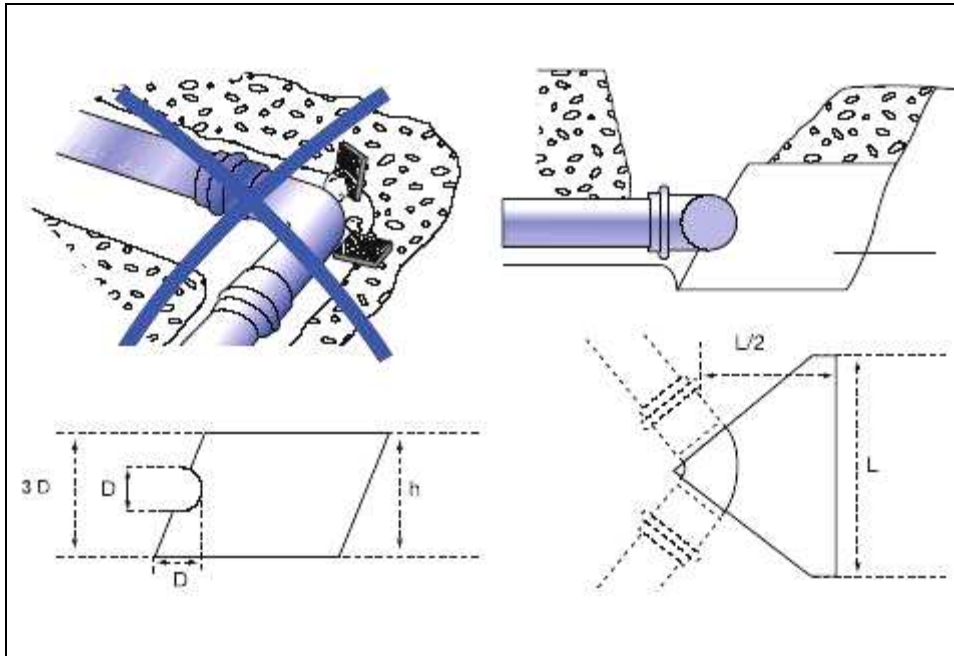


Figura 4-25: Dimensión de la base de Anclaje

4.2.13. Sobrepresiones debidas al golpe de ariete

4.2.13.1. Generalidades

El diseño de la tubería en presión debe considerar eventuales sobrepresiones por golpe de ariete.

Estas sobrepresiones se originan por el cambio brusco de energía cinética a potencial que se produce cuando se cierra bruscamente la circulación de agua de la tubería (cierre intempestivo del regulador de velocidad de la turbina). Esta situación genera una onda de presión que viaja aguas arriba a la velocidad del sonido en el agua y que puede, en situaciones extremas, ser varias veces superior a la presión de diseño.

Lo que sucede puede resumirse en las siguientes etapas:

- Fluyendo el agua con una determinada velocidad, al cerrarse súbitamente la válvula, la energía cinética se transforma en presión, la que comprime la masa de agua y expande la tubería.
- Después de la etapa anterior, el agua principia a expandirse y la tubería a contraerse produciéndose una inversión en el sentido del flujo.
- El agua continúa su movimiento alejándose de la válvula por la inercia adquirida como consecuencia de la expansión de la masa de agua.
- El sentido del flujo se invierte nuevamente, repitiéndose el fenómeno descrito en el primer punto.
- En el caso de las microturbinas, los dispositivos de control que evitan los cierres instantáneos mantienen la sobrepresión en valores que no superan el 50% o 100% de la presión del diseño. La onda de sobrepresión es disipada mediante chimeneas de equilibrio o en la misma cámara de carga.

4.2.13.2. Cálculo general – estimación de Michaud

Como $L_c > L$ (la longitud crítica es mayor que la longitud real), hablamos de conducción corta y se calcula la sobrepresión con la fórmula de Michaud:

$$\Delta H = \frac{2.L.V}{g.T}$$

Conocido el incremento del golpe de ariete y sumando o restando a la presión estática, se puede calcular el timbraje de los diferentes tramos de tubería, sabiendo la máxima presión al producirse el golpe de ariete, o instalar válvulas que eviten sobre presiones sobre los timbrajes (**Tabla 4-16**). Las presiones aparecen en metro de columna de agua.

Altura de presión según Michaud		
Velocidad a (HDPE)	352.5	m/s
Tiempo Cerrada	2.84	s
Longitud Critica	495.5	m
Longitud tubería	300	m
ΔH Michaud	38.9	m CA
ΔH max	70.9	m CA
ΔH min	-8.9	m CA

Tabla 4-16: Sobrepresiones obtenidas con la formula de Michaud

Según Michaud, el fenómeno transitorio implica sobrepresiones negativas en la tubería. Sin embargo, hay que relativizar este resultado porque la formula de Michaud lleva usualmente a un sobre dimensionamiento de la tubería.

4.2.13.3. Método de las características

Aplicando el método de características (Mery, 2006) en caso de un cierre instantáneo (peor caso), se obtienen valores reducidos del golpe de ariete en la tubería (Tabla 4-17 y Gráfico 4-2).

Altura de presión con el método de las Características					
$H_{\text{salida}}\text{max}$	65.8	m	$H_{\text{salida}}\text{min}$	2.2	m
$H_{\text{entrada}}\text{max}$	34.1	m	$H_{\text{entrada}}\text{min}$	34.1	m
$H_{\text{punto}}\text{medio}\text{max}$	65.3	m	$H_{\text{punto}}\text{medio}\text{min}$	2.6	m

Tabla 4-17: Sobrepresiones obtenidas con el método de las características

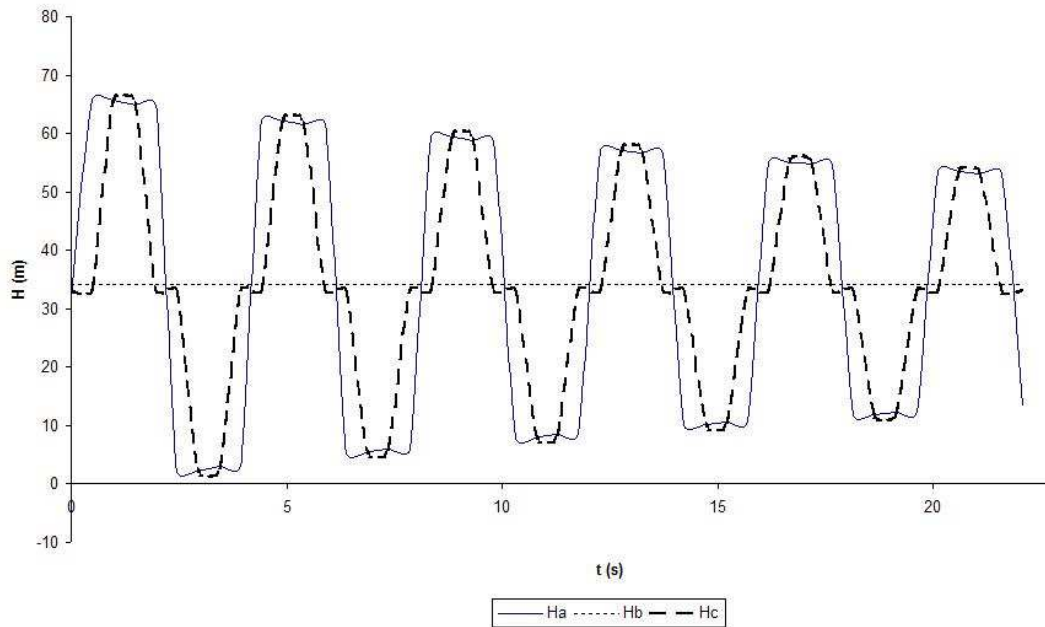


Gráfico 4-2: Evaluación de la presión en la salida, la entrada y la mitad de la tubería

El método de las características no entrega valores de presiones negativas. Sin embargo, un estudio mas preciso necesitaría la división de la tubería en tramos de longitud variable que corresponden a las distintas secciones rectas de la tubería.

4.2.13.4. *Limitación del golpe de ariete*

Aparte de alargar el tiempo de cierre de la válvula de admisión de la turbina (tiempo de seguridad: 1 min), existen diferentes métodos de limitación de la intensidad del golpe de ariete en caso de emergencia.

- Volante de inercia

Consiste en incorporar a la parte rotatoria de la turbina un volante cuya inercia retarde la pérdida de revoluciones de la turbina y en consecuencia, aumente el tiempo de parada de la turbina, con la consiguiente aminoración de las sobrepresiones. Evita también que la turbina se sobre revoluciona.

- Chimeneas de equilibrio

Consiste en una tubería de diámetro superior al de la tubería, colocada verticalmente y abierta en su extremo superior a la atmósfera, de tal forma que su altura sea siempre superior a la presión de la tubería en el punto donde se instala en régimen permanente.

- Válvulas de alivio rápido

Son dispositivos que permiten de forma automática y casi instantánea la salida de la cantidad necesaria de agua para que la presión máxima en el interior de la tubería no exceda un valor límite prefijado (presión máxima admisible en la tubería).

Suelen proteger una longitud máxima de impulsión el orden de 2Km. Los fabricantes suelen suministrar las curvas de funcionamiento de estas válvulas, hecho que facilita su elección en función de las características de la tubería forzada.

Generalmente, no se protegen las tuberías forzadas para alturas de caída inferiores a 30m. En este caso, vista la pequeña intensidad del golpe de ariete, la última alternativa parece una solución muy segura para garantizar la integridad de la tubería durante el fenómeno transitorio.

En caso que no se instale una válvula, se tratará de alargar el tiempo de cierre de la válvula de salida o de parada de la turbina para limitar que sobre revolucione la unidad.

4.3. La microcentral o casa de máquina

Esta constituida por una sala de dimensiones reducidas, construida en albañilería (ladrillos), en donde se aloja el equipamiento que realiza las conversiones de energía hidráulica a mecánica y de mecánica a eléctrica.

El equipamiento electromecánico constituido por turbina, generador, convertidor de velocidad y sistema de regulación, se complementa con la instalación eléctrica de salida de la sala de máquina y un tablero de control con registros de tensión, frecuencia y energía suministrada a la red. En este segundo caso, se trata de instalaciones donde la sala de máquinas (y el tipo de turbina utilizada) admite quedar expuesta a inundaciones durante las máximas crecidas, en este caso el equipamiento eléctrico se instala en la planta alta y la turbina (para aprovechar el máximo desnivel) queda en la planta baja.

Si bien la obra civil de cierre de la sala de máquinas es muy sencilla, debe prestarse adecuada atención al pozo de descarga del agua turbinada y al dimensionamiento y ejecución de las fundaciones que aseguran la estabilidad de la sala durante las máximas crecidas. Por eso, se dispondrá la casa de máquina 1.5 metros por encima del nivel máximo histórico del Lago Llanquihue.

4.3.1. Conversión Hidromecánica

La lógica de decisión tecnológica aplicada a las centrales de mayor porte no debe trasladarse al ámbito de las microcentrales como la de este proyecto. Las turbinas para microcentrales deben mantenerse dentro de rendimientos adecuados, pero mientras las turbinas de grandes centrales operan con rendimientos del orden del 95%, las que equipan microcentrales lo hacen con rendimientos entre 70 al 80%. Esto obedece a dos causas principales:

El diseño y los métodos de fabricación para las turbinas de microcentrales debe adaptarse a la tecnoestructura de la región donde los proyectos se implantan

Los costos incrementales de mejoras crecientes de la tecnología, no pueden ser absorbidos por los beneficios incrementales, en proyecto de pequeña escala y bajo nivel de difusión (no cuentan ni con economías de escala ni con economías en serie).

En el campo de las potencias de las máquinas de las micro y mini centrales (1 a 300 kW), las tecnologías más difundidas son las turbinas Pelton, Michell / Banki y Hélice.

Cubriendo una amplia combinación de valores de “caudal / altura” de los aprovechamientos se ubica la turbina Crossflow / Banki (**Gráfico 4-3**) que reúne además otras ventajas comparativas, tales como rendimiento parejo tanto a cargas parciales como a plena carga, mayor sencillez constructiva y menor costo por unidad de potencia instalada. Estas turbinas permiten aprovechar saltos entre 3 y 80 metros de desnivel en forma muy competitiva frente a las otras tecnologías.

Altura de Caída

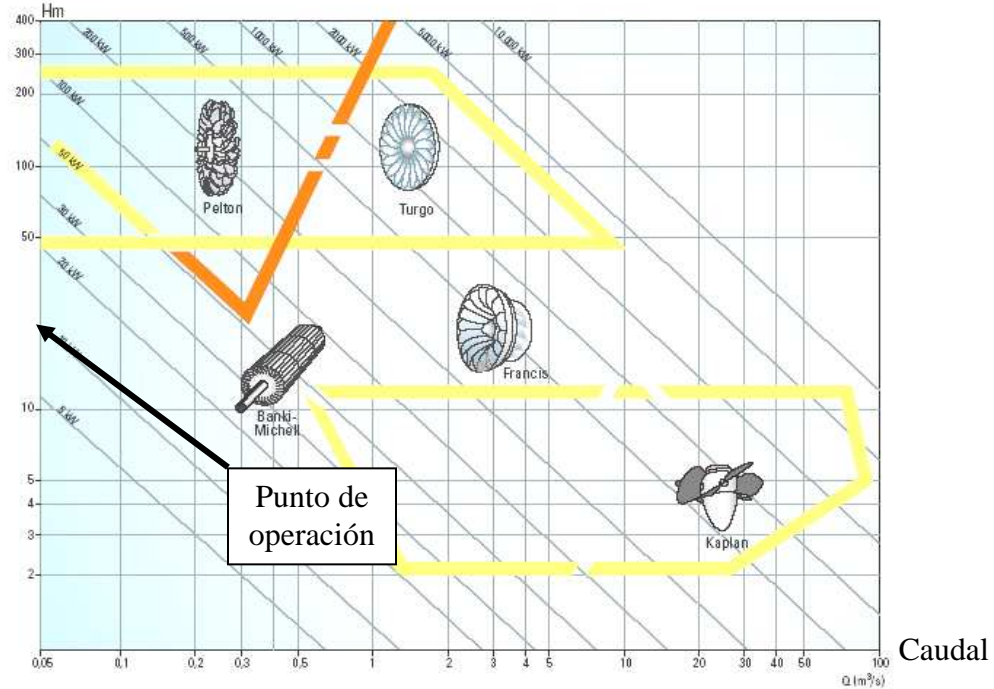


Gráfico 4-3: Rango de aplicación de las distintas turbinas

Lamentablemente, en este rango de caudal, no existen proveedores de turbinas adaptadas a este rango de caudal en Chile (según Mantex S.A). Entonces la única opción factible es elegir una turbina Pelton (**Tabla 4-18**). Sin embargo, se encuentra en **los anexos** una descripción detallada de la turbina Crossflow / Banki y de su diseño óptimo.

Diseño Turbina	
Altura de Caída	32 m
Caudal	0.034 m ³ /s
Tipo de turbina óptimo	Crossflow / Banki
Tipo de turbina disponible	Pelton

Tabla 4-18: Elección de la Turbina

4.3.2. La turbina Pelton

4.3.2.1. *Principios generales*

Esta turbina constituye la expresión actual de la rueda hidráulica, donde las palas han sido reemplazadas por cucharas que reciben el impacto de un chorro de agua de alta velocidad que se proyecta desde un inyector.

En estas turbinas, de chorro libre, la conversión de la energía cinética a mecánica se realiza a presión atmosférica y sólo se modifica el vector de velocidad del agua. Es una turbina de “impulso” donde la variación de cantidad de movimiento del agua en las cucharas provoca el impulso de rotación (par motor o torque) de la rueda. Todo el proceso de conversión se realiza a presión atmosférica (**Figura 4-19**).

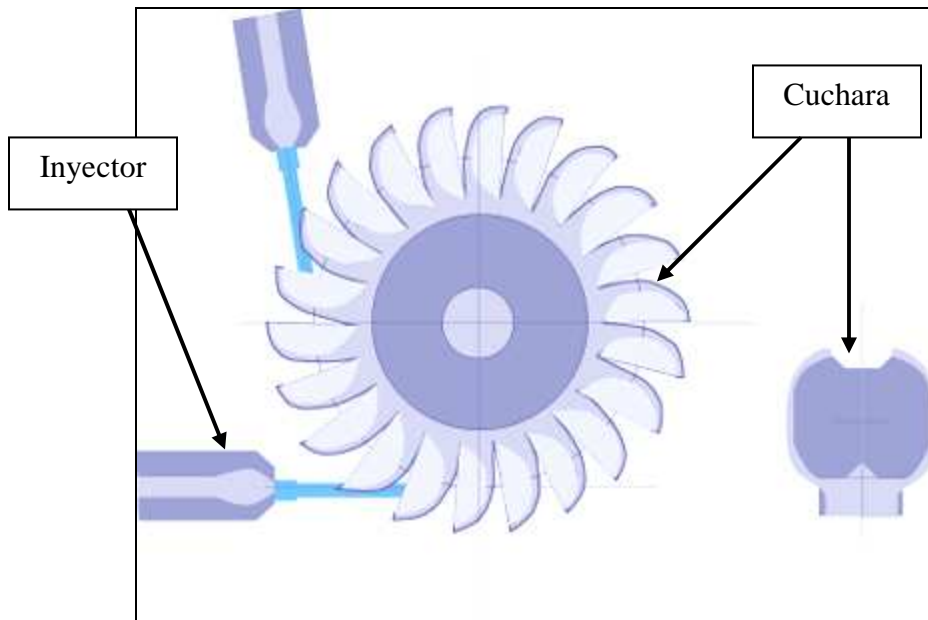


Tabla 4-19: Funcionamiento de la Turbina Pelton

Los componentes tecnológicos de las turbinas son básicamente cinco:

- El inyector
- El deflector
- Las cucharas
- El rotor o rodete
- La carcasa

El inyector y la forma en que proyecta el chorro sobre las cucharas pueden verse en la **Figura 4-26**.

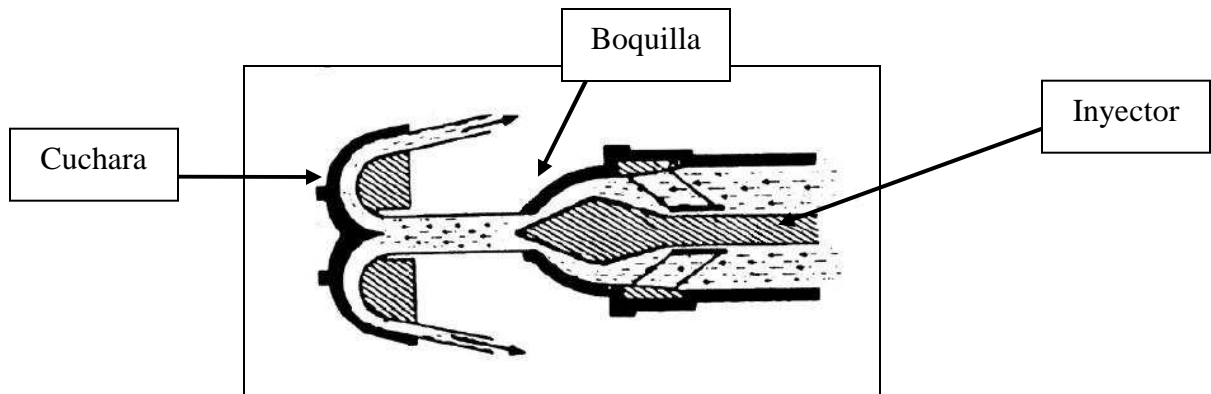


Figura 4-26: Inyector y Forma de la Proyección en la Pelton

El inyector es un tubo de pequeño diámetro que recibe el agua de la tubería de presión. Dentro del tubo se dispone un vástago móvil que, operado externamente, regula el caudal que se inyecta mediante una aguja en su extremo y una boquilla en el extremo del tubo que lo contiene. La operación del inyector es automática, comandada por el sistema de regulación de la MCH.

El deflector (**Figura 4-27**) es un dispositivo sencillo manejado por el sistema de regulación de la máquina que deriva el chorro en forma parcial o total para reducir o suprimir el impacto sobre las cucharas ya sea con fines de regulación ante variaciones importantes de la carga o de parada de la máquina ante salida intempestiva de la carga.

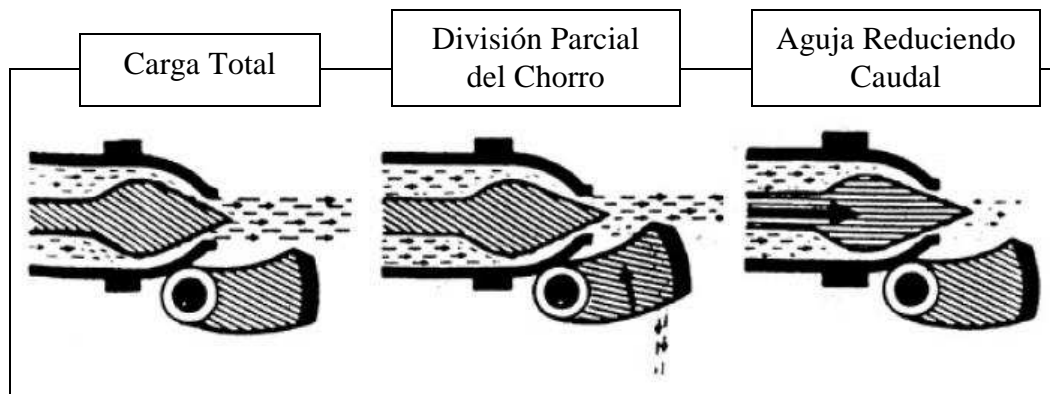


Figura 4-27: Posición del Deflector

En ambos casos los deflectores actúan en forma rápida, permitiendo que luego el caudal se ajuste por el sistema de boquilla – aguja evitando producir grandes efectos de golpe de ariete en la tubería en presión.

La cuchara (Figura 4-28) tiene una geometría doble y simétrica de manera que el chorro incide en el eje de simetría y se separa en dos partes iguales descargando el agua por los laterales, entre el rotor y la carcaza hacia la boca de descarga.

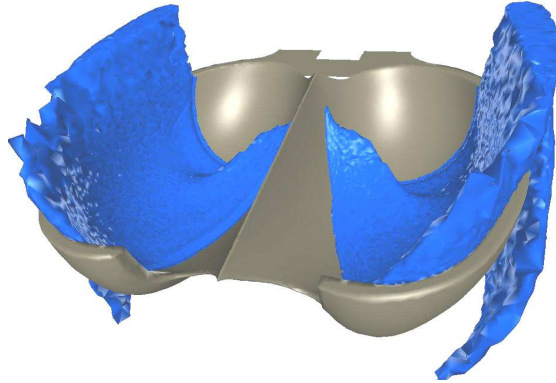


Figura 4-28: Detalle de una Cuchara "Pelton"

Las dimensiones de la cucharas se adoptan en proporción al diámetro y del diámetro de chorro. El número de cucharas es función del dicho diámetro de rotor adoptado.

El rotor tiene el diámetro mínimo que permita colocar el suficiente número de cucharas para que el chorro de agua enfrente siempre una cuchara para convertir su energía sin pérdidas que disminuyan el rendimiento.

El rotor tiene un árbol central pasante que transmite la potencia fuera de la máquina al acoplamiento con el generador en forma directa o a través del variador de velocidad. El árbol de transmisión se apoya en rodamientos instalados en sus extremos.

La forma y el tamaño de **la carcaza** son tales que permita la evacuación del agua turbinada sin interferir con el rotor ni con el chorro de agua de los inyectores.

4.3.2.2. Características operativas

Las máquinas en cuestión se adaptan perfectamente a un amplio rango de saltos y caudales, cubriendo una gran región del plano H/Q, sin variar su geometría genérica (**Figura 4-29** y **Figura 4-34**).

Los diseños actuales de las cucharas suministradas por los brasileros (proveedores de turbinas en Santiago según Mantex SA) sólo alcanzan rendimiento de 70-80% en el “peak” de eficiencia (**Tabla 4-20**).

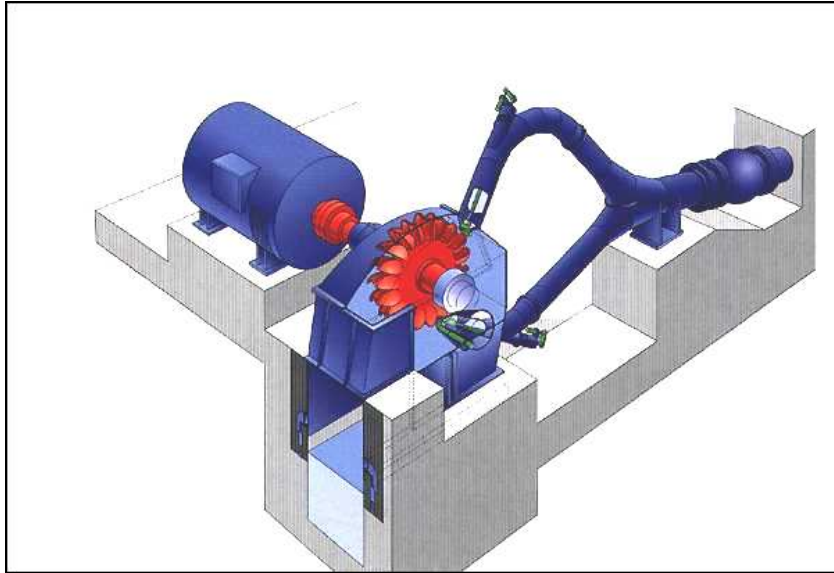


Figura 4-29: Esquema de la Turbina Pelton Beta P450 (con 2 inyectores)

La potencia al eje de la máquina es función del rendimiento que se obtenga con el diseño utilizado y está expresada por:

$$Pe(kw) = 9.807 \times \eta \times Q(m^3 / s) \times H(m)$$

Altura de Caída bruta	Altura Caída neta	Caudal de diseño	Rotación Nominal	Rendimiento máximo	Orientación Eje	multiplicación de la rotación
32 m	28 m	34 l/s	700 Rpm	0.8	Horizontal	Tipo “V”

Tabla 4-20: Características Turbina Pelton Beta P450

4.3.3. Casa de máquina

4.3.3.1. *Orientación de la admisión*

La orientación de la admisión puede ser horizontal, inclinada o vertical. La mayoría de los constructores tiende a elegir una admisión horizontal (**Figura 4-30**). La turbina Pelton Beta P450 tiene una admisión inclinada en su modelo estándar. La elección de orientar la entrada según el eje de entrada de la admisión aparece como muy razonable, ya que evita la colocación de un codo adicional.

Sin embargo, esta orientación tendrá los inconvenientes siguientes

- Mayor dificultad de armar y desarmar
- mayores tensiones sobre las máquinas al mover la tubería

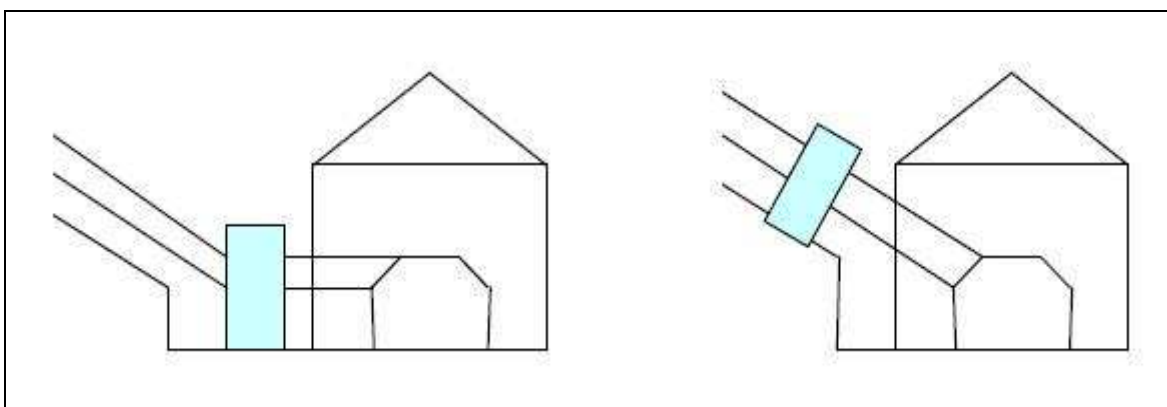


Figura 4-30: Orientación de la admisión

4.3.3.2. *Altura de la Casa de máquina*

El nivel de la casa de maquina depende de la amplitud de variación de altura del Lago Llanquihue. Dado el gran volumen de agua que almacena el lago sobre una superficie de 860 km², el lago no ha tenido una variación notable de su nivel desde su ocupación por los seres humanos (no se ha registrado inundación en Puerto Varas o Frutillar desde la edificación de las ciudades). Lo que sí podría afectar la seguridad de las instalaciones hidroeléctricas es la ola debida a un fenómeno de terremoto.

Para garantizar la seguridad de la casa de máquina, se recomienda disponerla 1,5 metros agua arriba del nivel actual del lago (70msnm).

4.3.3.3. *Elementos de la casa de maquina*

Este es el edificio que alberga la unidad generadora de la central (turbina y generador eléctrico) y todos sus equipos de control (válvula, sistema de regulación del caudal y de la generación eléctrica).

Los equipos auxiliares dependen de las características de la turbina y del generador entregadas por el proveedor.

La casa de máquina debe poder funcionar de manera totalmente automática ante la falla de alguno de sus componentes mecánicos o de alguno de los circuitos que la abastecen, como en caso de presentarse cortocircuitos en la línea de transmisión o un recargo de consumo.

4.3.4. Acoplamiento y multiplicación de la velocidad

Las unidades turbogeneradoras se componen de dos equipos (turbinas y generador) cuyas velocidades de rotación pueden ser en general diferentes.

La velocidad de rotación del generador está determinada por la frecuencia eléctrica de la corriente (50Hz) y depende de la cantidad de polos del generador. El generador tiene una rotación nominal de $N_G = 1800 \text{ r.p.m}$

Por su parte la turbina tiene una velocidad de rotación $N_T = 700 \text{ r.p.m}$ que corresponde a la situación de rendimiento óptimo de la máquina operando en las condiciones de caudal y altura de carga de diseño.

En consecuencia, es necesario utilizar un multiplicador de velocidad que permita transferir la potencia en el eje de la turbina que rota a N_T , al eje del generador que rota a N_G . Esa relación de multiplicación es $r = \frac{N_G}{N_T} = 2.57$.

Para materializar esa adaptación de velocidad entre los ejes de la turbina y del generador se utilizan multiplicadores de tipo de polea con correas en “V”. Las correas planas tienen mejor rendimiento (98%) pero requieren mayor tensado para evitar su deslizamiento y en consecuencia hay mayor esfuerzo sobre los ejes y rodamientos. Las correas en V requieren menores tensiones de montaje pero tienen un rendimiento menor (95 a 97%).

4.3.5. Generación de la electricidad

Como los usuarios serán siempre abastecidos mediante una pequeña red de distribución local, se instalará una unidad de generación de corriente alterna (Figuras 4-31 y 4-32).

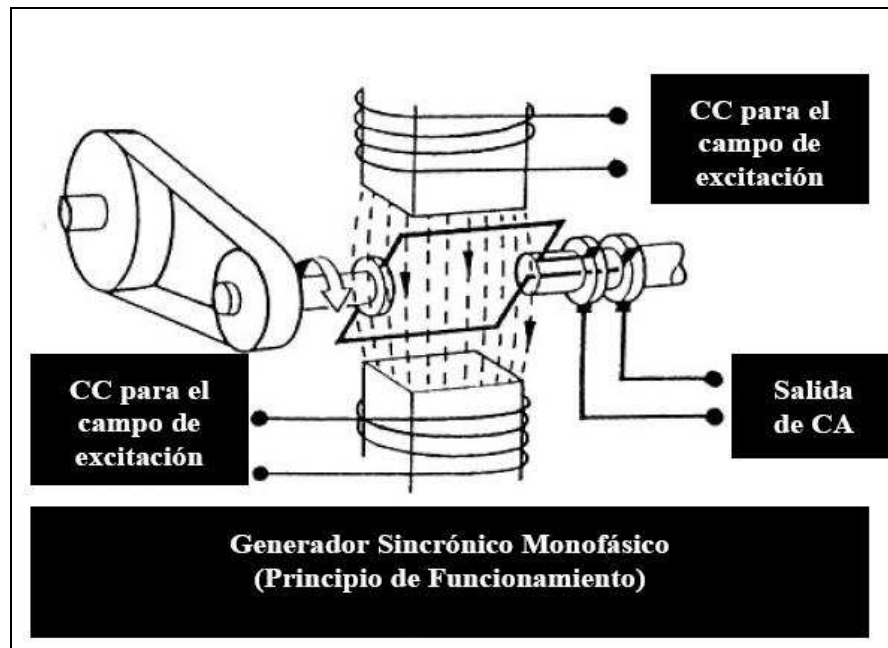


Figura 4-31: Generador Síncrono Monofásico

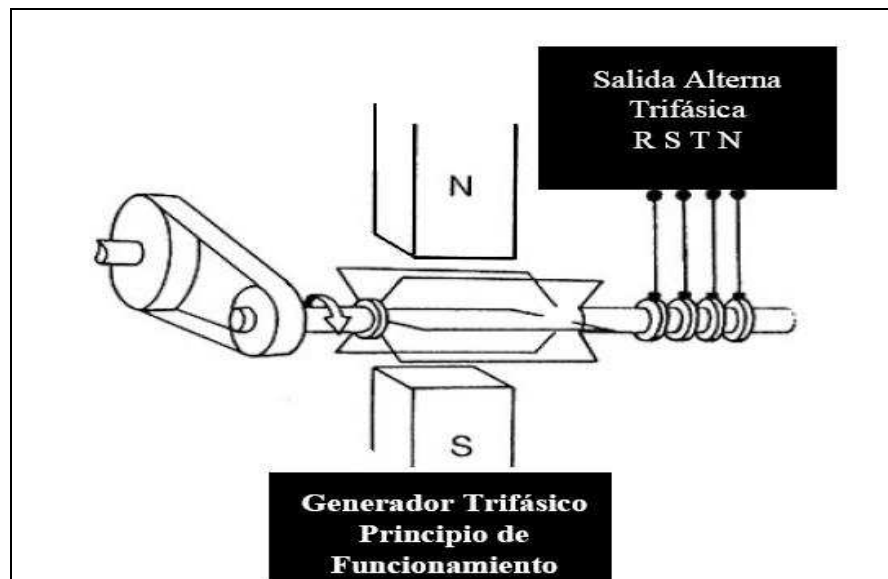


Figura 4-32: Generador Trifásico

El uso de corriente alterna trifásica es conveniente para la potencia que se quiere instalar ($7 > 5 \text{ kW}$). Es condición básica de conveniencia que se mantenga el sistema con las cargas equilibradas en tres fases (**Tabla 4-21**).

Sistema de generación	Escala de rendimiento	Usos habituales
Corriente Alterna Monofásica Rectificador para Carga de Baterías Inversores en la demanda	Menos 5kW	Iluminación Comunicaciones Computación Conservación de alimentos
Corriente Alterna Mono o Trifásica	Menos de 10kW	Ídem anterior más pequeños motores monofásicos (domésticos o productivos)
Corriente Alterna	Más de 10kW	Ídem anterior más motores trifásicos (usos productivos)

Tabla 4-21: Uso habituales de los sistemas de generación

En el caso estudiado, como se quiere interconectar la microcentral a la red de servicios públicos, la corriente deberá necesariamente ser alterna. El conjunto turbina-generador se puede apreciar en la **Figura 4-34**.

4.3.6. Generación alterna

La generación alterna y transmisión de la energía eléctrica mediante sistemas de corriente alterna involucra la presencia conjunta de energía y potencia activa (que produce trabajo) y energía y potencia reactiva que circula dentro del sistema eléctrico, pero que no sirve en términos de energía útil en la carga del sistema.

La energía y potencia reactiva está asociada a la presencia de campos eléctricos expresados en términos del parámetro de capacidad (C) y a la presencia de campos magnéticos expresados en términos del parámetro inductancia (L).

A su vez la energía activa se aplica tanto al consumo de energía útil de los usos finales como para atender a pérdidas de joule del sistema y su presencia se expresa en términos del parámetro resistencia (R).

Como ya se mencionó, la generación alterna se origina al obtener tensión (V) en los bornes de una bobina con rotación relativa respecto de un campo magnético. De acuerdo a la velocidad de rotación y al número de los polos magnéticos del generador, resultará una determinada frecuencia de tensión generada en los bornes del generador. Esta frecuencia está estandarizada a 50 ciclos por segundo (Hz). De esta forma, un generador deberá rotar, según la cantidad de polos con que esté construido, a una velocidad fija y determinada, para producir energía eléctrica en la frecuencia de 50 ciclos por segundo (**Figura 4-33**).

Los generadores de pequeñas potencias más difundidos en MCH's son los de 4 polos que rotan a 1500 r.p.m. y los de 6 polos que rotan a 1000 r.p.m. Mantex entrega un generador de rotación nominal $N_G = 1800 \text{ r.p.m}$ con dos pares de polos. A pesar de lo indicado en su cotización, la frecuencia nominal entregada por Mantex es de $f_N = \frac{1800 \times 2}{60} = 60 \text{ Hz}$. Esta frecuencia no es adecuada en Chile (**Tabla 4-22**).

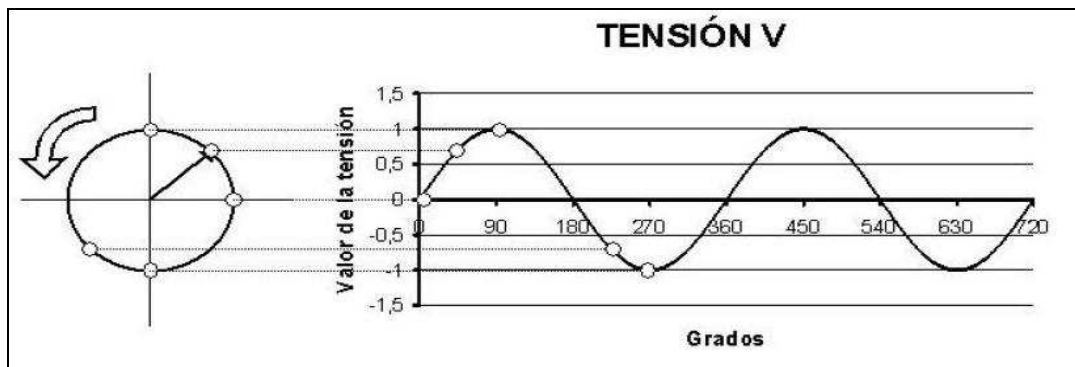


Figura 4-33: Tensión en función del Angulo de Giro (un par de polos)

Como se está en un caso de generadores trifásicos, donde las bobinas están físicamente separadas en ángulos de 120° y las ondas desplazadas unas de otras en la misma magnitud, la diferencia de tensión entre fases (vector que une los extremos de dos vectores de 220V separados 120°) es de 380 V.

Cuando entre los bornes del generador se conecta una carga, circulará una corriente (I). La potencia activa (la que resulta en energía útil en los artefactos y equipos), se corresponde con el producto de la tensión por la parte de la corriente que se encuentra en fase con la misma. Es decir que:

$$P_{activa} = V \cdot I \cdot \cos(\Phi) \text{ siendo } \Phi \text{ el ángulo entre los vectores } V \text{ e } I \text{ (en kW)}$$

Sin embargo en el sistema circula una corriente I y su capacidad debe estar ajustada a la misma. Por ello el dimensionamiento del generador debe tomar en cuenta la potencia aparente dada por $P_{aparente} = V \cdot I$ en kVA.

Los generadores en serie expresan su capacidad (potencia de chapa) tanto en términos de potencia activa (kW) como de potencia aparente (kVA) o bien indican la potencia activa considerando un $\cos(\Phi) = 0.8$.

Potencia Nominal	7.5 kVA
Rotación nominal	1800 Rpm
Frecuencia	50 Hz
Numero de Polos	4
Numero de fases	3
Tensión Nominal	380 V
Tipo de generador	Síncrono
Forma Constructiva	Eje horizontal con 2 descansos

Tabla 4-22: Características del Generador Entregadas por Mantex

En los sistemas trifásicos, las ventajas de su mayor capacidad específica para transportar energía, se aprovechan siempre que se mantenga un sistema de cargas equilibradas, tanto en el valor de las impedancias como en su factor de potencia, de modo que cada fase transporte aproximadamente la misma corriente.



Figura 4-34: Conjunto Turbina - Generador entregado por Mantex

5. Evaluación Económica

5.1. Introducción

En esta última parte, se detallan los costos calculados para este proyecto. En base a estos resultados se determina la inversión necesaria para ejecutar la construcción y posterior operación de esta central.

Se realizó un análisis de factibilidad técnico - económico para decidir la viabilidad de la realización de este proyecto. Los costos considerados para este análisis se resumen a continuación.

- Costos de las obras civiles
 - Obras civiles
 - Obras misceláneas
- Costos de los equipos electromecánicos
 - Costos de los equipos de generación y de transmisión de energía
 - Costos de equipos misceláneos
- Elaboración del presupuesto preliminar del proyecto.

5.2. Costos Considerados

Movimiento de Tierra		
Colocación Talud	1100	\$/m3
Traslado material > 5km	130	\$/m3/km
Traslado < 5km	1100	\$/m3
Costo Arena	3500	\$/m3
Costo grava	2500	\$/m3
Costo Material Presa Homogenea	2225	\$/m3
Excavacion / Cargar	400	\$/m3
Excavación + Traslado a 5km	1500	\$/m3

Tabla 5-1: Costos Movimiento de Tierra

Tubería HDPE 100		
Costo Bodega	22	US\$/m
Costo Colocado en Zanja	30	US\$/m
Costo Colocado + Traslado	34	US\$/m

Tabla 5-2: Costos Tubería HDPE PN-10

Equipo electromecánico		
Turbina Hidráulica completa modelo Betta P450		
Regulador, Tablero eléctrico		
Multiplicador de rotación, Acoplamientos y Chasis metálico		
Alternador Eléctrico 7,5 KVA		
Costo sin IVA	20250	US\$

Tabla 5-3: Cotización Equipos Electromecánicos (estimación MANTEX)

El costo de la casa de maquina se estimó a 5% del de los equipos electromecánicos y las obras misceláneas se calcularon como el 5% del total de las obras totales (Estas últimas son obras que existirán, pero que no se pueden especificar, como son, por ejemplo, los drenes, la transmisión eléctrica, las alcantarillas, los cruces de quebradas, etc.

5.3. *Cálculo de los Costos*

Movimiento de Terreno Superficial		
Profundidad	3	m
Superficie	22000	m ²
Volumen Estimado	66000	m ³
Costo Excavación +Traslado 5km	198000	US\$

Tabla 5-4: Costos Movimiento de Terreno Superficial

Construcción Presa		
Altura Presa	3	m
Superficie Transversal	35,25	m ²
Superficie Dren	3,25	m ²
Superficie Tierra	32	m ²
Largo Presa	350	m
Volumen Tierra	11200	m ³
Volumen Arena + Grava necesario	8400	m ³
Volumen Expendido	10920	m ³
Costo Material Presa+ Traslado < 5km	72618	US\$
Volumen Dren	1137,5	m ³
Costo Material Dren + Traslado	9100	US\$
Costo Presa	105742	US\$

Tabla 5-5: Costo de Construcción de la Presa

Zanja de la Tubería		
Profundidad Zanja	3,5	m
Ancho Zanja	1	m
Largo Zanja	350	m
Volumen Excavado Expendido	1592,5	m ³
Costo Excavación	980	US\$
Costo Compactación	3153,15	US\$
Costo Excavación + Compactación	4133,15	US\$

Tabla 5-6: Costo Excavación Zanja Tubería

Tubería HDPE 100		
Largo Tubería	350	m
Costo Tubería + Transporte + Colocación	11900	US\$

Tabla 5-7: Compra y colocación de la tubería de HDPE

Tubería PVC		
Largo Tubería	5	m
Costo Tubería + Transporte + Colocación	100	US\$

Tabla 5-8: Costos Tubería de Restitución al Lago Llanquihue

Canal de Evacuación		
Largo Canal	100	m
Área Transversal	0,4	m ²
Volumen Excavado	40	m ³
Costo Excavación + Traslado 5km	120	US\$

Tabla 5-9: Costo Canal de evacuación de agua

Costo Obras Civiles del Proyecto		
Remoción Terreno Superficial	198000	US\$
Construcción Presa	105742	US\$
Zanja de la Tubería	4133,15	US\$
Gastos Generales e Utilidades Mov Tierra	107756,303	US\$
Tubería HDPE 100	11900	US\$
Tubería Restitución PVC	100	US\$
Canal de Evacuación	120	US\$
Obras Civiles misceláneas	17110,0581	US\$
TOTAL Obras Civiles	444861,511	US\$

Tabla 5-10: Costo Obras Civiles del Proyecto

Costo Equipos del Proyecto		
Equipos	20250	US\$
Equipos misceláneos	1012,5	US\$
TOTAL Equipos	21262,5	US\$

Tabla 5-11: Costo Equipos del Proyecto

Costo Total del Proyecto		
Obras Civiles	444861,5	US\$
Equipos	21262,5	US\$
TOTAL Proyecto	466,1	kUS\$

Tabla 5-12: Costo Total del proyecto

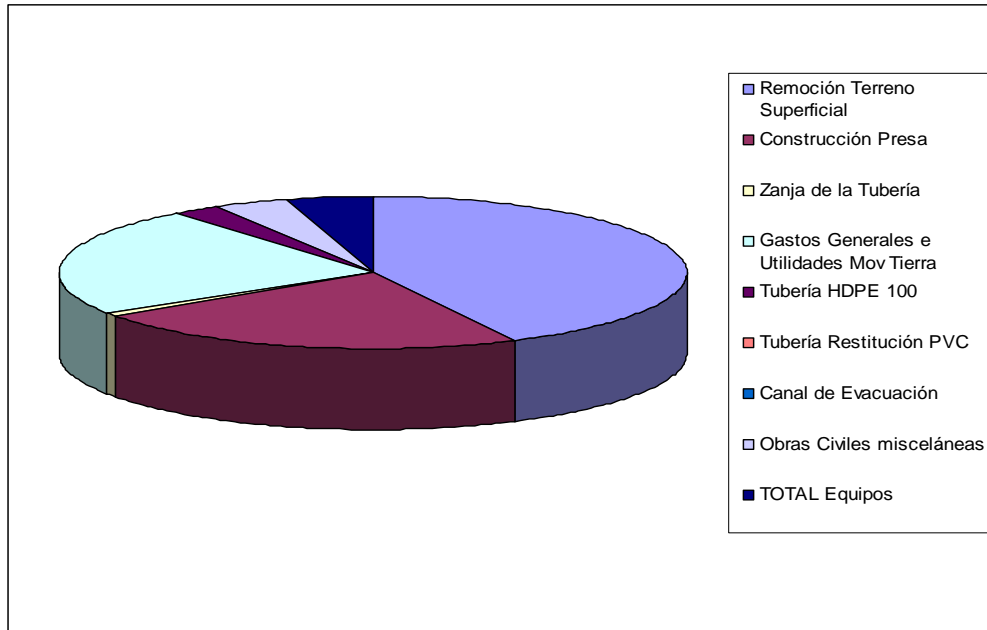


Gráfico 5-1: Repartición de los Costos

El 90% del costo total directo de la microcentral esta constituido por las obras civiles y el 70% por movimientos de tierra. El costo directo estimado seria de 466.000 US\$. Este valor es muy elevado para este tipo de proyecto.

5.4. Presupuesto del Proyecto

El cálculo del presupuesto se ha estructurado de la siguiente manera. Las bases presupuestarias indican el estado financiero que rodea al proyecto previa ejecución y la duración esperada de la construcción de la central:

BASES PRESUPUESTARIAS		
Nivel de precios	10/2007	
Tasa de cambio	500	\$/US \$
Período de construcción	12	meses
Tasa de interés de préstamos	10	%
Tasa de impuesto	17	%

Tabla 5-13: Bases presupuestarias

Las características más relevantes del proyecto se indican a continuación:

CARACTERISTICAS PROYECTO		
Caudal de diseño	34	l/s
Altura neta	32	m
Potencia Instalada	7.5	kw
Tiempo Funcionamiento	2.5	meses
Energía media Anual	6	MWh/año
Factor de planta (Temp. de Uso)	0.4	-

Tabla 5-14: Características del proyecto

- Costo por imprevistos

IMPREVISTOS		
<i>Costo directo</i>	466	kUS\$
<i>Imprevistos</i>	23	kUS\$
<i>Total</i>	490	kUS\$

Tabla 5-15: Costo por imprevistos

- Costo con interés

COSTOS TOTAL DEL PROYECTO		
Intereses durante construcción	12	%
Total sin interés	490	kUS\$
Total con interés	550	kUS\$

Tabla 5-16: Costo Total del Proyecto

- Costo de la potencia y de la energía

El costo de la potencia de una microcentral está asociado con el costo total de inversión asignado por unidad de potencia neta en los bornes del generador. El costo de potencia permite comparar las bondades relativas de proyectos hidroeléctricos entre si (**Tabla 5-17**)..

Los costos por concepto de energía se calculan de una manera análoga, en este caso dividiendo el costo anual por la energía media producida expresada en kWh/año (**Tabla 5-18**).

Los costos de potencia a precios de mercado son fuertemente variables y se colocan en un rango entre 1.000 U\$/kW a 4.000 U\$/kW. El costo de potencia del proyecto de Frutillar esta muy arriba de este valor.

COSTO DE LA POTENCIA		
Costo del proyecto	548,16	kUS\$
Potencia por instalar	7	kW
Costo de la potencia	78309	US\$/kW

Tabla 5-17: Costo de la potencia

COSTO DE LA ENERGIA		
<i>n</i>	50	años
<i>TIR preliminar</i>	0,085	%
<i>r</i>	0,11	
<i>Costo anual</i>	60,3	kUS\$/año
<i>Energía Producida</i>	5250	kWh/año
<i>Costo de la energía</i>	11,5	US\$/kWh
<i>Costo promedio de la energía Solar</i>	2.0	US\$/kWh

Tabla 5-18: Costo de la Energía

Cabe señalar que el costo promedio de la energía solar sin considerar subvenciones es casi 5 veces menor que el costo de la energía producida en Frutillar.

- Ingresos anuales

INGRESOS ANUALES		
Costo Energía	1000	US\$ / MWH
Ahorro Energía	5250	US\$/año

Tabla 5-19: Ingresos Actuales

Una simple comparación de los costos e ingresos es suficiente para darse cuenta que el ahorro de energía en termino monetario es casi despreciable al lado de la inversión inicial.

- Rentabilidad

El TIR calculado en la **Tabla 5-18** ($\approx 0.1\%$) es mucho más pequeño que la tasa de descuento anual. Consecuentemente, este proyecto no será rentable, principalmente debido a los movimientos de tierra que representan más del 90% del costo del proyecto.

Sin embargo, la microcentral no se destina a realizar principalmente un ahorro de energía sino a agregar un cierto valor al terreno. Esta plusvalía es difícilmente calculable en el momento presente.

Adicionalmente, el mandante no ha planeado todavía las etapas de desarrollo del proyecto, como tampoco el origen de los fondos monetarios necesarios. Por tal razón, no fue posible hacer un presupuesto más preciso del proyecto en esta oportunidad sino sólo una estimación de los costos totales.

Dado el costo total de 550 kUS\$, como se lo dijo anteriormente, los ingresos son casi despreciables (**Tabla 5-19**).

6. Conclusión

El diseño como se ha presentado en este informe constituye la primera versión del estudio de prefactibilidad del proyecto “Microcentral de Frutillar”. El diseño final considera una presa de tierra compactada de 350m de largo y de 3 metros de altura con una excavación adicional de 2 metros. La tubería de HDPE PN10 de diámetro exterior 200 mm cruce una carretera y lleva el agua en presión hasta una turbina Pelton acoplada a un generador de 7.5 kVA.

Las obras civiles han sido diseñadas con coeficientes de seguridad muy grandes que son los aceptados generalmente por este tipo de proyecto. Debería existir la posibilidad de hacer un diseño menos costoso de la presa en general con la condición de conocer mejor las características del terreno con ensayos profesionales.

En todo caso, el alto costo de los movimientos de tierra (70% del costo total o 380 kUS\$) hace bajar drásticamente la rentabilidad y talvez tendría que considerar la alternativa de prescindir de la construcción del embalse y optar por otro abastecimiento eléctrico como la energía solar (con un costo de potencia mucho menor).

Sin embargo, el mandante del proyecto expresó su satisfacción al tener una estimación de las obras civiles y una evaluación económica preliminar. Como ingeniero industrial, piensa poder mejorar el balance económico y pedir otras cotizaciones a los proveedores de turbina y tuberías forzadas.

También cabe señalar que a mediano plazo, se quiere adquirir los terrenos cercanos al embalse y desviar otro cauce de agua hacia el estanque. Así se podrá beneficiar de un volumen afluente superior y alargar el tiempo de generación en el día o en el año sin cambiar el diseño aquí presentado. Se espera así mejorar aumentar la energía producida y mejorar la rentabilidad del proyecto.

Por ultimo, cabe agregar que otra mejora simple que se puede aportar al sistema consiste en bombear las aguas desde el antiguo estanque de agua, unos metros bajo la toma de agua, hacia el estanque de regulación con fines de turbinar esta agua con una mayor altura de caída. La eficiencia física, que se puede escribir como $\eta = \frac{\text{Energía Generada}}{\text{Energía Elevación}}$ será muy superior a 1.

Referencias

- Libros, documentos y artículos

Agence De L'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie (ADEME) (2003) « Guide pour le montage de petite Hydroélectricité » pp 63-77

Alonso E. (1998). “Barrages en Remblai.” Del Cemagref France. Cap 4, pp 71-83

Arthur H. G. (1966). “Design of Small Dam”. Editorial, pp. 189-197

Arrau L. (2007), Capitulo Diseño de Embalse, Curso “Proyecto de Riego”, Universidad de Chile

Bennewitz R., (2006), Apuntes del Cursos “Proyecto de Centrales Hidroeléctricas”, Universidad de Chile. pp. 180-312

Chile Ambiente Corporation (2005) “Estudio de Zonificación Preliminar Lago Llanquihue” Cap III-2, pp 11-18

Dirección General de Aguas (2004). “Cuenca del Río Maullin” *Diagnóstico y Clasificación de los Cursos y Cuerpos de Agua según Objetivo de Calidad.* pp 3-8

Dirección General de Energía de la comisión de la Comunidades Europeas (2005). “Manual de Pequeña Hidráulica”

Ecole Supérieure de Physique et de Chimie Industrielles (2002), “Loi de Conservation”, *hydrodynamique*, Cap 5, pp 51-53

Empresa Vinilit (2007) “Cálculo Hidráulico” del Catálogo Línea Presión. pp 1-7.

Geostudio Tutorials (2004). “SLOPE/W Tutorial and Student Edition Lessons” pp. 5-37 y “SEEP/W Tutorial and Student Edition “ pp.81-118”.

Khennas S. y Barnett A. (2000). Editorial de “Best Practices for Sustainable Development of Micro Hydropower in Developing Country”

Laboratorio de Máquinas Hidráulicas de la Universidad de Comahue (Argentina) (2000). “Turbina de Flujo Transversal o Michell – Bank” de “Pequeñas Hidráulicas”, Cap 6 pp 1-20.

Mery H. (2006), Apuntes del Cursos “Esgurrimientos Transitorios”, Universidad de Chile. pp 39-46

MOP, DGOP “Drenaje y Protección de la Plataforma” del Manual de Carretera, especificaciones Técnicas Generales, Vol 5, Cap 5.6

Mora D. y Hurtado J. (2004). “*Guía para Estudios de Prefactibilidad de pequeñas Centrales Hidráulica como parte de sistemas híbridos*”. Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería de Bogota DC. pp 139-153

Muguerza D. (1995), Editorial de Microcentrales hidroeléctrica

Penche C., (1997), Dirección general de energía – Comisión de las Comunidades Europea “Manual de pequeña hidráulica”. pp 107-203

Márquez J. J. (2006). “Mecánicas de Suelos y Estudios Geotécnicos en Obras de Ingeniería” pp 16-18

SERNAGEOMIN, (2004) Mapa Geoambiental / Hidrológica / Geológica – Síntesis del Área Puerto Montt-Frutillar

Smout I. y Shaw R. “Small Earth Dams” del WEDC Loughborough University Leicestershire pp 61-64

Tchouate Heteu P. M. (2003). La Filière Hydroélectrique de la tesis *Contribution des Energies Renouvelables au Développement Durable du Secteur Electrique*. Cap 5, pp 2-23.

US Army Corps of Engineer (2004). “General Design and Construction Considerations for Herat and Rock-fill Dams” pp 13-18

- Software usados

GeoStudio 2004 con las funciones estudiantes de GeoSLOPE y GeoSEEP

Mendret A. (2007). “Pérdidas de carga singulares y friccionales”,
CALCULROUE V10.4

RETScreen® International, (2004), Canadá « Analyse de projet d’Energie
Propre – Manual de ingeniería y de estudio de mini centrales
hidroeléctricas ».

Watershed Modeling System 7.1 (WMS), Copyright 2005 Brigham Young
University