

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guía Metodológica para el Diseño de una Presa  
Pequeña, aplicada en la Provincia de Petorca

Por  
Osvaldo Felipe Herrera Sandoval

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en  
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Néstor R. Espinoza Guillén  
Profesor Co-Referente: Yerel Morales P.

Abril 2020

# ÍNDICE

ÍTEM	PÁG.
LISTA DE FIGURAS.....	5
LISTA DE GRÁFICAS.....	7
LISTA DE TABLAS .....	8
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	9
1.1. Antecedentes generales.....	9
1.2. Localización geográfica, extensión, límites y accesos.....	10
1.3. Identificación del problema.....	13
1.4. Agricultura local.....	14
1.5. Solución propuesta.....	17
1.6. Objetivos.....	18
1.6.1. General.....	18
1.6.2. Específicos .....	18
1.7. Alcances .....	18
CAPÍTULO 2: CARACTERIZACIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	20
2.1. Definición del área de estudio.....	20
2.2. Caracterización geográfica.....	20
2.3. Sistema hidrológico .....	21
2.4. Valle.....	21
2.5. Clima .....	22
2.6. Precipitaciones .....	24
2.6.1. Pluvial.....	25
2.6.2. Nival.....	26
2.7. Afluentes.....	27
2.8. Geología e hidrogeología .....	28
2.9. Caracterización agrícola.....	30
2.9.1. Evolución de la superficie cultivada .....	30
2.9.2. Validación de superficie de frutales .....	32
2.9.3. Volúmenes empleados para el riego (Demanda Hídrica) .....	33
2.10. Infraestructuras .....	34
2.10.1. Infraestructuras existentes .....	34
2.10.2. Infraestructuras futuras .....	34
CAPÍTULO 3: ASPECTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS.....	36
3.1. Selección del tipo de presa .....	37
3.1.1. Uso .....	37

3.1.2.	Proyecto hidráulico .....	38
3.1.3.	Materiales .....	38
3.1.4.	Construcción.....	39
3.1.5.	Costo – Beneficio .....	39
3.2.	Selección del sitio de emplazamiento de la presa .....	39
3.3.	Revelamiento topográfico.....	40
3.4.	Fuente de aporte a la presa .....	40
3.5.	Climatología .....	41
3.6.	Cimentación y materiales .....	41
3.7.	Herramientas utilizadas para el diseño de la presa pequeña .....	41
CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA PRESA PEQUEÑA.....		43
4.1.	Topografía .....	43
4.2.	Hidrología .....	43
4.2.1.	Volúmenes de agua a embalsar y superficie máxima de regadío .....	43
4.2.2.	Caudal de excedencias para el diseño de la presa .....	54
4.3.	Altura de la presa .....	61
4.4.	Ancho de coronamiento .....	65
4.5.	Taludes.....	65
4.6.	Geología.....	66
4.6.1.	Marco estratigráfico.....	66
4.6.2.	Marco tectónico .....	69
4.7.	Sismicidad .....	69
4.8.	Estabilidad de taludes .....	70
4.8.1.	Falla de taludes .....	70
4.8.2.	Método de equilibrio límite .....	72
4.8.3.	Método de las dovelas .....	73
4.8.4.	Consideraciones ante el análisis.....	76
CAPÍTULO 5: GUÍA PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA PEQUEÑA.....		77
5.1.	Tipo de presa .....	77
5.2.	Emplazamiento de la presa.....	77
5.3.	Curvas de nivel.....	78
5.4.	Análisis hidrológico.....	80
5.4.1.	ETAPA I.....	80
5.4.2.	ETAPA II.....	93
5.5.	Altura de la presa .....	102
5.5.1.	Altura generada por la crecida o avenida extraordinaria (H <sub>3</sub> ) .....	102
5.5.2.	Bordo libre (B <sub>L</sub> ).....	105
5.6.	Ancho de coronamiento .....	107

5.7.	Taludes.....	107
5.8.	Identificación de las características geológicas del emplazamiento.....	108
5.8.1.	Marco estratigráfico.....	109
5.8.2.	Geomorfología.....	111
5.8.3.	Zona de empréstitos.....	112
5.8.4.	Marco tectónico.....	113
5.9.	Estabilidad de taludes.....	114
5.9.1.	Análisis de estabilidad realizados.....	115
5.10.	Diseño final.....	120
5.10.1.	Geometría de la presa.....	120
5.10.2.	Volumen total de la presa.....	120
5.10.3.	Elevaciones físicas finales.....	121
CAPÍTULO 6: GUÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PRESA PEQUEÑA DE TIERRA.....		123
6.1.	Selección de sitio de emplazamiento.....	123
6.2.	Aspectos topográficos, geológico – geotécnicos e hidrológicos.....	123
6.3.	Aspectos constructivos.....	124
6.4.	Permisos.....	125
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		126
7.1.	Conclusiones.....	126
7.2.	Recomendaciones.....	127
ANEXO A.....		128
ANEXO B.....		129
ANEXO C.....		135
ANEXO D.....		139
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.....		146

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Territorio de la Provincia de Petorca.....	10
Figura 1.2 – División Comunal, Provincia de Petorca.....	11
Figura 1.3 – Hidrología básica de las cuencas, Provincia de Petorca.....	11
Figura 1.4 – Conectividad Vial, Provincia de Petorca.....	12
Figura 1.5 – Distribución de frutales en laderas, cuenca del río Petorca y río La Ligua.....	14
Figura 1.6 – Cauce del río Petorca y plantaciones de paltos en laderas, Petorca 2018.....	15
Figura 2.1 – Cuenca río Petorca, Región de Valparaíso.....	20
Figura 2.2 – Red Hidrológica, cuenca del río Petorca.....	21
Figura 2.3 – Agroclimas correspondientes a la cuenca del río Petorca.....	22
Figura 2.4 – Precipitaciones según régimen, cuenca del río Petorca.....	24
Figura 2.5 – Comparación entre precipitaciones año 2014 y proyectadas al año 2080.....	26
Figura 2.6 – Plano Geológico del área de estudio, SERNAGEOMIN 2015.....	29
Figura 2.7 – Ocurrencia de aguas subterráneas del área de estudio, SERNAGEOMIN 2015.....	30
Figura 2.8 – Distritos de la cuenca río Petorca.....	31
Figura 2.9 – Modificación de la superficie agrícola, cuenca del río Petorca.....	32
Figura 3.1 – Presas según materiales de construcción.....	38
Figura 4.1 – Esquema del método Operación Simulada.....	44
Figura 4.2 – Polígonos de Thiessen correspondiente para cada estación influente.....	45
Figura 4.3 – Factores que afectan a la evapotranspiración.....	50
Figura 4.4 – Curvas características para la Operación Simulada.....	52
Figura 4.5 – Perfil longitudinal del embalse.....	53
Figura 4.6 – Periodo de retorno en función de la zona a proteger.....	55
Figura 4.7 – Hietograma de una tormenta.....	59
Figura 4.8 – Laminado del embalse.....	62
Figura 4.9 – Revancha por oleaje.....	63
Figura 4.10 – Tipos de rocas.....	67
Figura 4.11 – Deposito de relleno aluvial en una quebrada y columna tipo.....	68
Figura 4.12 – Deposito de relleno coluvial en una quebrada y columna tipo.....	69
Figura 4.13 – Modos de falla.....	71
Figura 4.14 – Fuerzas actuando sobre una superficie de rotura en un talud.....	72
Figura 4.15 – Representación de la división en rebanadas de la masa de terreno desplazada y fuerzas actuantes entre dovelas.....	73
Figura 4.16 – Modelo de análisis – Método de Morgenstern & Price.....	74
Figura 4.17 – Representación de las superficies de rotura potencial analizadas.....	75
Figura 5.1 – Ubicación del emplazamiento de la presa.....	77
Figura 5.2 – Proyección satelital del emplazamiento de la presa y cuenca El Pedernal.....	78
Figura 5.3 – DEM de la zona en estudio.....	79
Figura 5.4 – Generación de curvas de nivel a cada 2 metros de la zona en estudio.....	79
Figura 5.5 – Polígonos de Thiessen.....	80
Figura 5.6 – Referencia de estación fluviométrica y emplazamiento de la presa.....	82
Figura 5.7 – Delimitación estimativa de la cuenca en estudio.....	82
Figura 5.8 – Planta y panoja: (A) Colchane, (B) Paredones, Región de O'Higgins y (C) Región de La Araucanía.....	86
Figura 5.9 – Modelación de curvas de nivel.....	88

Figura 5.10 – Modelación de la presa.....	89
Figura 5.11 – Modelación de la presa y vaso almacenador.....	89
Figura 5.12 – Proyección de cultivo de quinoa de 8,4 hectáreas.....	93
Figura 5.13 – Delimitación estimativa de la cuenca aportante al vaso.....	94
Figura 5.14 – Trazado de línea para el cálculo de la Fe.....	105
Figura 5.15 – Mapa geológico de la cuenca Río Petorca en base a la imagen satelital del área de estudio.....	108
Figura 5.16 – Geología de la zona de emplazamiento en base a imagen satelital.....	109
Figura 5.17 – Descripción geológica de la zona de emplazamiento de la presa.....	110
Figura 5.18 – Columna estratificada correspondiente a la zona de emplazamiento.....	110
Figura 5.19 – Proyección de zonas de préstamo para la presa.....	112
Figura 5.20 – Unidades morfoestructurales de orientación N-S en el área de estudio.....	113
Figura 5.21 – Fallas estructurales en el sector centro y alto de la cuenca del Río Petorca.....	113
Figura 5.22 – Perfil transversal de la Quebrada Los Azules en zona de emplazamiento de la presa.....	116
Figura 5.23 – Sección de cálculo correspondiente al flanco derecho.....	116
Figura 5.24 – Sección de cálculo correspondiente al flanco izquierdo.....	117
Figura 5.25 – Factor de seguridad mínimo correspondiente al franco derecho.....	117
Figura 5.26 – Factor de seguridad mínimo correspondiente al franco derecho.....	118
Figura 5.27 – Perfil longitudinal de la presa y el vaso acumulador lleno.....	118
Figura 5.28 – Sección de cálculo ante la estabilidad de la presa.....	119
Figura 5.29 – Factor de seguridad mínimo correspondiente al talud más desfavorable.....	119
Figura 5.30 – Eje transversal y longitudinal de la presa.....	121
Figura 5.31 – Volumen de la presa y modelación en Civil 3D.....	122
Figura 5.32 – Eje longitudinal del embalse.....	122

## LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 5.1 – Probabilidades de excedencia para caudales de la Quebrada Los Azules.....	84
Gráfica 5.2 – Curva característica para el método Operación Simulada.....	90
Gráfica 5.3 – Curvas IDF para duraciones de tormenta menores a 1 hora.....	97
Gráfica 5.4 – Hietograma de precipitaciones.....	98
Gráfica 5.5 – Superposición entre hidrogramas unitarios.....	101
Gráfica 5.6 – Hidrograma de la crecida afluente al vaso.....	102
Gráfica 5.7 – Hidrograma de aportaciones y descarga.....	104

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 – Ventajas y Desventajas ante la implementación de una presa pequeña.....	17
Tabla 2.1 – Altitud y ubicación de estaciones meteorológicas de la cuenca río Petorca.....	24
Tabla 2.2 – Altitud y ubicación de estaciones pluviométrica vigentes en la cuenca del río Petorca.....	25
Tabla 2.3 – Distribución mensual de la cobertura nival (hectáreas) por temporada.....	27
Tabla 2.4 – Altitud y ubicación de estaciones fluviométricas vigentes en la cuenca del río Petorca.....	27
Tabla 2.5 – Superficie cultivada, cuenca del río Petorca.....	31
Tabla 2.6 – Superficie cultivada por distrito, cuenca del río Petorca.....	32
Tabla 2.7 – Demanda hídrica bruta, cuenca del río Petorca.....	33
Tabla 2.8 – Plan de Grandes Embalses en la cuenca del río Petorca.....	35
Tabla 2.9 – Plan de nuevos pequeños embalses en la cuenca del río Petorca.....	35
Tabla 3.1 – Categorías para los embalses interanuales.....	36
Tabla 4.1 – Expresiones para determinar la altura de ola significativa sobre la presa.....	64
Tabla 4.2 – Expresiones para determinar la altura de ola sobre la presa.....	64
Tabla 4.3 – Taludes máximos para presas de tierra homogéneas sobre cimientos estables.....	65
Tabla 4.4 – Clasificación geológica general de las rocas según su origen.....	67
Tabla 4.5 – Valor de la aceleración efectiva.....	70
Tabla 5.1 – Precipitaciones mensuales de la Estación Pedernal Hacienda .....	81
Tabla 5.2 – Áreas de las cuencas en estudio.....	83
Tabla 5.3 – Caudales medios mensuales de la Quebrada Los Azules.....	83
Tabla 5.4 – Caudales medios mensuales según probabilidad de excedencia de la Quebrada Los Azules.....	84
Tabla 5.5 – Caudales ecológico mínimo de la Quebrada Los Azules.....	85
Tabla 5.6 – Evaporación.....	85
Tabla 5.7 – Evapotranspiración de cultivo para la quinoa.....	87
Tabla 5.8 – Operación de vaso.....	90
Tabla 5.9 – Precipitaciones máxima anuales en 24 hora.....	95
Tabla 5.10 – Calculo para $P_{24}^{10}$ y test de ajuste de bondad.....	95
Tabla 5.11 – Coeficientes de duración para lluvias menores de 1 hora.....	96
Tabla 5.12 – Coeficientes de frecuencia con períodos de retorno de 5 a 100 años.....	96
Tabla 5.13 – Precipitaciones e intensidades para tormentas menores de 1 hora, para períodos de retorno de 5 a 100 años.....	97
Tabla 5.14 – Hietograma de precipitación .....	99
Tabla 5.15 – Precipitación efectiva .....	99
Tabla 5.16 – Hidrograma unitario para la cuenca aportante.....	100
Tabla 5.17 – Hidrograma de la crecida afluyente al vaso.....	101
Tabla 5.18 – Rastreo de crecidas .....	103
Tabla 5.19 – Altura óptima para el diseño de la presa .....	104
Tabla 5.20 – Cálculo para la obtención de la Fe .....	105
Tabla 5.21 – Factor de seguridad.....	106
Tabla 5.22 – Propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de las Andesitas.....	114
Tabla 5.23 – Propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de los materiales de empréstito.....	114

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes generales

Hoy en día nuestro planeta enfrenta un fenómeno de alteración climática que pone en riesgo la permanencia, a largo plazo, de las diversas formas de organización económico-social existentes.

Las evidencias acumuladas sobre las alteraciones climáticas y sus consecuencias en el medio ambiente, resultan francamente irrefutables. Es así como se han ideado un conjunto de iniciativas respecto al tema, destacando por su carácter global la Estrategia Nacional de Cambio Climático impuesta por CONAMA (año 2006), donde se advierte que *“Chile es un país social, económico y ambientalmente vulnerable al cambio climático, pues cumple con la tipificación de vulnerabilidad contemplada en el artículo 4.8 de la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático, al poseer zonas costeras bajas; zonas áridas y semiáridas, áreas susceptibles a la deforestación o erosión, a los desastres naturales, a la sequía y la desertificación; áreas urbanas altamente contaminadas, y ecosistemas frágiles”*.

Durante la historia de Chile, se han experimentado sequías de uno o dos años que han afectado de manera grave el territorio nacional, las cuales se asocian a variaciones climáticas de origen natural debido a la oscilación climática del sur (fenómeno del Niño y la Niña). Ocasionalmente, el déficit hídrico ha superado el 50% (como sucedió en los años 1925, 1968 y 1989), impulsando la construcción de embalses, la creación de subsidios agrícolas y otras medidas paliativas frente a este tipo de evento. A partir de la pasada década esta situación empeoró, ya que se tornó en un problema permanente, haciendo que Chile experimente el período más seco de larga duración, conocido como “MEGASEQUIA”[1].

De acuerdo con la Dirección Meteorológica de Chile, desde el año 2010 las precipitaciones registraron un déficit en todo el territorio nacional, siendo afectadas mayormente las zonas comprendidas entre la región de Coquimbo y la región del Biobío, registrándose hasta un 60% del déficit pluviométrico. Esta disminución en las precipitaciones ha exacerbado el déficit hídrico a través de la evaporación desde lagos, embalses y cultivos. Aun cuando los embalses están orientados a distintos usos como: riego, agua potable y generación de electricidad; son los dedicados a riego los que se encuentran en una situación más complicada, ya que el déficit alcanza un 18,6%[2].

La Región de Valparaíso es una de las más afectadas por la escasez hídrica. A pesar de contener numerosos cursos de agua, como lo son: río La Ligua, río Petorca, río Aconcagua y la desembocadura del río Maipo; entre enero y abril del año 2011 se declararon en emergencia agrícola por déficit hídrico a 23 de las 36 comunas de la región. Esto ocurre debido a que existe una sobredemanda del recurso hídrico, generándose muchos conflictos que conducen a que el manejo del agua no logre llegar a una política común[3].

La falta de lluvias, el descenso en los caudales proveniente de ríos y el aumento en la evapotranspiración de los cultivos, han generado con el tiempo un intenso estrés hídrico en la

Región de Valparaíso, principalmente en la Provincia de Petorca. En febrero del año 2012, se declararon zona de catástrofe a 3 comunas que integran la provincia, las cuales son: La Ligua, Petorca y Cabildo, donde su principal actividad económica es la agricultura y la ganadería (ANEXO A – Figura A.1)[2].

La sequías en Chile han generado un aumento en los precios y una disminución en las actividades económicas, ocasionando efectos de índole ambiental como por ejemplo: incendios forestales, deterioro de la calidad visual del paisaje, incremento en la concentración de contaminantes y su consecuente degradación de la calidad de agua[4]; siendo atribuible un 25% a la actividad humana (cambio climático antrópico). Se estima que a futuro la sequía seguirá contribuyendo a una progresiva aridificación de la zona centro y sur de Chile, incrementando su ocurrencia en sequias extensas y prolongadas como la actual[5].

Debido a esto, el presente trabajo de título tiene por objeto ser una guía metodológica para los agricultores locales ante este escenario, contribuyendo a una gestión sustentable de los recursos hídricos de la Provincia de Petorca.

## 1.2. Localización geográfica, extensión, límites y accesos

La Provincia de Petorca es la provincia más extensa de la V Región de Valparaíso, además de ser la más septentrional. Se ubica entre los paralelos 32° 05' y 32° 40' de latitud sur, comprendiendo un territorio que va desde el Océano Pacífico a la Cordillera de Los Andes. Limita al norte con la región de Coquimbo, al sur con las provincias de Quillota, San Felipe y Valparaíso, al oeste con el Océano Pacífico y al este con la provincia de San Felipe (Figura 1.1).



Figura 1.1 – Territorio de la Provincia de Petorca (Fuente:[6])

Posee una superficie territorial de 4.593 km<sup>2</sup> (ANEXO A - Tabla A.1). Se encuentra a 220 km al norte de la ciudad de Santiago y a 190 km al este de la ciudad de Valparaíso.

La provincia se compone de las comunas de Petorca, Papudo, Zapallar, Cabildo y La Ligua, siendo ésta última su capital (Figura 1.2).

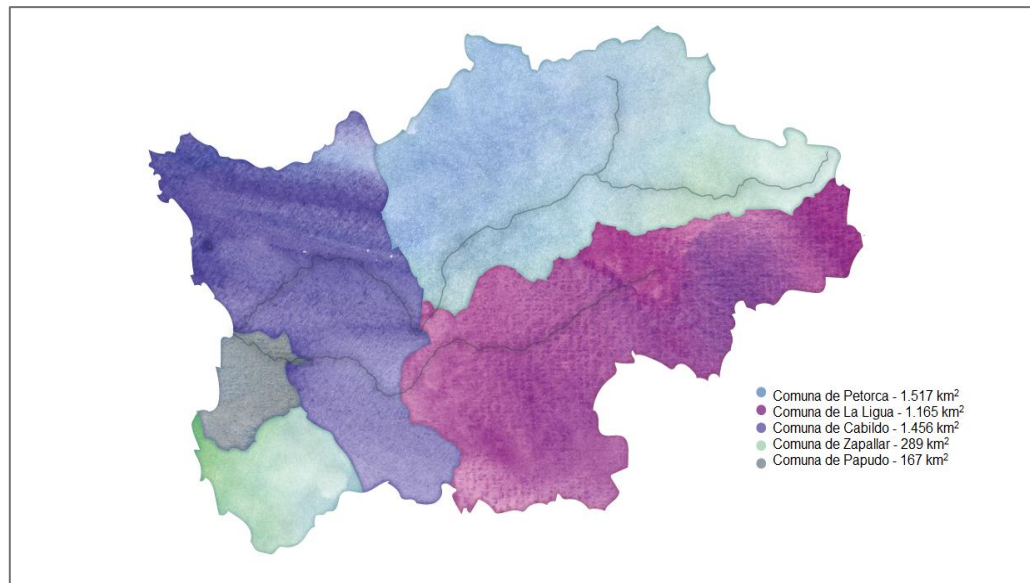


Figura 1.2 – División Comunal, Provincia de Petorca (Fuente:[6])

Está constituida por las cuencas hidrograficas de los rios La Ligua y Petorca; y las cuencas costeras Quilimari-Petorca y La Ligua-Aconcagua (Figura 1.3). Son cuencas de tipo exorreica y drenan superficies de 330 km² a 1990 km² aproximadamente (ANEXO A - Tabla A.2).



Figura 1.3 – Hidrología básica de las cuencas, Provincia de Petorca (Fuente:[7])

Las cuencas de La Ligua y Petorca se ubican al norte de la Región de Valparaíso, entre los paralelos 32° y 32°40' de latitud sur. Ambas cuencas, que poseen dirección principal de escurrimiento NE-SW, siendo las características de estos valles típicas de los valles transversales de la zona central de Chile[7].

La cuenca costera Quilimarí-Petorca se ubica al noroeste de la Región de Valparaíso entre los paralelos 32°09' y 32°22' de latitud sur. La cual consta de 3 esteros que tienen cursos independientes en dirección principal NE-SW (Estero Los Molles, Estero El Pangal y Estero Guaquen). Finalmente, la cuenca costera La Ligua-Aconcagua se ubica al oeste de la región de Valparaíso, entre los paralelos 32°28' y 32°44', cuyos cursos principales mantienen dirección NE-SW[7].

Su conectividad vial tiene como principal acceso la Ruta 5 - Panamericana Norte (Figura 1.4).

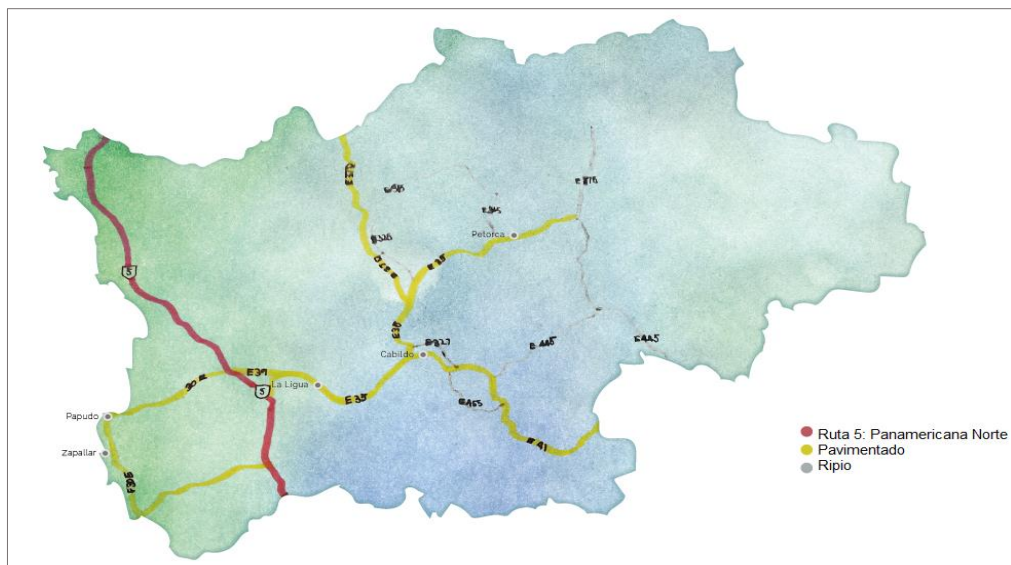


Figura 1.4 – Conectividad Vial, Provincia de Petorca (Fuente:[6])

Hacia el este, existen dos accesos:

Acceso Norte:

- *La Ligua, Cabildo y Petorca:* Camino E-39 en dirección a La Ligua, por Cruce Ruta 5 Norte (Quinquimo), pasando por las localidades de La Chimba y Placilla. En La Ligua conecta con ruta E-35, con dirección a Petorca. En la localidad de Artificio se conecta la ruta con camino E-41 en dirección a Cabildo.
- *Petorca:* Se accede por cruce Longotoma, conectando con camino E-253 en dirección a Artificio. Pasa por las localidades de Santa Marta y Artificio, donde conecta con camino E-35 en dirección a Petorca, pasando por las localidades de Pedegua y Hierro Viejo.

Acceso Sur:

- *La Ligua, Cabildo y Petorca*: Camino E-35 en dirección a Petorca, por Cruce Ruta 5 Norte (Quebradilla), pasando por La Ligua. En la localidad de Artificio conecta con camino E-41 en dirección a Cabildo.

Hacia el oeste existen dos accesos:

Acceso Norte:

- *Papudo y Zapallar*: Camino E-30-F en dirección a Papudo, por Cruce Ruta 5 Norte (Quinquimo). Continuando por la misma ruta en dirección a Zapallar.

Acceso Sur:

- *Zapallar y Papudo*: Camino E-46 en dirección a Zapallar, por Cruce Ruta 5 Norte (Catapilco). En la localidad de La Laguna conecta con camino E-30-F en dirección a Zapallar, pasando por las localidades de Cachagua y Las Cujas. Continuando por la misma ruta en dirección a Papudo.

### 1.3. Identificación del problema

En la Provincia de Petorca, las precipitaciones anuales presentan ciclos con una tendencia decreciente a partir del año 2003. A su vez, la carencia de glaciares o grandes montañas que acumulan nieve en la parte alta de las cuencas, debilitaron los acuíferos del río Petorca y La Ligua, declarando a sus afluentes, área de restricción para nuevas explotaciones de aguas subterráneas el año 1997 y 2004, respectivamente. A partir de entonces, sólo fue posible constituir derechos aguas provisionales agravando la sustentabilidad por el sobre otorgamiento de derechos de agua definitivos. Junto a esto, la falta de obras de embalse y de recarga artificial de acuíferos aumentaron la problemática social actual, decretando reiteradas veces a la provincia de Petorca como zona de escasez hídrica desde el año 2010[8].

Entre los meses de julio y octubre del año 2014, el Instituto Nacional de Derechos Humanos (INDH) en conjunto con el Movimiento por la Defensa del Agua, la Tierra y Medio Ambiente (MODATIMA), realizaron un informe sobre la situación hídrica actual de la provincia, denominado "*Misión de Observación a la Provincia de Petorca*". En este informe se planteó la preocupación por la continuidad de la problemática, reconociendo los siguientes factores:

- a. *"Cambio de usos de suelos generado por la agricultura (paltos y cítricos);*
- b. *Sobreexplotación del recurso mediante nuevos otorgamientos de derechos de aguas definitivos (insuficiencia del marco regulador);*
- c. *Priorización de la función productiva del agua por sobre el consumo humano".*

Asimismo, las acciones adoptadas por las autoridades resultan ineficaces ya que la política pública adoptada fue focalizada en el modelo "agroexportador" afectando severamente a los productores agrícolas locales, modificando en forma radical el mapa socio-ambiental de la provincia[9].

Por su parte, el “*Mapa de Conflictos Socioambientales de Chile*” elaborado por el INDH en el año 2012 con actualización el año 2015, dio cuenta del conflicto en la provincia, categorizándolo como un caso de “*usurpación de agua*” datando su inicio el año 2002 y señalando a la fecha, que la problemática se mantiene activa.

Todo esto se reafirma el año 2018 mediante la renovación de la declaratoria de zona de escasez hídrica, por medio del Decreto N°114, dictado por la Dirección General de Agua (DGA) y quedando en registro por medio de la actualización del informe sobre “*Misión de Observación a la Provincia de Petorca*”.

#### 1.4. Agricultura local

Una de las actividades económicas de mayor trascendencia para el desarrollo económico del país corresponde a la agricultura. Dentro de este gran conglomerado se encuentra un sector que despierta mucha controversia e incertidumbre denominado “*La Pequeña Agricultura*”, la cual está conformada por campesinos que corresponden a pequeños agricultores que bajo cualquier forma de tenencia de tierra producen productos agropecuarios para el mercado local, nacional y para el consumo.

En las últimas décadas, esta pequeña agricultura se ha visto severamente afectada por medio de la fruticultura de exportación (Figura 1.5).

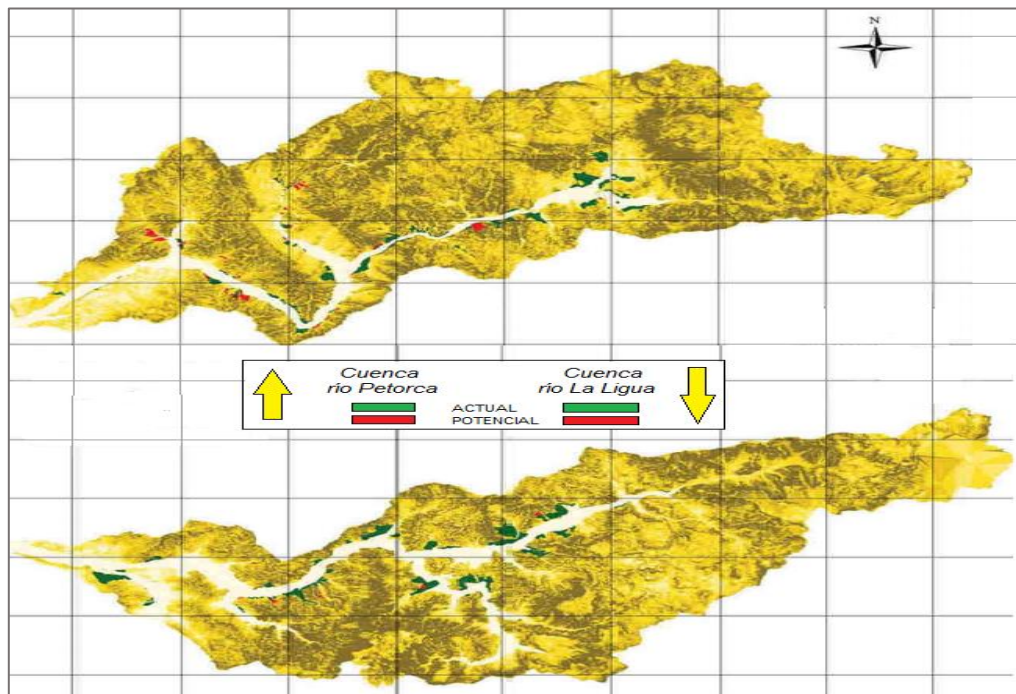


Figura 1.5 – Distribución de frutales en laderas, cuenca del río Petorca y río La Ligua (Fuente:[10])

Esta crisis tiene origen en los años 80, debido a que los cambios estructurales en la economía intensifican el desarrollo de la agricultura comercial de exportación, transformándose en una prioridad para el desarrollo nacional. Esto promovió a una conversión y expansión de las tierras para los cultivos de productos orientados al comercio internacional, cambiando la variedad de productos cultivables tradicionales; como las hortalizas, los porotos, papas y trigo; dando paso al monocultivo de especies frutales cítricas y semitropicales como el limón, la naranja y la palta[11].

Para la década de los 90, la extensión del cultivo de estas especies frutales se duplicó, intensificando la carga para las cuencas correspondientes al río Petorca y La Ligua, generando un importante aumento mediante nuevas tecnologías en la extracción de aguas (pozos), instalaciones de bombas y el despliegue del riego tecnificado[11].

La fruticultura es selectiva en términos espaciales, económicos y sociales, generando un cambio radical en la provincia. Para su desarrollo, es necesario disponer de elevados niveles de inversión para la plantación y producción, algo que no todos los actores sociales están preparados para enfrentar, siendo las empresas agrícolas quienes han explotado los valles mediante el uso de terrenos de secano en laderas sin capacidad cultivable y marginando al pequeño agricultor[12].

La expansión de estas plantaciones en laderas (Figura 1.6), llevó a un aumento en la demanda de agua destinada para el riego, intensificando la extracción de las aguas superficiales y subterráneas. Al ser las primeras menos constantes y más sujetas a los efectos de las sequías estacionales, la demanda se recargó en las aguas subterráneas por ser más estables y con menos cantidad de sedimentos[11].



Figura 1.6 – Cauce del río Petorca y plantaciones de paltos en laderas, Petorca 2018 (Fuente:[13])

En la actualidad, los sectores ligados a pequeños y medianos agricultores han desaparecido por no lograr actualizarse a las demandas del nuevo escenario productivo. Los pequeños propietarios fueron afectados por la nueva dinámica del libre mercado agrícola y el fomento de una política de producción agraria orientada a la exportación y a la aplicación de programas destinados al monocultivo.

Es por esto, que la principal necesidad de los habitantes de la Provincia de Petorca es el “agua”, en todo lo que implica su uso. La sequía en curso; sumada a la transformación productiva del sector agrícola; derivó en la progresiva dificultad para acceder a este elemento vital de riego repercutiendo en los pequeños agricultores en la pérdida de sus cultivos. Con el tiempo, se vieron obligados a desempeñarse como trabajadores dependientes en faenas mineras dentro y fuera de la región o en rubros de la construcción en comunas de alto desarrollo inmobiliario (Papudo y Zapallar)[14].

La sobre explotación del agua por parte de las grandes empresas agroexportadoras y la falta de agua para la producción local no sólo reafirma los efectos de una gestión del recurso hídrico bajo normativa legal fuertemente neoliberal, sino que también ha puesto de manifiesto ante comunidades rurales, la necesidad de reflexionar y plantear propuestas de desarrollo local más justas y sostenibles[11].

La participación ciudadana y de distintas organizaciones sociales, como lo son; AGROPETORCA A.G., Unión de APR Cuenca Rio Petorca, Comités y Cooperativas APR de Cabildo y MODATIMA, entre otras; se presentan como una alternativa a los efectos que esta problemática acarrea para el medio ambiente, para sus dinámicas agro-campesinas y sus vínculos con el territorio. Esto queda reflejado en la publicación de la página informativa “MODATIMA”[15].

*“El estado no garantiza el derecho humano al agua. Genera resoluciones mediante compra de agua para el consumo, siendo hoy la necesidad principal de la población. Creemos que comprar agua para resolver las carencias de un bien esencial para la vida de las comunidades de la provincia de Petorca, es válida para la acción de mercado del agua. El agua entregada de forma gratuita y perpetua, es la que hoy enriquece a los titulares de derechos de agua. Ante esto, la solución sigue siendo insistir en la organización de los sistemas comunitarios de agua, e insistir en la necesidad de instalar la lucha por la recuperación de las aguas para las comunidades y territorios como un imperativo político, pero también como un imperativo ético y moral. Las organizaciones firmantes rechazamos el lucro generado por la compra y venta del agua, exigimos una ley que reconozca el acceso al agua como un derecho humano, protegiendo las fuentes de agua y que se democratice su gestión, para redistribuir los derechos de agua en función de garantizar el acceso humano y, por ende, nuestra agricultura local, con la meta a futuro de que haya agua para todos y todas en el campo”.*

Ante la declaración mencionada está claro cuál es la necesidad de los agricultores locales y por ende su prioridad actual. Lamentablemente, Chile es el único país que posee privatización del agua, lo que ha llevado a estas inequidades en la población. La no privatización de las aguas implicaría en la práctica, privilegio en sus funciones productivas en favor de la vida de las comunidades; principalmente en las zonas rurales; comprometiendo sus usos de vida y sus identitarios culturales, generando abastecimiento para el consumo y para el desarrollo agrícola local[16].

## 1.5. Solución propuesta

Ante este escenario, proteger y recuperar las áreas vitales es la principal prioridad de los agricultores locales. Para ello, es que se propone la implementación de un sistema auxiliar de captación hidráulica sobre la base de “presas pequeñas” ubicadas estratégicamente (en cauces, en predios o en altura).

La construcción de presas pequeñas data desde hace mucho tiempo y responde a la necesidad de almacenar agua para el consumo, para el ganado, para el riego de cultivos o para el control de avenidas en tiempos de lluvia. Es una estructura que se construye sobre el cauce que se desea regular, impidiendo de esta manera el escurrimiento superficial de las aguas, produciendo una acumulación del recurso hídrico en el vaso que se forma.

Ante la situación que viven los agricultores de la Provincia de Petorca, la implementación de estas obras colabora en la solución ante los problemas de abastecimiento, permitiendo almacenar agua en periodos del año en que el recurso hídrico es abundante (otoño e invierno), para ser utilizadas en periodos en que escasea (primavera y verano), generando a su vez, lo que se denomina como “*Embalses Interanuales*” [17].

La construcción de este tipo de presas, generará opciones reales para la agricultura local incrementando los volúmenes disponibles de agua y, por ende, el aumento en la cantidad del cultivo.

Para el caso en estudio, la presa pequeña abordará las aguas acumuladas en periodos de alta precipitación, reduciendo la explotación de aguas subterráneas y mejorando la gestión del recurso hídrico, para luego, ser utilizadas en el periodo que escasea durante el turno de riego abasteciendo de forma permanente al sistema agrícola[18].

A continuación, se muestran las ventajas y desventajas de la implementación de una presa pequeña.

Tabla 1.1 – Ventajas y Desventajas ante la implementación de una presa pequeña

Ventajas	Desventajas
Abastecimiento y reservas de agua a poblados cercanos en épocas de sequía.	Cambios en la ecología de la zona.
Aumento de las posibilidades y superficies de riego.	Pérdidas humanas o agrícolas ante falla de la presa.
Desarrollo de la pequeña agricultura.	Inestabilidad de taludes.
Control de crecientes de quebradas o esteros ante inundaciones.	Posible incremento de la actividad sísmica ante llenado de embalses (dependiendo del tamaño de la obra).

Fuente: Elaboración Propia

## 1.6. Objetivos

### 1.6.1. General

Proporcionar una guía metodológica para el diseño de una presa pequeña ubicada estratégicamente en zonas de alto potencial agrícola, mitigando el daño causado por la sequía y la sobreexplotación de agua.

### 1.6.2. Específicos

- i. Crear una guía dirigida a los agricultores locales para la construcción de una presa pequeña.
- ii. Evaluar estratégicamente las posibles zonas agrícolas de la Provincia de Petorca donde se implementará la obra, identificando condiciones geográficas e hidrológicas para su construcción.
- iii. Almacenar agua para la agricultura local, mitigando la problemática actual (escasez hídrica).

## 1.7. Alcances

Cabe tener en consideración que para el desarrollo del presente trabajo de título es necesario tratar de manera general lo relativo al marco legal y su viabilidad técnica. Junto con esto, analizar si será posible recaudar la cantidad de agua necesaria para el funcionamiento de la presa propuesta.

Respecto a lo primero, el marco legal aplicable a esta materia es:

- i. Normas aplicables a la adquisición del derecho de aprovechamiento de agua.
  - “Art. 20 y siguientes, Código de Aguas”, establece que corresponde a la autoridad (Dirección General de Aguas) la constitución del respectivo derecho, por medio del procedimiento fijado en el “Art. 130 y siguientes, Código de Aguas”.
  - Inscripción en el Registro de Propiedad de Aguas del “Conservador de Bienes Raíces” de la respectiva comuna, el título que constituye el derecho de aprovechamiento de agua.
- ii. Normas destinadas a permisos sectoriales.
  - “Art. 10 letra a), ley 19.300 sobre Bases Generales del Medio Ambiente”, que fija el sometimiento al sistema de evaluación de impacto ambiental de los proyectos de construcción de presas, a través del Servicio de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA).
  - Por aplicación del “Art. 294 del Código de Aguas”, se requerirá para la construcción de la presa, la aprobación del Director General de Aguas, mediante el cumplimiento del “DS N°50 de 2015 del Ministerio de Obras Públicas (MOP)”, que fija el reglamento a que refiere

el “Art. 295 inciso 2° del Código de Aguas”, que establece las condiciones técnicas que deberá cumplir el proyecto, la construcción y operación de las obras hidráulicas fijadas en el Art. 294 del referido texto legal.

Sin embargo, no se ahondará en su contenido y aplicación, puesto que el objeto de este proyecto es un estudio para el diseño y construcción de presas pequeñas, en específico, los requisitos y análisis necesarios para su elaboración.

En cuanto a la viabilidad técnica[19], es necesario considerar respecto de la obra:

- i. Su objeto y magnitud,
- ii. Plan esencial y su detallamiento,
- iii. Beneficios y costos de la obra.

Es menester determinar estos factores con precisión suficiente para lograr la factibilidad del proyecto y su construcción.

A su vez, se debe optar el curso fluvial más favorable para el emplazamiento de la presa, la cual será eficaz siempre y cuando exista la masa de agua necesaria para almacenar.

Por último, hay que tener en cuenta el impacto medio ambiental que genera la construcción de la presa, como son: cambios en hábitats naturales, preservación del paisaje, amortiguación de los extremos climatológicos e hidrológicos, entre otros[20].

## CAPÍTULO 2

### CARACTERIZACIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

#### 2.1. Definición del área de estudio

La Provincia de Petorca presenta dos de los principales cursos de agua que componen el sistema hidrológico regional, siendo estos el río Petorca y el río La Ligua. En la actualidad, ambas cuencas presentan un alto grado de escasez hídrica superando los niveles de sustentabilidad debido a la extensa actividad frutícola de exportación, siendo declaradas zona de catástrofe y en situación de emergencia agrícola desde el año 2012 por la Dirección General de Aguas (DGA).

Es así que la elección del área de estudio estará ligada a la situación actual que presentan ambas cuencas, siendo la población colindante al río Petorca la más afectada ante la escasez hídrica. Por lo tanto, esta zona será escogida como el área de estudio para efectos de esta guía.

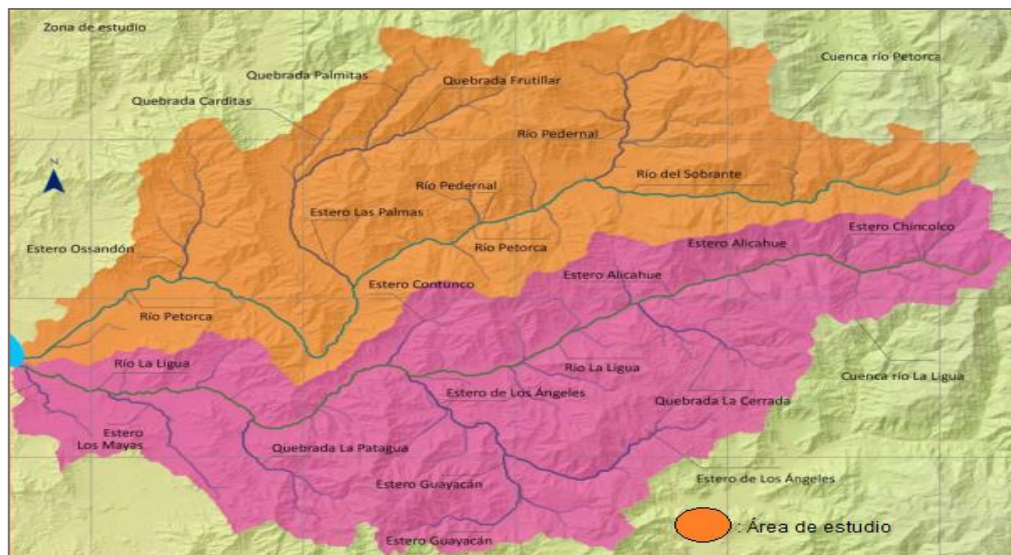


Figura 2.1 – Cuenca del río Petorca, Región de Valparaíso (Fuente: [21])

#### 2.2. Caracterización geográfica

La cuenca hidrográfica del río Petorca abarca las comunas de Petorca, La Ligua y una pequeña parte de la comuna de Cabildo en la localidad del Artificio. Se encuentra situada entre las coordenadas UTM Norte: 6.410.000 a 6.455.000 y las coordenadas UTM Este: 270.000 a 370.000, en el límite septentrional de la región de Valparaíso. Limita al Norte con la cuenca del río Choapa y por el Sur con la del río La Ligua. La hoya y el valle principal de la misma, tiene orientación generalizada NE-SW con longitud en dicho sentido de unos 90 km y ancho promedio, en dirección N-S del orden de 20 km; generando tributarios de corto recorrido, especialmente aquellos que se originan en la vertiente Sur donde también se desarrollan tributarios del río La Ligua[22].

## 2.3. Sistema hidrológico

La cuenca cubre una extensión de 1.988 km<sup>2</sup>. Se inicia con el nombre de río Sobrante en el macizo montañoso que lo separa de la cuenca del río Leiva, afluente del Choapa, a una altura de 3.880 m.s.n.m. Dicho río se une al principal afluente, el río Pedernal a la altura del pueblo Chincolco (650 m.s.n.m.) y posterior a la confluencia, el río pasa a denominarse río Petorca. Luego de un recorrido de 100 km (aproximadamente), desemboca en el mar en el sector denominado las Salinas de Pullally, cerca de la desembocadura del río La Ligua.

Los principales tributarios del sistema hidrológico (Figura 2.2), son:

- a) Río Sobrante: Formado por la conjunción del estero Yerba Loca y La Laguna (emisario de la Laguna del Sobrante, situada a 3.240 m.s.n.m.).
- b) Río Pedernal: Formado principalmente por el estero La Tejada y el estero Chalaco.
- c) Río Petorca: Recibe aguas del estero Las Palmas y el estero Ossandón, en conjunto de quebradas entre las que destacan la quebrada Castro, El Bronce y la Ñipa.



Figura 2.2 – Red Hidrológica, cuenca del río Petorca (Fuente:[22])

## 2.4. Valle

Principalmente formado por la cuenca del río Petorca, posee un dibujo sinuoso debido a que los dos ejes montañosos que lo delimitan lo desvían, primero hacia el Sur y luego hacia el Norte, produciendo un notable aumento en la longitud de su recorrido. Es un valle relativamente angosto de entre 500 a 2000 metros, con bordes irregulares y limitado por los altos cerros. El fondo del valle consta de un lecho fluvial cubierto de rodados y sedimentos finos en una o dos terrazas fluviales, dependiendo del tramo [22].

La hipsometría de la Cuenca de Petorca se representa en la figura B.1 (ANEXO B), con altitud de la cuenca desde 0 m.s.n.m. hasta una altitud cercana a los 4.000 m.s.n.m. Alrededor del 35% de la cuenca se encuentra con una elevación superior a los 1.500 m.s.n.m., y sólo un 10% de la superficie se encuentra con una altitud superior a 2.500 m.s.n.m.(ANEXO B - Grafica B.1), área importante para la acumulación de nieve que sustentará al recurso hídrico de la cuenca en los meses de septiembre a diciembre de cada temporada.

## 2.5. Clima

En el valle de Petorca existen diferentes tipos de agro-climas (Figura 2.3), cada uno con características propias asociadas a las precipitaciones y temperaturas, distinguiéndose principalmente por ser de estepa cálido y frío de altura en la Cordillera de Los Andes.

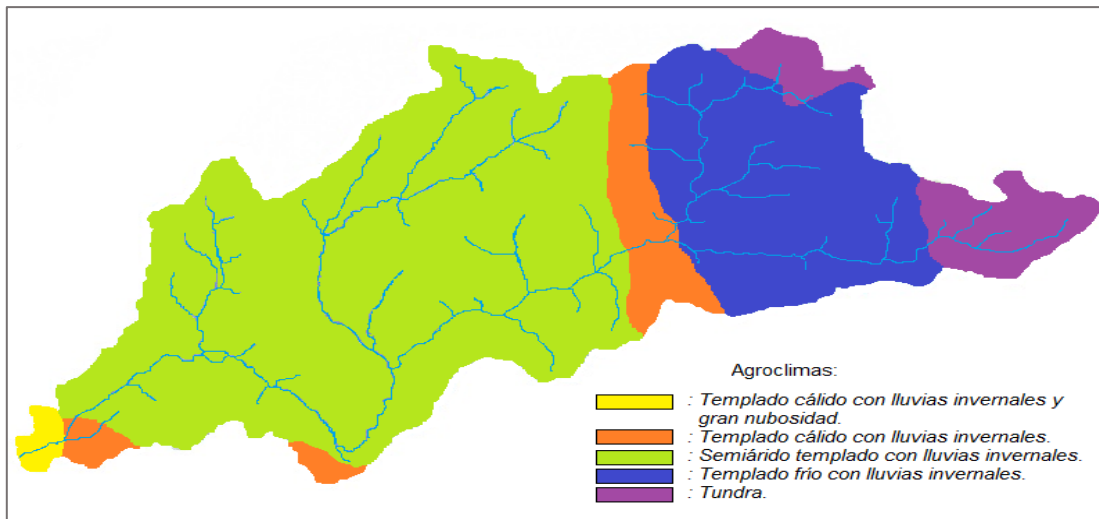


Figura 2.3 – Agroclimas correspondientes a la cuenca del río Petorca (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se presentan las principales características de los agroclimas existentes[22].

### a) La Ligua (Clima: Mediterráneo Subtropical Semiárido)

- El régimen térmico de esta zona se caracteriza por una temperatura media anual de 4,4°C, con una máxima media del mes más cálido (febrero) de 26,5°C y una mínima del mes más frío de 4,5°C (julio).
- El régimen hídrico se caracteriza por una precipitación anual de 340 [mm], siendo junio el mes más lluvioso, con 75 [mm].
- La estación seca es de 6 meses (noviembre a abril).
- En esta zona son posibles varios cultivos, pero dependen del riego.

b) Ovalle (Clima: Mediterráneo Subtropical Semiárido)

- El régimen térmico de esta zona se caracteriza por presentar una temperatura media anual de 16,6°C, con una máxima media del mes más cálido (enero) de 28,5°C y una mínima media del mes más frío de 6,3°C (julio). El período libre de heladas es de 9 meses (septiembre a mayo).
- El régimen hídrico se caracteriza por una precipitación anual de 125,7 [mm]. Siendo junio el mes más lluvioso con 35,7 [mm].
- La estación seca es de 10 meses (agosto a mayo), con dos meses no húmedos (junio y julio).
- En esta zona existen un alto potencial agrícola, incluso en algunos lugares protegidos pueden cultivarse Chirimoyos y Lúcumos, entre otros.

c) Alicahue (Clima: Mediterráneo Frio)

- El régimen térmico de esta zona se caracteriza por presentar una temperatura anual de 8,6°C, con una máxima media del mes más cálido de 21,8°C (enero) y una media mínima del mes más frío de -3,2°C. La temperatura media mensual entre los meses de septiembre a abril, se mantienen sobre los 7°C.
- El régimen hídrico se caracteriza por una precipitación anual de 323,8 [mm] siendo el mes de mayo el más lluvioso, con 91 [mm].
- La evaporación anual es de 1.267 [mm], con un máximo mensual en enero de 140 [mm], y un mínimo mensual en junio de 64 [mm].
- La estación seca es de 7 meses (octubre a abril).
- En esta zona existe baja capacidad agrícola, caracterizándose la producción ganadera y silvícola. Con riego, es posible desarrollar cultivos en las partes más bajas, ubicadas en pequeños y aislados sectores de la mediana cordillera (comuna de Cabildo).

d) Cordillera Central (Clima: Tundra)

- El régimen térmico de esta zona se caracteriza por presentar temperaturas medias anuales de -1,43°C, con una mínima del mes más frío (junio) de -9,5°C y con una máxima media del mes más cálido (enero) de 7,6°C.
- El régimen hídrico es húmedo y se caracteriza por una precipitación media anual de 902 [mm], sin estación seca, existiendo dos meses secos (enero y febrero).
- Es un agroclima sin aptitudes agrícolas, abarcando gran parte del área de estudio correspondiente a la alta montaña.

El área de estudio cuenta con 8 estaciones meteorológicas, las cuales se ubican entre los 922 y 13 m.s.n.m. (Tabla 2.1), cuya información se puede obtener mediante las páginas web:

- <http://www.agroclima.cl/InformesRegionales/Region.aspx?IdReg=5>
- <https://dga.mop.gob.cl/servicioshidrometeorologicos/Paginas/default.aspx>

Tabla 2.1 – Altitud y ubicación de estaciones meteorológicas de la cuenca río Petorca

Estación	Comuna	Latitud	Longitud	Altitud [m.s.n.m.]
El Chalaco	Petorca	32°10'52,56"	70°47'05,71"	922
El Sobrante	Petorca	32°13'43,66"	70°47'57,51"	780
Palquico	Petorca	32°15'25,30"	71°08'29,89"	474
La Petorca	Petorca	32°16'28,23"	70°57'55,94"	469
Manuel Montt	Petorca	32°19'22,29"	71°03'39,80"	313
La Canela	La Ligua	32°21'53,70"	71°09'11,32"	173
Pullancon	La Ligua	32°18'25,49"	71°13'50,70"	87
El Guindo	La Ligua	32°21'25,80"	71°20'43,69"	13

Fuente: Red Agroclima, 2019

## 2.6. Precipitaciones

El régimen pluviométrico presenta características de una zona semiárida, con incidencia constante de períodos de sequía que han afectado a la producción de cultivos, repercutiendo en la agricultura de riego.

El aporte que puedan generar las precipitaciones es de carácter pluvial como nival (Figura 2.4), concentrándose principalmente entre los meses de mayo y agosto, pudiendo abarcar en algunos años el período de abril a septiembre. La isoterma cero, se encuentra por sobre los 1.500 m.s.n.m., variando según la temporada. Las precipitaciones pluviales son las que sustentan la generación de los caudales invernales y las precipitaciones nivales son las responsables de los caudales primaverales[22].

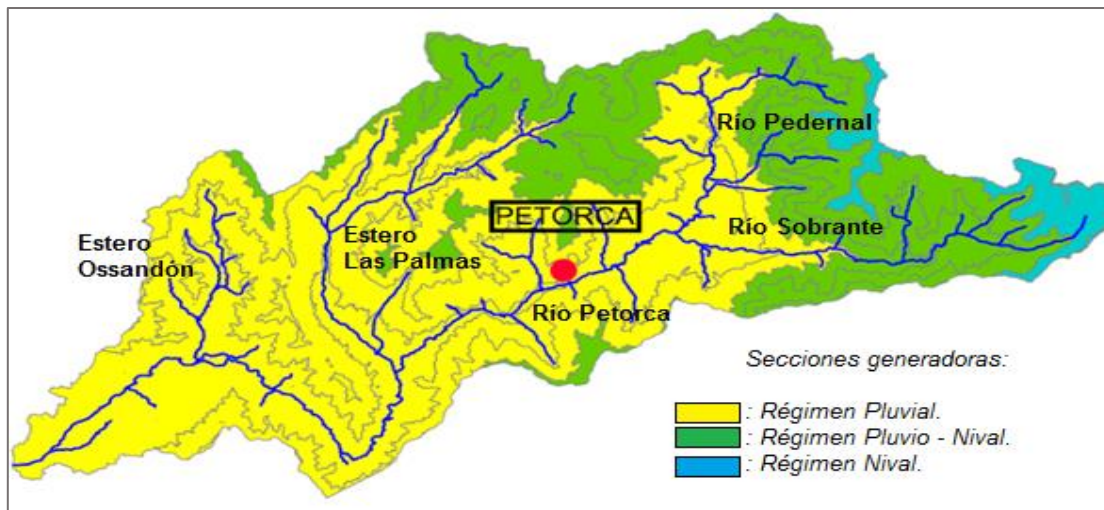


Figura 2.4 – Precipitaciones según régimen, cuenca del río Petorca (Fuente:[22])

Cabe destacar que, debido a la relación entre precipitación y generación de caudales, resulta primordial conocer y analizar el comportamiento histórico de las series de datos disponibles.

### 2.6.1. Pluvial

Las precipitaciones son originadas por sistemas frontales provenientes desde el Sur y se concentran entre los meses de abril y octubre. La Dirección General de Aguas (DGA) posee 17 estaciones pluviométricas en la cuenca, de las cuales 13 se encuentran vigentes (ANEXO B – Figura B.2). La ubicación y distribución de las estaciones pluviales presentes en la cuenca, sólo permite contar con información del área ubicada hasta los 1.300 m.s.n.m. (Tabla 2.2), de esta manera no se cuenta con información empírica de las precipitaciones ocurridas en la zona alta de la cuenca. Toda la red de estaciones disponibles está bajo la supervisión de la DGA, pudiendo acceder a la información a través de su plataforma web:

- <https://dga.mop.gob.cl/servicioshidrometeorologicos/Paginas/default.aspx>.

Tabla 2.2 – Altitud y ubicación de estaciones pluviométrica vigentes en la cuenca del río Petorca

Estación	Coordenadas UTM		Comuna	Altitud [m.s.n.m.]
	Norte	Este		
Río Sobrante en Piñadero	6432848	338253	Petorca	1.300
El Trapiche	6432849	336274	Petorca	1.180
Pedernal Hacienda	6447868	330256	Petorca	1.100
Chalaco	6438332	331485	Petorca	880
El Sobrante Hacienda	6432712	330879	Petorca	810
Frutillar Alto	6441237	311571	Petorca	780
Palquico	6429544	298531	Petorca	450
Río Petorca en Peñón o Hierro Viejo	6426939	312690	Petorca	450
Hierro Viejo	6426657	313833	Petorca	440
El Salvador	6423722	304423	Petorca	340
Artificio	6413118	302911	Cabildo	250
Las Colmenas	6422921	287352	La Ligua	80
Longotoma	6413513	276914	La Ligua	20

Fuente: Elaboración propia

Considerando tres estaciones (zona alta, media y baja), se puede apreciar la disminución en las precipitaciones y su concentración en la zona costera (ANEXO B – Grafica B.2). Esta disminución puede asociarse a la presencia de fenómenos atmosféricos – oceánicos (ENOS), como también al efecto del fenómeno del cambio climático, entre otros. Estudios realizados por el Departamento de Geofísica (Chile), en conjunto de datos proporcionados por el “CIAR Research Program on Climate Chang - Agricultura and Food Security (CCAFS)”, nos muestra una importante disminución en las precipitaciones para la Cuenca de Petorca (Figura 2.5), proyectando el impacto hidrológico en la zona central de Chile[23]. La disminución en las precipitaciones y un incremento de las

temperaturas redundaría en una menor disponibilidad hídrica para la cuenca, provocando sequías más intensas y prolongadas, afectando aún más la provisión de agua para las comunidades agrícolas, causando una excesiva demanda de aguas subterráneas para cubrir las necesidades de riego.

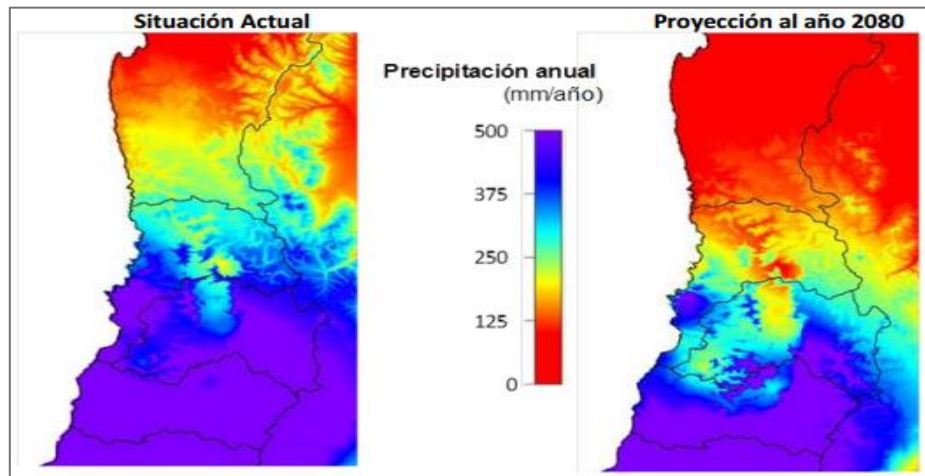


Figura 2.5 – Comparación entre precipitaciones año 2014 y proyectadas al año 2080 (Fuente:[23])

## 2.6.2. Nival

La cobertura nival es reconocida como una importante variable hidrológica en la predicción de escorrentía durante la estación de deshielo, siendo también muy relevante el tiempo que perdura durante la estación seca porque de eso depende el inicio y término del régimen nival en los caudales. En Chile, el organismo encargado de realizar pronósticos de deshielos en base a muestras puntuales de rutas de nieve y a la estimación de la línea de nieve a través de observaciones visuales, es la Dirección General de Aguas (DGA).

Estudios realizados a nivel nacional indican que se producirá una reducción del área andina capaz de almacenar nieve entre las estaciones del año, disminuyendo con ello, la reserva nival. La isoterma de 0°C sufrirá un alza en sus temperaturas, incrementando las crecidas invernales disminuyendo los caudales de primavera y verano, siendo este período, la temporada donde se requiere de agua para el riego[23].

La zona de la cuenca de Petorca corresponde a la zona centro, la cual durante los meses invernales suele presentar nieve incluso entre los 1.000 – 1.500 m.s.n.m. No obstante, más de un 90% de la cobertura se localiza por arriba de los 3.000 m.s.n.m. A esa altitud, en el mes de noviembre la cobertura disminuye a un 70%, mientras que en diciembre se produce un fuerte descenso, llegando a un 40%[22].

Mediante imágenes satelitales correspondiente al período 2000 – 2011, se observa la variabilidad de la cobertura nival entre las temporadas, con un rango desde 3,18% hasta 40,38% de la superficie total de la cuenca (Tabla 2.3).

Tabla 2.3 – Distribución mensual de la cobertura nival (hectáreas) por temporada - Cuenca del río Petorca

AÑO	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	Cobertura [%]
2000	-	-	45.448,2	-	42.424,1	16.757,2	5.266,9	22,78
2001	-	3.014,3	-	31.103,4	13.704,1	-	-	15,59
2002	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	9.145,3	-	-	8.139,9	6.005,0	1.621,6	-	4,08
2004	-	-	-	18.203,5	5.598,2	25.537,8	-	12,80
2005	-	-	27.673,0	-	-	7.241,2	-	13,87
2006	-	8.762,7	80.563,0	-	10.245,5	-	743,2	40,38
2007	-	76.041,9	24610,7	26.137,6	17.545,5	-	-	38,11
2008	-	-	-	-	-	6.345,0	-	3,18
2009	-	4.194,2	-	-	13.044,2	-	-	6,54
2010	-	-	-	11.074,9	-	-	-	5,55
2011	-	-	-	21.344,0	-	5.266,9	-	10,70

Fuente: [22]

La cobertura nival se concentra en tres sectores; Pedernal y Sobrante como cabeceras y en la zona alta de Las Palmas. En la evolución de la cobertura nival en la temporada, se observa un rápido descenso de la superficie cubierta de nieve (Tabla 2.3), mostrando una disminución de alrededor de un 50%. Si bien, la superficie máxima de cobertura es de 800 km<sup>2</sup> (aproximadamente), el promedio del período analizado no supera los 450 km<sup>2</sup>, condicionando la disponibilidad hídrica y la capacidad de almacenamiento de la cuenca. A finales de año, la cobertura nival no supera los 100 km<sup>2</sup>, concentrándose en las zonas cordilleranas más altas, sectores cercanos a la Cordillera de Los Andes.

## 2.7. Afluentes

El área de estudio posee sus principales escurrimientos en dirección NE-SW, con característica de valles típicos a los valles transversales de la zona central de Chile.

La Dirección General de Aguas (DGA) posee 7 estaciones fluviométricas en la cuenca, de las cuales 4 se encuentran vigentes (Tabla 2.4).

Tabla 2.4 – Altitud y ubicación de estaciones fluviométricas vigentes en la cuenca del río Petorca

Estación	Coordenadas UTM		Comuna	Altitud [m.s.n.m.]
	Norte	Este		
Río Sobrante en Piñadero	6432848	338253	Petorca	1.300
Río Pedernal en Tejada	6449855	334042	Petorca	1.080
Río Petorca en Peñon o Hierro Viejo	6426939	312690	Petorca	450
Río Petorca en Longotoma o Puente FF	6414832	276786	La Ligua	126

Fuente: Elaboración propia

Dos estaciones se encuentran en los ríos cabecera afluente al río Petorca (Pedernal en Tejada y Sobrante en Piñadero) y las otras dos estaciones, se encuentran en la parte media y baja de la cuenca.

En el ANEXO B – Figura B.2, se presenta la distribución espacial de las estaciones fluviométricas que se encuentran en el área de estudio. Se puede acceder a toda la información a través de su plataforma web:

- <https://dga.mop.gob.cl/servicioshidrometeorologicos/Paginas/default.aspx>.

Considerando un registro histórico de las 4 estaciones se puede apreciar la disminución en los caudales a partir de la temporada 2005/06 (ANEXO B – Grafica B.3). Este cambio brusco se ha visto influenciado por la condición de sequía cíclica, pero se ha dificultado aún más con la presencia de fenómenos atmosféricos y el efecto del cambio climático. Si bien existen temporadas con alzas en los caudales normales, estos eventos pueden asociarse a inviernos con altas precipitaciones o a inviernos normales.

Al comparar los afluentes de cabecera; río Pedernal y río Sobrante; se puede observar que el mayor aporte de recurso hídrico es entregado por el río Sobrante. Su caudal máximo promedio se registra durante el mes de noviembre y alcanza los 1,61 [m<sup>3</sup>/s] en comparación al río Pedernal, cuyo valor alcanza los 0,63 [m<sup>3</sup>/s] durante el mes de octubre (ANEXO B - Grafica B.4). Esta condicionante se asocia fundamentalmente a la mayor superficie en las zonas altas del Sobrante y su gran cobertura nival, lo que implica contar incluso con una laguna que acumula recursos de nieve.

Durante las últimas temporadas no se han presentado escurrimiento superficial debido a las prolongadas sequías. El agua se infiltra en zonas más bajas cercanas a Chincolco recargando las napas subterráneas, las cuales son la única fuente de recursos hídricos disponible para las zonas bajas y media de la cuenca, expandiendo el desarrollo agrícola alrededor al río principal (laderas)[22].

## 2.8. Geología e hidrogeología

Según el informe “*Diagnóstico para desarrollar plan de riego en las cuencas de los ríos La Ligua y Petorca*”, realizado por la Universidad de Concepción el año 2016, en el territorio bajo estudio existen secuencia de unidades geológicas que siguen el patrón regional, definido por la existencia de unidades geológicas orientadas en el sentido norte-sur, formadas por rocas sedimentarias y volcánicas que tienen antigüedades desde el Triásico al Pleistoceno y que son atravesadas por los cauces superficiales, los cuales están rellenos por sedimentos aluviales (Figura 2.6).

Los suelos, en las cabeceras de los valles, presentan una acumulación de sedimentos de granulometría heterogénea. Estos depósitos se emplazan desde una cota superior a los 2.500 m.s.n.m., cuyos procesos de deposición rellenaron buena parte de las quebradas tributarias y los tramos superiores de los valles principales. Los terrenos agrícolas (valles transversales), están constituidos por terrazas aluviales formadas por sedimentos gruesos (bolones, gravas y arenas) procedentes de la erosión de la cadena andina[7].

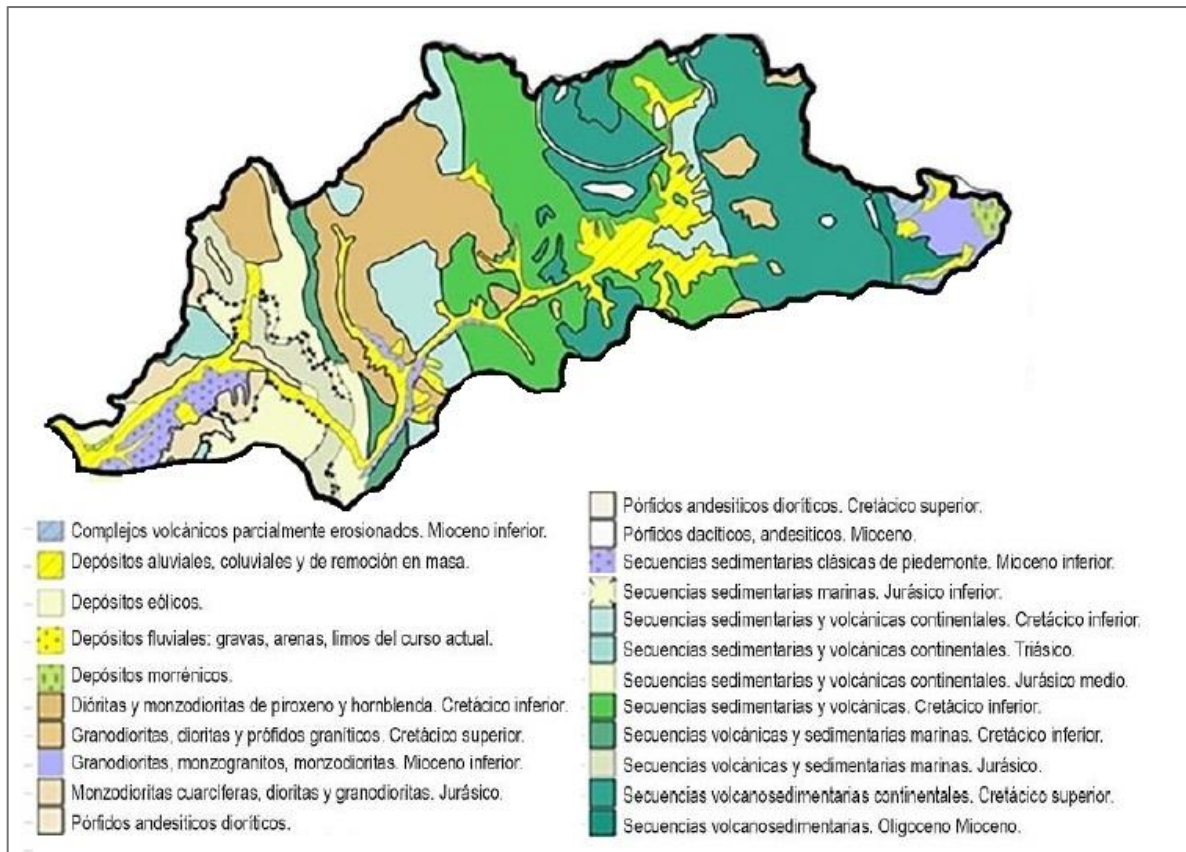


Figura 2.6 – Plano Geológico del área de estudio, SERNAGEOMIN 2015 (Fuente:[7])

Hacia los cursos inferiores del valle, esos sedimentos consisten predominantemente, de gravas y arenas fluviales gruesas en las capas existentes por encima de la actual superficie del valle. Por debajo y dentro de la región próxima a la línea costera, se encuentran sucesivamente materiales más bien finos y con fuerte proporción de limos y arcillas. Debajo de la Localidad de Longotoma, sigue un espesor de 30 a 50 metros de sedimentos en general gruesos, con frecuentes intercalaciones de bolones y capas permeables que contienen acuíferos en presión (confinado) (Figura 2.7).

Desde el punto de vista hidrogeológico, en la mayor parte del territorio existen formaciones de roca asociadas a bajos valores de permeabilidad. En el valle de los esteros se presentan rellenos permeables que forman acuíferos, ubicados alrededor del río Petorca y en su desembocadura, presentándose como un acuífero libre, que se desarrolla a lo largo de todo el valle principal del río Petorca. Los rellenos, de espesores variables entre 8 a 25 metros, están constituidos por sedimentos granulares, desde gravas hasta arenas finas, con frecuente presencia de estratos de arcilla (Figura 2.7).

La litología dominante en la cuenca es volcánica y plutónica intermedia, con participación menor de rocas sedimentarias, presentando suelos con un mayor grado de desarrollo, clasificándose principalmente como Aridisoles y en la parte sur como Alfisoles.

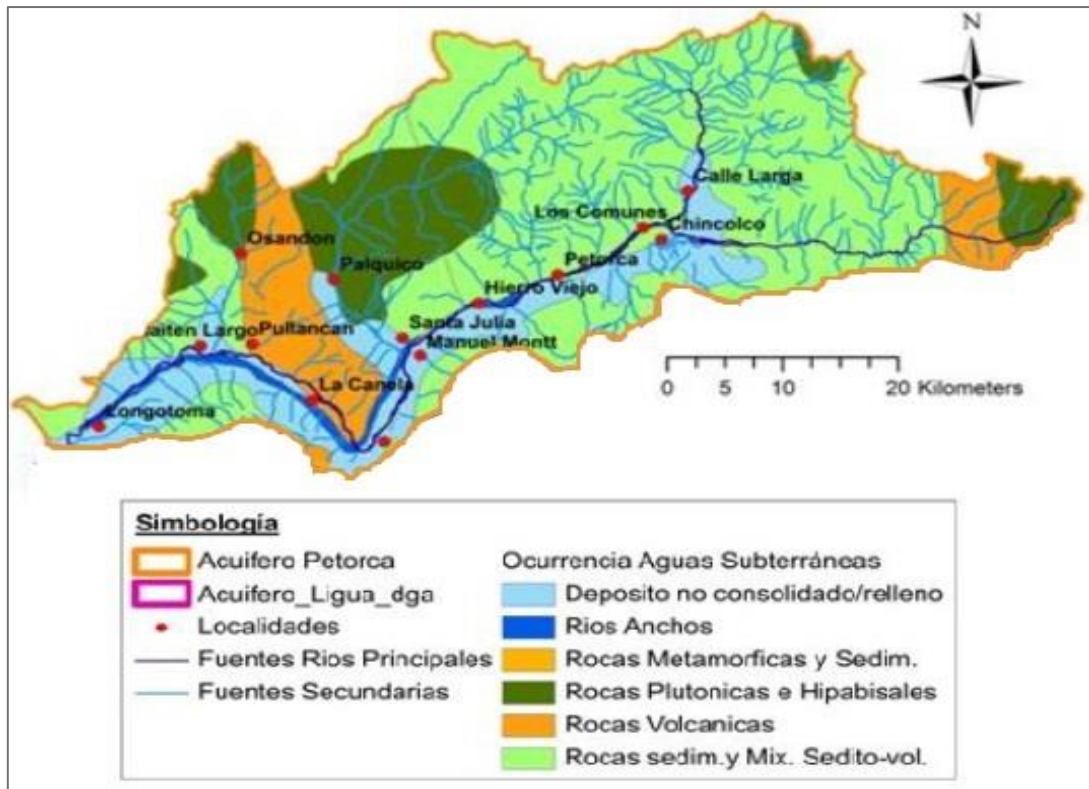


Figura 2.7 – Ocurrencia de aguas subterráneas del área de estudio, SERNAGEOMIN 2015 (Fuente:[7])

## 2.9. Caracterización agrícola

En la cuenca, el mayor uso de los recursos hídricos superficiales es el regadío. Cabe señalar, que existen demandas para el uso hidroeléctrico y en minería, pero para efectos de este proyecto, sólo se analizará los efectos en la agricultura local.

La agricultura de la cuenca se orienta hacia la producción frutícola de hoja persistente como cítricos y paltos, predominando esta última especie (B.1 – ANEXO B). Para caracterizar el volumen destinado para el riego, se estudiaron las siguientes variables asociadas.

### 2.9.1. Evolución de la superficie cultivada

Para determinar la evolución de la superficie cultivada en la cuenca, se procedió a analizar la información de los censos agropecuarios efectuados por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE) para los años 1997 y 2007. La cuenca la integran 13 distritos censales (INE, 2007), los cuales, se insertan dentro de 3 comunas; Petorca, La Ligua y Cabildo, condición que da origen a la división política-administrativa de la cuenca (ver Figura 2.8).

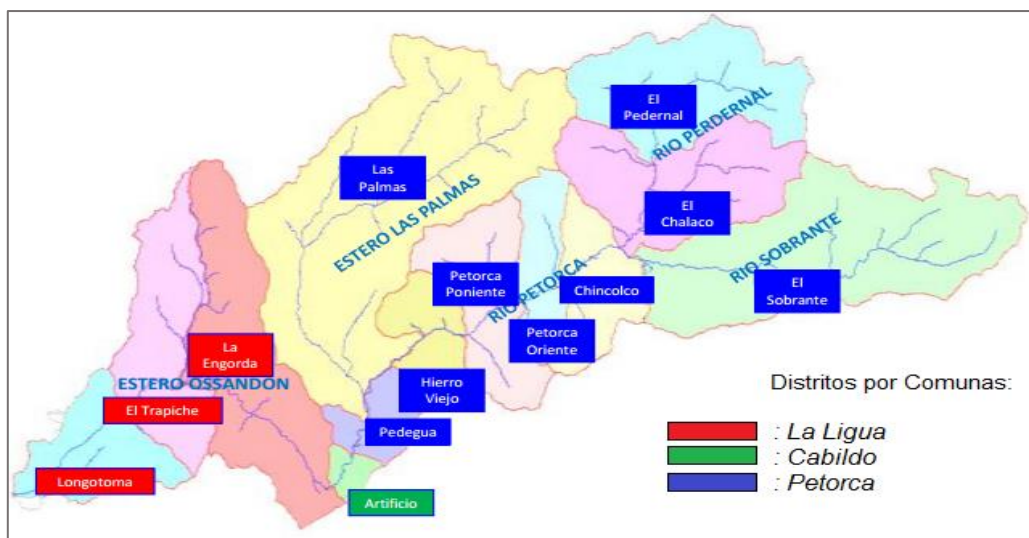


Figura 2.8 – Distritos de la cuenca río Petorca (Fuente: Elaboración propia)

La superficie cultivada predominante en la cuenca es la frutícola, registrando un incremento de 221,5% (Tabla 2.5). Los distritos que registraron mayor superficie cultivada con frutales en el año 2007 fueron: Las Palmas (842,2 ha), La Engorda (813,6 ha) y Chalaco (659,9 ha), lo que equivale al 51,2% de la superficie frutícola establecida en la cuenca (Tabla B.2 – ANEXO B). También se debe señalar el interés ante los aumentos de la superficie registrados en la parte alta de la cuenca tal como en los sectores El Sobrante y Chicolco.

Tabla 2.5 – Superficie cultivada, cuenca del río Petorca

Tipos de cultivos	Superficie [Ha] 1997	Superficie [Ha] 2007	Aumento [%]
Frutales	2.040,5	4.519,4	221,5
Cereales	287,7	35,4	12,3
Hortalizas	228,58	229,3	100,3
Flores	41,18	65,2	158,3
Forrajeras y Praderas	246,7	361,5	146,5
Tubérculos y Leguminosas	-	135,5	-
TOTAL	2.844,70	5.346,30	187,9

Fuente: Elaboración propia por medio del INE

La Tabla 2.6, demuestra que la principal especie frutal que se desarrolla en la cuenca es el palto (*Persea americana*), con una superficie de 1.586,2 hectáreas, que representa un 77,8% de la superficie dedicada a frutales. Al considerar todas las especies frutícolas de carácter persistente cultivadas en el año 1997, estas representan al 94,8% de la superficie dedicada a frutales en la cuenca. Para el caso del año 2007, el palto mantiene su liderazgo con un 71,7% de participación de la superficie dedicada al cultivo de frutales. Para los demás tipos de especies frutales, también se produjo un incremento, destacando el caso de los cítricos que aumentaron un 364,5%, los

frutales caducos liderados por el Nogal (ANEXO B – Tabla B.1) con un 323,4% y los otros con un 701,8% de incremento.

Tabla 2.6 – Superficie cultivada por distrito, cuenca del río Petorca

Especies	Superficie [Ha] 1997	Participación [%]	Superficie [Ha] 2007	Participación [%]	Aumento [%]
Paltos	1.586,2	77,8	3.239,8	71,7	202,9
Cítricos	190,5	9,3	694,4	15,4	364,5
Otros persistentes	158,3	7,7	201,6	4,5	127,4
Caducos	94,3	4,6	305,0	6,7	323,4
Otros	11,2	0,5	78,6	1,7	701,8
TOTAL	2.050,5		4.519,4		220,4

Fuente: Elaboración propia por medio del INE

## 2.9.2. Validación de superficie de frutales

El año 2013, el proyecto denominado “*Generación de estrategias para la sustentabilidad hídrica de la cuenca de Petorca bajo escenarios de cambio climático - SURGHE*”, ejecutado por la Universidad de Valparaíso en conjunto de la Universidad de La Serena; realizaron una validación de la superficie agrícola en la cuenca.

Esta validación fue “*in-situ*” recorriendo cada uno de los distritos censales, registrando tipo de cultivo, superficie y estado de las plantas (Figura 2.9).

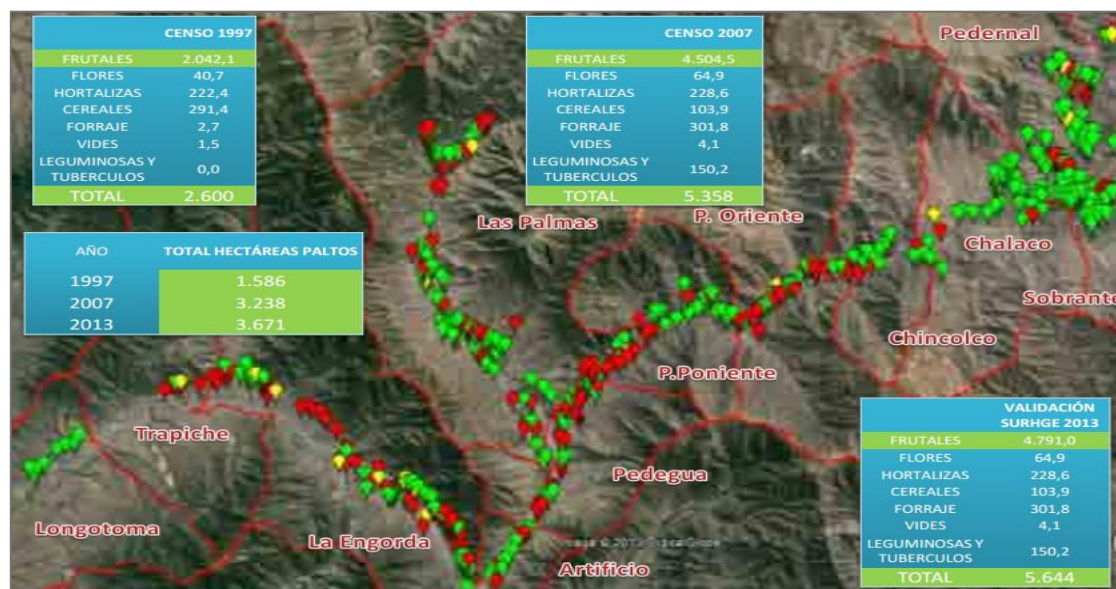


Figura 2.9 – Modificación de la superficie agrícola, cuenca del río Petorca (Fuente: [24])

Por la importancia que representan los cultivos frutales dentro de la cuenca, optaron por validar solo esta superficie, considerando como constantes las áreas dedicadas a los demás cultivos (Censo Agropecuario 2007).

La clasificación del estado visual de las plantas, se dividió en 3 categorías:

- No afectado; representados por los puntos de color verde.
- Afectados; representados por puntos de color amarillo.
- Cultivos secos; representados por puntos de color rojo.

Al constatar los datos de superficie cultivada entregados por el censo agropecuario 2007 y la validación SURGHE año 2013, se determinó un incremento de la superficie cultivada de frutales de un 6%, pasando de 4.519,4 a 4.791,0 hectáreas. Además, se pudo apreciar el estado real de dichos cultivos, mostrando un porcentaje considerable de especies frutales con algún daño (color rojo y amarillo). SURGHE al efectuar este análisis corroboró el impacto que ha generado la constante sequía y otros eventos climáticos sobre la superficie frutal cultivada, ya sea por efecto de la restricción hídrica, inclemencias climáticas (heladas) u otros problemas. Los distritos más afectados son: La Engorda, Las Palmas, Pedegua y Petorca Poniente (Figura 2.9).

### 2.9.3. Volúmenes empleados para el riego (Demanda Hídrica)

El “*Proyecto SURGHE*” determinó la evolución de la demanda hídrica entre el año 2007 y 2013 (Tabla 2.7), validando sólo la superficie dedicada a frutales como análisis de tal manera que para estimar la demanda bruta de la totalidad de la actividad agrícola en la cuenca se mantuvo estable las demandas de los demás tipos de cultivo.

Tabla 2.7 – Demanda hídrica bruta, cuenca del río Petorca

Tipos de cultivos	Demanda Bruta 2007 [m <sup>3</sup> /temporada]	Demanda Bruta 2013 [m <sup>3</sup> /temporada]	Aumento [%]
Frutales	53.824.998,1	57.052.544,8	5,99
Cereales	1.863.393,3	1.863.393,3	0
Hortalizas	916.082,7	916.082,7	0
Flores	701.380,4	701.380,4	0
Forrajeras y Praderas	2.101.346,2	2.101.346,2	0
Tubérculos y Leguminosas	6.784.594,0	6.784.594,0	0
TOTAL	66.191.794,70	69.419.341,40	4,87

Fuente: Elaboración propia por medio del “*Proyecto SURGHE*”

Se aprecia un aumento de la demanda hídrica entre los años 2007 y 2013 de un 4,9%, lo que equivale a 3,23 millones de metros cúbicos por temporada. Este aumento está directamente relacionado al incremento de la superficie cultivada definida por los cultivos frutales, como también, al aumento en la superficie regada mediante nuevos sistemas de regadío, destacando los sistemas de micro riego (Figura B.3 – ANEXO B).

La prolongada sequía sumada a la sobreexplotación de cultivos frutales en la cuenca del río Petorca, ha generado una disminución en la capacidad productiva del territorio que se expresa en pérdida de superficie cultivada. La sobredemanda hídrica para abastecer los cultivos frutales de los grandes productores, aumenta la crítica sobre la escasez del recurso hídrico; afectando directamente al micro y pequeño productor; generando un proceso de asalarización del trabajo agrícola que redundará en modificaciones en la composición económica social de la población y en una tendencia a la concentración de los recursos base del proceso productivo (la tierra y el agua)[13].

## 2.10. Infraestructuras

A continuación, se distinguirá entre las infraestructuras existentes en la cuenca del río Petorca para diferenciarlas de aquellas que se encuentran en proceso de proyecto.

### 2.10.1. Infraestructuras existentes

Según lo expuesto en la ficha temática de cuencas hidrográficas publicada por la DGA (ANEXO B – Figura B.4), se presenta la distribución espacial de las infraestructuras existentes al año 2015, concluyendo lo siguiente:

- i. No existen embalses destinados al riego construidos por el Estado.
- ii. Existen dos embalses en proceso de proyecto destinados al riego (Embalse Las Palmas y Embalse Pedernal).
- iii. Existen cinco embalses pequeños.

### 2.10.2. Infraestructuras futuras

El Ministerio de Obras Públicas (MOP) en conjunto con la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH), publicaron el año 2018, el artículo *“Lineamientos estratégicos para el desarrollo y sostenibilidad hídrica para la Región de Valparaíso”*.

Dicho artículo muestra el enfoque estratégico por parte del gobierno ante el desarrollo de una red de infraestructuras de riego considerando proyectos de sistema de acumulación de agua para la producción agroalimentaria, denominado *“Plan de Embalses”* (ANEXO B – Figura B.5). Este plan se justifica en el análisis y diseño de una estrategia hídrica a largo plazo, para ser un instrumento de adaptación al cambio climático.

A continuación, se exponen los dos principales lineamientos de este plan:

a) Grandes embalses

Para el área de estudio, el Ministerio de Obras Públicas contempla un embalse en proceso de ejecución (Tabla 2.8).

Tabla 2.8 – Plan de Grandes Embalses en la cuenca del río Petorca

Cuenca	Proyecto	Volumen [Hm <sup>3</sup> ]	Beneficios		Superficie [Ha]	Inversión Total MM US\$
			Sup. [Ha]	N° Predios		
Rio Petorca	Las Palmas	55	2.560	640	2.859	181

Fuente:[25]

b) Pequeños embalses

Para el área de estudio, el Ministerio de Obras Públicas (MOP) contempla tres embalses en diferentes etapas de desarrollo. Se prevé que todas las iniciativas cuentan con la ingeniería básica y con estudios ambientales en diferentes estados de avance, significando una inversión de más de 40 mil millones de pesos; aportando una capacidad de acumulación total de más de 6 millones de m<sup>3</sup>, dando seguridad hídrica a 1.644 hectáreas y beneficiando a 727 agricultores (Tabla 2.9).

Tabla 2.9 – Plan de nuevos pequeños embalses en la cuenca del río Petorca

Nombre	Comuna	Volumen Embalse [m <sup>3</sup> ]	Superficie [Ha]	N° Beneficiados	Inversión [MM\$]
Santa Julia	Petorca	72.847	177	65	3.395
Pedegua	Petorca	53.377	797	110	2.667
El Sobrante	Petorca	6.000.000	670	552	35.000
TOTAL		6.126.224	1.644	727	41.062

Fuente:[25]

Ante este escenario, es que el propósito de este trabajo de título es colaborar con los agricultores locales mediante la implementación de un sistema auxiliar de captación hidráulica basado en una guía metodológica para el diseño de una presa pequeña a bajo costo, enfocada hacia la línea de trabajo denominada “*Construcción de Nuevos Embalses*”[25] la cual permitirá generar embalses interanuales, del cual se aprovechará el recurso hídrico en periodos de escasez (octubre – marzo).

## CAPÍTULO 3

### ASPECTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS

En Chile, existen diversos estudios relacionados a grandes presas acumuladoras de agua con distintos fines, siendo una tendencia hoy en día de enseñar lo espectacular de estas obras hidráulicas por su magnitud.

En cuanto a lo relacionado a pequeñas presas, la literatura es escasa. Dentro de ella, el año 1996, la Comisión Nacional de Riego en conjunto del Centro Informativo de Recursos Naturales (CIREN), publicó el documento denominado “Manual de Obras Menores de Riego”, el cual hace hincapié a los embalses interanuales generados mediante obras hidráulicas de regulación denominadas “presas pequeñas”. Este manual categoriza a las presas pequeñas como:

- Muros de baja altura (inferior a 15,24 metros o 50 pies).
- Volúmenes de almacenamiento pequeño o mediano.
- Volumen de la presa inferior a 764.000 metros cúbicos o 1.000.000 de yardas cúbicas.

A su vez, los embalses de regulación interanual se pueden clasificar en las categorías A y B.

Tabla 3.1 – Categorías para los embalses interanuales

Categoría	Capacidad de almacenamiento	Altura
A	Entre 50 mil y 1,5 millones de metros cúbicos	Más de 5 metros y hasta 12 metros
B	Mayor de 1,5 millones de metros cúbicos y hasta 50 millones de metros cúbicos	Mayor de 12 metros y hasta 30 metros

Fuente: [17]

También a nivel mundial existen instituciones u organismos relacionados al diseño de presas pequeñas, como lo es la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD)[26], la cual categoriza a este tipo de infraestructura como:

- Aquellas que miden menos de 15 metros de altura. Esta categoría incluye presas rompe picos, estanques en explotaciones agrícolas y piscícolas, presas locales de retención de suelo y cisternas de almacenamiento de agua de terraplén bajo.
- Aquellas que miden entre 10 y 15 metros se consideran grandes cuando su diseño presenta aspectos complejos, como: la necesidad de contener inundaciones inusualmente grandes, ubicación de la obra en una zona de gran actividad sísmica, suelos complejos o la necesidad de retener materiales tóxicos.
- Las presas menores de 10 metros de altura se consideran grandes si se prevé que durante su funcionamiento, se ampliarán y encuadrarán en la definición de grandes.

De lo anterior, se aprecia que la definición de presa pequeña es ambigua. Por lo tanto, para efectos de esta guía se considerará este tipo de obra, como:

- Presas de baja altura, inferior a 15 metros.
- Volumen de tierra de la presa inferior a 500.000 metros cúbicos.
- Volumen de almacenamiento pequeño, menor a 750.000 metros cúbicos.
- Emplazamiento en cuenca hidrográfica de extensión limitada, asociada a corrientes naturales pequeñas, tales como, esteros y/o quebradas.

Es necesario considerar que la altura o el volumen de almacenamiento no son buenos criterios para determinar el grado de complejidad de la obra. El hecho de tratarse de una obra de pequeña envergadura no descuida la calidad en sus estudios previos destinados al diseño y construcción. En comparación a las obras de grandes dimensiones, las presas pequeñas plantean problemas complejos principalmente de estabilidad, comprensibilidad y/o permeabilidad[19].

### 3.1. Selección del tipo de presa

Para la presente guía, la selección del tipo de presa se hará en atención a lo expuesto en el texto "*Desing of Small Dams*"[19].

Es posible clasificar las presas en distintas categorías según su objeto; ésta se seleccionará en atención a:

#### 3.1.1. Uso

El primer criterio a considerar es el uso que se le dará a la presa, el cual se puede clasificar de acuerdo a la función que va a desempeñar:

- a) Almacenamiento: Se construyen para embalsar agua en los períodos en que sobra para ser utilizada cuando escasea. Estos periodos pueden ser estacionales o anuales, teniendo distintos fines como simple almacenamiento y abastecimiento, regadío, recreo, generación de energía hidroeléctrica, entre otros.
- b) Derivación: Se construyen, ordinariamente, para proporcionar la carga necesaria para desviar el curso del agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción. Se usan en sistemas de riego y usos industriales, entre otros.
- c) Reguladoras: Se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las avenidas máximas. Éstas se clasifican en dos tipos:
  - Aquellas en que el agua se almacena temporalmente y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda la capacidad del cauce aguas abajo.
  - Aquellas que almacenan agua durante el tiempo que sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle recargando los acuíferos.

### 3.1.2. Proyecto hidráulico

Las presas se pueden clasificar como:

- a) Vertedoras: Se proyectan para descargar agua sobre sus coronas, por lo que deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas, siendo necesario emplear concreto, mampostería, acero y madera.
- b) No vertedoras: Son aquellas que se proyectan para que no rebase el agua por su corona. Este tipo permite que la elección de materiales sea amplia, incluyendo tanto las presas de tierra como las de enrocado.

### 3.1.3. Materiales

Dentro de los tipos más comunes de presas actuales, se encuentran:

- a) Presas de tierra: Son aquellas en las que en su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo de tratamiento; siendo el tipo más común de presa, ya que los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes.
- b) Presa de enrocamiento: En este tipo de presa se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. Este tipo de obra permite su adaptación a los emplazamientos más remotos, donde abunda roca buena y no se encuentra tierra buena para una presa de tierra.
- c) Presas de concreto de tipo gravedad: Son obras construidas de concreto que se adaptan a lugares en los que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana. A menudo se usan formando la parte vertedora de las presas de tierra y de enrocamiento o de una presa derivadora, por su buena adaptación.

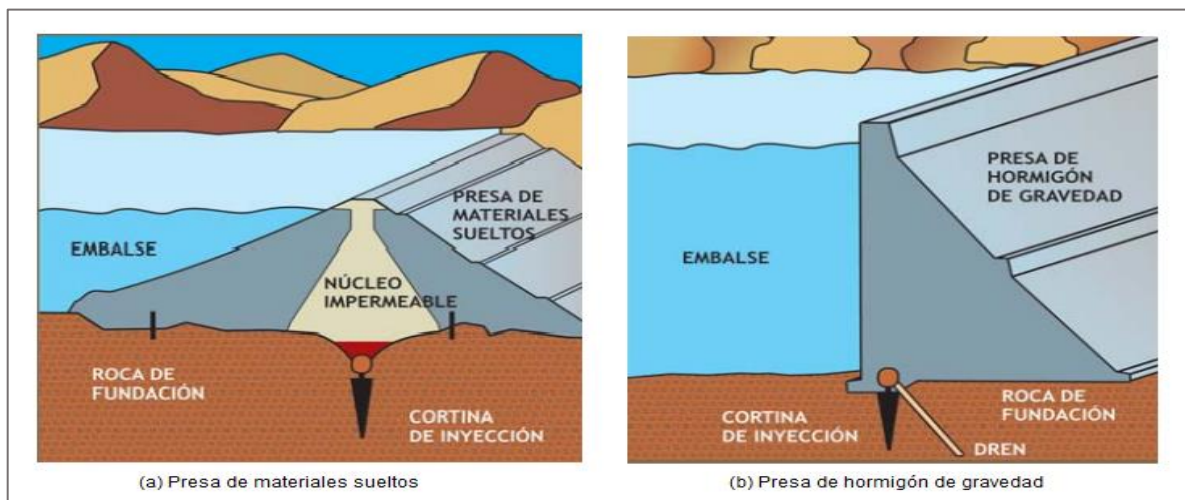


Figura 3.1 – Presas según materiales de construcción (Fuente:[27])

### 3.1.4. Construcción

De acuerdo al procedimiento de construcción se tienen dos tipos de presas:

- a) Relleno hidráulico: Su característica principal, es que los materiales integrantes de la sección; incluyendo los finos del centro y los granulares gruesos; son procesados en canteras y conducidos a la cortina, siendo colocados en ella por medios hidráulicos.
- b) Materiales compactados: Las características en la sección de una presa de materiales compactados dependen de la disponibilidad de suelos y rocas, de las propiedades mecánicas, de la topografía del lugar y de las condiciones geológicas. Se distinguen algunas secciones típicas, como son: presa homogénea, presa homogénea con filtro, presa de enrocamiento, entre otras.

### 3.1.5. Costo – Beneficio

Dentro de todas las categorías mencionadas, este criterio es determinante para definir el diseño y emplazamiento de la obra. Es así, que para fijar el lugar donde se va a construir la obra es necesario considerar que el costo del proyecto sea proporcional a los beneficios que se puedan obtener, utilizándose entonces procedimientos que permitan valorar los aportes entregados por la presa, ya sean de energía, de irrigación o de abastecimiento de agua.

En esta guía se aplicarán criterios de eficiencia y eficacia para obtener una obra al menor costo posible, pero que, a la vez genere un impacto en ayuda a los agricultores locales.

## 3.2. Selección del sitio de emplazamiento de la presa

Un reconocimiento general de la zona de estudio es fundamental para poder establecer las posibles opciones de ubicación para la presa pequeña.

Existen varios factores que determinan la buena elección del emplazamiento de la obra, destacando la localización y la elevación. Respecto a la localización, la presa deberá colocarse en las cercanías de la zona en que se aprovechará el agua almacenada. Respecto a la elevación, es importante que ésta sea mayor a las tierras que se pretende regar, con el objeto de que la conducción sea por gravedad.

No es conveniente ubicar la presa en lugares donde existan viviendas permanentes o instalaciones de importancia junto al cauce, ante una eventual falla de la estructura. Si no hubiera otra alternativa, la selección de un sitio así obligará a realizar un diseño más cuidadoso, lo que generará un mayor costo[28].

Desde el punto de vista del volumen de agua a almacenar, es necesario escoger un buen sitio, idealmente debe ser una sección estrecha de un valle; de pendientes laterales fuertes; donde se pueda disponer de un gran volumen de agua embalsado con una presa de dimensiones pequeña[28].

Es así que *“Al adoptar cualquier método de evaluación de externalidades para elegir la mejor alternativa de sitio para el diseño de una presa pequeña, se deben cuidar los factores a evaluar, porque de ellos depende la alternativa más viable”*[18].

### 3.3. Revelamiento topográfico

El uso de planos topográficos será de gran utilidad en la planeación y justificación del proyecto. La localización debe hacerse figurar en un mapa general, usando una base a la escala adecuada, permitiendo ubicar los sitios probables de emplazamiento de la presa, caminos o brechas de acceso a los sitios y dimensiones aproximadas del vaso, reconociendo posibles terrenos e infraestructuras afectadas ante la inundación del mismo. Además, permite localizar los poblados y caminos principales que podrían ser dañados en caso de ocurrir una falla de la presa[26].

El revelamiento topográfico genera curvas de nivel, que son aquellas *“líneas que marcadas sobre el terreno desarrollan una trayectoria que es horizontal. Por lo tanto, podemos definir que una línea de nivel representa la intersección de una superficie de nivel con el terreno. En un plano las curvas de nivel se dibujan para representar intervalos de altura que son equidistantes sobre un plano de referencia”* [29].

En los casos que no sea posible generar curvas de nivel a escalas bajas, se recomienda usar escalas de 1:500 o 1:1000.

### 3.4. Fuente de aporte a la presa

Las investigaciones hidrológicas que pueden ser necesarias para el estudio incluyen la determinación de los siguiente:

- Aportación de la corriente, quebrada o estero,
- Aportación al vaso,
- Agua necesaria para el proyecto,
- Sedimento que se depositará en el vaso,
- Estudio de avenidas extraordinarias,
- Entre otros.

El agua de aporte al vaso proveniente de la cuenca generada por el emplazamiento de la presa debe ser suficiente para la justificación de su implementación. Debe poseer variabilidad en sus escurrimientos para cubrir la cantidad de agua en el período estacional que escasea.

Para mantener la profundidad y capacidad de la presa es necesario que el flujo de agua superficial esté libre o con pocos sedimentos en su transporte hacia el vaso. Por lo tanto, se recomienda realizar en lo posible un adecuado control de la erosión en el área de aporte siendo conveniente que el suelo tenga una buena cobertura de árboles y matorrales. Si existen áreas cultivadas, estas deberían ser protegidas con prácticas ambientales adecuadas o de preferencia, la presa ser ubicada en alturas superiores a dichas áreas a modo de no generar un impacto, y que el regadío se genere por gravedad.

### 3.5. Climatología

Los datos climatológicos necesarios para el diseño de una presa son los siguientes:

- Régimen de Lluvias (Precipitaciones).
- Láminas e intensidades de Lluvias (datos históricos, diarios, mensuales o anuales).
- Temperatura.
- Evaporación.
- Velocidad y dirección del viento.
- Evapotranspiración de cultivos.

Esta Información es necesaria para los análisis hidrológicos (estudios), fijando elevaciones físicas y altura final de la presa.

### 3.6. Cimentación y materiales

En los proyectos de presas, la impermeabilidad del vaso, la bondad de las cimentaciones para la presa y los bancos de materiales de construcción, son aspectos importantes para los estudios geológicos. La extensión de las investigaciones para resolver estos problemas debe estar de acuerdo con la importancia del proyecto y con la etapa de investigaciones, ya que, el obtener datos muy detallados de las condiciones subterráneas puede exceder el costo justificable para un proyecto pequeño.

Debido a los materiales para la construcción, los datos del reconocimiento pueden basarse en datos de una superficie reducida, deben emplearse factores de seguridad en la estimación de las cantidades potenciales de materiales de construcción y distancias de acarreo. Además, se recomienda hacer un número reducido de pruebas en laboratorio, empleando muestras representativas para la verificación de las clasificaciones de suelos, obteniendo las características de humedad y densidad de los bancos de préstamo propuestos.

### 3.7. Herramientas utilizadas para el diseño de la presa pequeña

- *Google Earth Pro*: Programa informativo que permite visualizar múltiple cartografía con base en la fotografía satelital. El mapa de Google Earth está compuesto por una superposición de imágenes obtenidas por imágenes satelitales, fotografías aéreas, información geográfica proveniente de modelos de datos SIG de todo el mundo y modelos creados por computadora.
- *Microsoft Excel*: Software de hojas de cálculo empleado esencialmente en tareas matemáticas y financieras. Sirve para realizar todo tipo de cálculos numéricos resueltos mediante operadores matemáticos o automáticamente mediante fórmulas llamadas funciones. Se puede llegar a realizar desde simples sumas a integrales, pasando por la creación de gráficos, la generación de informes o la organización de información no numérica.

- *ArcGIS*: Tecnología compuesta de una gama escalable de productos software que permiten crear, administrar, manipular, editar, analizar y distribuir la información geográfica. ArcGIS permite: crear datos geográficos con digitalización asistida, dibujar y editar entidades en un mapa, sintetizar datos de diferentes fuentes, almacenar información en una base de datos geográficos, realizar operaciones de análisis geoespacial, entre otros.
- *Global Mapper*: Aplicación que combina una gama completa de herramientas de tratamiento de datos espaciales con acceso a una variedad de formatos de datos. Accede directamente a fuentes en línea de mapas topográficos y datos DEM/DSM. Con datos importados de elevación, puede generar vistas perspectivas en 3D, análisis de cuencas y generación de curvas de nivel personalizadas.
- *WMS*: Watershed Modeling System (AQUAVEO). Es un modelo 2D desarrollado para modelar los flujos superficiales y la calidad de aguas en una cuenca hidrográfica.
- *AutoCAD – Civil 3D*: Programa diseñado por Autodesk como herramienta de diseño y cálculo útil en el desarrollo de diseño de sitio, diseño urbanístico, carreteras, movimientos de tierra, cálculo topográfico, replanteo de información, entre otros.
- *Slide*: Programa diseñado por Rocscience para el análisis de estabilidad de taludes en 2D utilizando métodos de equilibrio límite. Permite evaluar un gran número de problemáticas geotécnicas, como estabilidad de terraplenes, presas, taludes de excavación minera, entre otros.

# CAPÍTULO 4

## METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA PRESA PEQUEÑA

Para el análisis y diseño de la presa, se considerarán como criterios los siguientes:

### 4.1. Topografía

El levantamiento topográfico de la zona a emplazar la presa, se pueden obtener mediante información geoespacial del Instituto Geográfico Militar (IGM)[30], donde se pueden encontrar cartas topográficas de todo el territorio nacional. A su vez, como apoyo adicional, existen las fotografías aéreas captadas por la Fuerza Aérea de Chile (FACH).

Para efecto de esta guía, la topografía del lugar se obtendrá mediante el software Google Earth Pro y Global Mapper versión 20, lo que permitirá la selección más favorable del lugar a emplazar la presa y la generación de las curvas de nivel correspondiente.

### 4.2. Hidrología

La generación de embalses interanuales ubicados entre IV<sup>a</sup> y VII<sup>a</sup> región se analizan preferentemente como cuencas pluviales debido a que existen solamente estadísticas de precipitaciones. Aun así, se debe hacer un análisis del comportamiento en cuencas pluvio-nivales en función al aporte en sus áreas respectivas[17].

Los estudios hidrológicos a realizar en la cuenca aportante del cauce natural, aguas arriba del punto de ubicación de la presa, son los siguientes:

- a) Determinación de los volúmenes de agua a embalsar y superficie máxima de regadío.
- b) Obtención del caudal de excedencias para altura de diseño para la presa.

#### 4.2.1. Volúmenes de agua a embalsar y superficie máxima de regadío

El método utilizar será mediante un balance hídrico denominado “Operación Simulada”, el cual debe cumplir al menos con una seguridad hidrológica de un 85%[17].

Este método analítico de frecuencias consiste en la simulación de operación mensual de un embalse (vaso acumulador) ante la distribución de agua en un periodo de riego determinado (ver Figura 4.1).

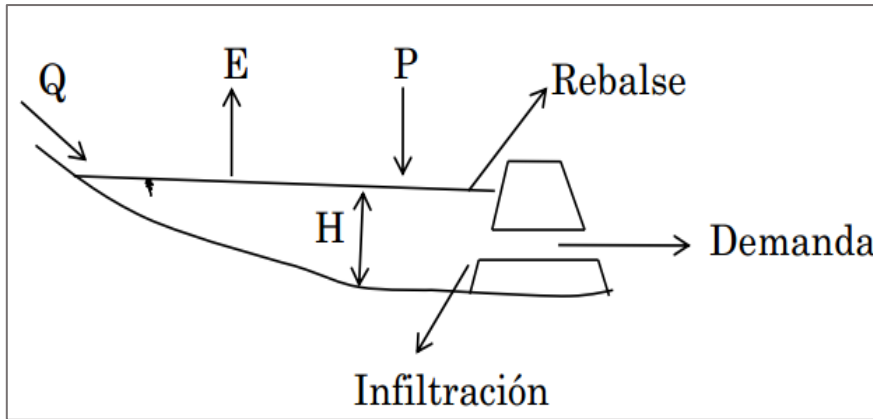


Figura 4.1 – Esquema del método Operación Simulada (Fuente:[31])

El balance hídrico queda definido por la siguiente relación[31]:

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = Q_e - Q_s$$

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = (P * A_{esp} + Q) - (Q_e + D + E * A_{esp} + R + I) \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Dónde:

- ✓  $Q_e, Q_s$  : Caudal de entrada y de salida, en  $m^3/s$ .
- ✓  $dV/dT$  : Variación del volumen de almacenamiento en función del tiempo, en  $m^3/s$ .
- ✓  $P$  : Precipitación mensual, en mm.
- ✓  $Q$  : Caudales mensuales afluentes, en  $m^3/s$ .
- ✓  $Q_e$  : Caudal Ecológico, en  $m^3/s$ .
- ✓  $D$  : Demandas hídricas mensuales, en  $m^3/s$ .
- ✓  $E$  : Tasas de evaporación mensual sobre espejo de agua, en mm.
- ✓  $R$  : Rebalse o Vertedero, como medida de seguridad, en  $m^3/s$ .
- ✓  $I$  : Infiltración (vaso acumulador, presa, fundaciones, entre otras), en  $m^3/s$ .
- ✓  $A_{esp}$  : Área de espejo de agua, en  $m^2$ .

La seguridad hidrológica se define mediante la siguiente relación[31]:

$$S = \frac{N^{\circ} \text{años de riego} - N^{\circ} \text{años fallados}}{N^{\circ} \text{años de analisis}} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

$$S = 0,85 = 85\% \rightarrow \text{Agricultura}$$

A continuación, se describirán los factores que influyen en el balance hídrico.

#### 4.2.1.1. Precipitaciones

En primer lugar, se analizarán las estaciones influyentes cercanas a la cuenca aportante mediante el Método de Polígonos de Thiessen.

Este método es un promedio ponderado de las precipitaciones en las diferentes estaciones de la cuenca o áreas vecinas, usando como factor de ponderación la magnitud relativa a las superficies o áreas cercanas a una estación dada. Las áreas de influencia para cada estación se obtienen al determinar los polígonos que resultan de la intercepción de las simetrales trazadas a una red de triángulos que unen a todas las estaciones, como se muestra en la figura 4.2[32].

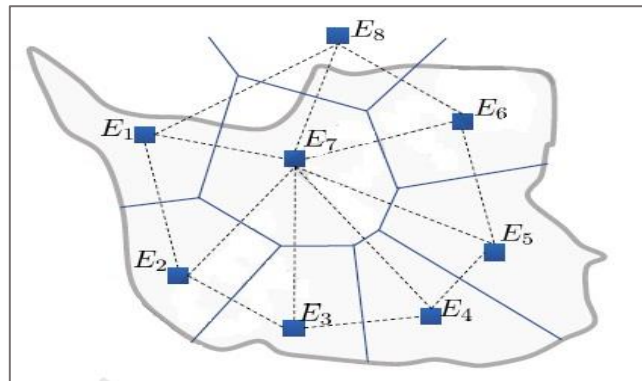


Figura 4.2 – Polígonos de Thiessen correspondiente para cada estación influyente (Fuente:[32])

La precipitación media espacial viene dada por la siguiente expresión[32]:

$$Pm = \frac{1}{At} * (Pa * Aa + Pb * Ab + \dots + Pn * An) \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Dónde:

- ✓ Pm : Precipitación media para la cuenca de estudio, en mm.
- ✓ At : Área total de la cuenca de estudio, en m<sup>2</sup> o km<sup>2</sup>.
- ✓ Pa, Pb : Precipitación en la estación “a” y “b”, en mm.
- ✓ Aa, Ab : Área del polígono de la estación “a” y “b”, en m<sup>2</sup> o km<sup>2</sup>.
- ✓ Pn : Precipitación en la estación n-ésima, en mm.
- ✓ An : Área del polígono de la estación n-ésima, en m<sup>2</sup> km<sup>2</sup>.

Cabe destacar, que pueden y deben incluirse estaciones que se ubiquen fuera de los límites de la cuenca, siempre que su área de influencia abarque algún sector de la cuenca en estudio. La estadística de precipitación diaria, mensual o anual de las estaciones pluviométricas influyentes debe tener un período mínimo de 20 años consecutivos.

Por último, puede ocurrir que producto de las variaciones de las condiciones de medición, éstas no sean lo suficientemente claras o incluso sean inexistentes, es por ello que se recomienda tratamientos de relleno (a) y homogeneización de la información (b).

a) Relleno de estadística

Ante la falta de datos sobre la precipitación caída, es conveniente rellenar la estadística. Ésta, se rellenará mediante el promedio simple de las estaciones vecinas (estaciones más cercanas). Si los módulos difieren en más de un 10%, es preferible un promedio ponderado según sus los módulos de cada estación[32].

La precipitación media espacial viene dada por la siguiente expresión[32]:

$$Px = \frac{Mx}{3} * \left( \frac{Pa}{Ma} + \frac{Pb}{Mb} + \dots + \frac{Pn}{Mn} \right) \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Dónde:

- ✓ Px : Precipitación para la estación a rellenar, en mm.
- ✓ Mx : Promedio anual de precipitaciones de la estación a rellenar, en mm.
- ✓ Pa, Pb : Precipitación de las estaciones “a” y “b”, en mm.
- ✓ Pn : Precipitación de la estación n-ésima, en mm.
- ✓ Ma, Mb : Promedio anual de precipitaciones en las estaciones “a” y “b”, en mm.
- ✓ Mn : Promedio anual de precipitaciones en la estación n-ésima, en mm.

b) Homogeneización de estadística

El dato pluviométrico es sólo un índice, ya que producto de modificaciones ambientales, cambio de ubicación del instrumento, entre otras, puede producirse una disminución o aumento en la precipitación medida, sin que ello signifique un variación verdadera o real.

Para detectar la presencia de heterogeneidades en la estadística, se utiliza el método de las curvas dobles o acumuladas. Este consiste en graficar la precipitación anual acumulada de la estación de análisis versus el valor acumulado de la estación patrón, siendo esta última, el promedio de las estaciones vecinas. La zona se considerará pluviométricamente homogénea, si la precipitación anual en el lugar de análisis es proporcional a la precipitación anual de la estación patrón, teniendo como resultado una recta de pendiente “ $\alpha$ ” que pasa por el origen. Si se observa discontinuidad, se debe homogeneizar la información, llevando todos los datos a una recta de pendiente única corrigiendo lo valores medidos con la siguiente expresión[32]:

$$Pc = Pme * \frac{\alpha}{\alpha_i} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

Dónde:

- ✓ Pc : Precipitación corregida, en mm.
- ✓ Pme : Precipitación medida, en mm.
- ✓  $\alpha$  : Periodo de homogeneización, pendiente del período más reciente.
- ✓  $\alpha_i$  : Pendiente de periodo a corregir

#### 4.2.1.2. Caudales

Para la obtención de caudales afluentes al vaso, se considera la estación fluviométrica más cercana a la cuenca de estudio. Cabe destacar, que dentro de la cuenca del río Petorca existe escasa información fluviométrica, por lo que se aplicará para su análisis el método de transposición de caudales.

Este método se basa en la obtención de información fluviométrica en base a una cuenca vecina con características similares, igualando sus gastos específicos en función a sus áreas de drenaje correspondientes[32].

Los caudales medios vienen dados por la siguiente relación[32]:

$$Q_i = Q_e * \left(\frac{A_i}{A_e}\right) \quad \text{Ecuación 4.6}$$

Dónde:

- ✓  $Q_i$  : Caudal medio en el punto de interés, en  $m^3/s$ .
- ✓  $Q_e$  : Caudal medio en la estación base, en  $m^3/s$ .
- ✓  $A_i$  : Área aportante en el punto de interés, en  $km^2$ .
- ✓  $A_e$  : Área aportante en la estación base, en  $km^2$ .

La información necesaria se deberá obtener de la estadística de caudales medios diarios, mensuales o anuales con un período mínimo de 20 años consecutivos. Además, se recomienda tratamientos de relleno de estadísticas mediante el mismo método que para el análisis de precipitaciones.

Cabe destacar, que el área de estudio corresponde a un régimen pluvio-nival. Por lo tanto, se debe determinar el área pluvial como nival.

Para calcular el área aportante pluvial y nival es necesario definir en primer lugar la ubicación de la línea de nieve, la cual corresponde a la cota promedio durante eventos de tormenta donde se produce la interface lluvia-nieve[33].

Se debe tener presente las variaciones temporales durante el año hidrológico, por lo que se hace necesario definir una línea de nieve promedio.

Los métodos para la línea de nieve promedio son:

- a) Línea de nieve por períodos

Según lo expuesto por la memoria de título "*Variabilidad de la línea de nieves durante eventos de tormenta utilizando modelación probabilística realizada por Fernando Covián Gálvez el año 2012*", la línea de nieve se puede definir mediante probabilidades de excedencia y periodos estacionales.

Para efectos de esta guía, se utilizarán las expresiones para una probabilidad de excedencia del 50%.

Las expresiones para el cálculo de la línea de nieve son las siguientes[34]:

$$L.N.1 = 19119 * e^{-0,07*Lat} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

$$L.N.2 = 1,2346 * Lat^3 - 126,57 * Lat^2 + 4137,5 * Lat - 40472 \quad \text{Ecuación 4.8}$$

Dónde:

- ✓ L.N.1 : Línea de nieve en invierno, periodo abril-septiembre, en m.
- ✓ L.N.2 : Línea de nieve en verano, periodo octubre-marzo, en m.
- ✓ Lat. : Latitud sur del centro de gravedad de la cuenca pluvio-nival, en °.

b) Línea de nieve propuesta por la Dirección General de Aguas (DGA)

La figura 4.1 (ANEXO N°4) presenta la variación latitudinal de la línea de nieve promedio, la cual permite determinar el área pluvial desde la IIIª hasta la VIª región del país. Los valores consignados tienen como objetivo servir de referencia para estimar áreas promedios aportantes durante eventos de crecidas en cuencas sin información pluviométrica[33].

#### 4.2.1.3. Caudal ecológico

Para efectos del “DS N°14 año 2012 que fija el Reglamento para la Determinación del Caudal Ecológico Mínimo”, se entiende por tal a “aquél que se impone a los nuevos derechos de aprovechamiento de aguas que se constituyan en cauces naturales de agua, teniendo por objeto evitar que los efectos abióticos alteren significativamente las condiciones naturales pertinentes del cauce o alterando significativamente la dinámica y funciones del ecosistema”[35].

Por aplicación del Art. 3º letra c) del respectivo reglamento, se establece que en aquellos cauces en que no existen derechos constituidos se deben aplicar los criterios señalados en su letra b), que son:

*“b) Para aquellos cauces donde se constituyen derechos con un caudal ecológico mínimo del menor 50% del caudal con 95% de probabilidad de excedencia, se considerará como caudal ecológico mínimo el 50% del 95% de probabilidad de excedencia para cada mes, con las restricciones siguientes:*

*i. Para aquellos meses, en los cuales el 50% del caudal con 95% de probabilidad de excedencia es menor al 20% del caudal medio anual, el caudal ecológico mínimo será el 50% del caudal con probabilidad de excedencia del 95%.*

*ii. Para aquellos meses, en los cuales el 50% del caudal con 95% de probabilidad de excedencia es mayor al 20% del caudal medio anual, el caudal ecológico mínimo en esos meses, será el 20% del caudal medio anual”[36].*

Para fines de esta guía, se utilizará el método gráfico de análisis de frecuencia propuesto por Weibull para la obtención de la curva de variación estacional. Esta corresponde, a curvas de frecuencias acumuladas asociadas a caudales medios mensuales, cuya magnitud de la variable está asociada a una determinada probabilidad de ocurrencia[32].

La fórmula empírica que establece Weibull es la siguiente[32]:

$$P_{exc}(Q) = \frac{n}{N+1} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Dónde:

- ✓  $P_{exc}$  : Probabilidad de excedencia u ocurrencia, en %.
- ✓  $n$  : Número de orden del año.
- ✓  $N$  : Número total de años.

El cálculo se debe realizar utilizando estadísticas hidrológicas de al menos 25 años.

#### 4.2.1.4. Evaporación

Las pérdidas por evaporación corresponden al volumen de agua que se pierde por la acción diaria de la temperatura y del viento en la superficie del vaso. La cantidad de agua evaporada va a depender de área del espejo de agua, de la ubicación del embalse y de las fluctuaciones de temperatura de la temporada[37].

El área de estudio no cuenta con estaciones meteorológicas que entreguen información relacionada a la evaporación.

Debido a ello y para efectos de esta guía, se estimará la evaporación mediante la siguiente expresión[31]:

$$Ev = \frac{Ce}{Etp} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

Dónde:

- ✓  $Ev$  : Evaporación mensual del vaso, en mm.
- ✓  $Kc$  : Coeficiente de embalse  $\approx 0,7 - 0,8$ .
- ✓  $Etp$  : Evapotranspiración potencial mensual, en mm.

Para verificar los resultados de evaporación mediante la ecuación 4.12, se compararán con el promedio de la información de estaciones vecinas.

#### 4.2.1.5. Demanda agrícola

La demanda de agua se estima a partir del cálculo de las necesidades evapotranspirativas. Con ello se obtiene una demanda hídrica agrícola equivalente a lo que se denomina demanda bruta de riego, y posteriormente, se calcula la demanda neta de riego, la cual depende del marco de plantación y del tipo de riego (sistemas de riego).

$$DN = \frac{Etc * Ap}{Kr} = \frac{DB}{Kr} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

Dónde:

- ✓ DN : Demanda neta de riego, en m<sup>3</sup>.
- ✓ Etc : Evapotranspiración de cultivo, en mm.
- ✓ Ap : Marco de plantación de los cultivos, en m<sup>2</sup>.
- ✓ DB : Demanda bruta por cultivo, en m<sup>3</sup>.
- ✓ Kr : Coeficiente de riego, en %.

Se conoce como evapotranspiración a la combinación de dos procesos separados por los que el agua se pierde a través de la superficie del suelo. El primero es la evaporación del suelo, determinada principalmente por la radiación solar que llega a la superficie. Esta fracción disminuye a lo largo del ciclo de cultivo a medida que el dosel del cultivo proyecta sombra sobre el suelo. Cuando este cubre totalmente el suelo, la transpiración se convierte en el proceso principal (Figura 4.3)[38].

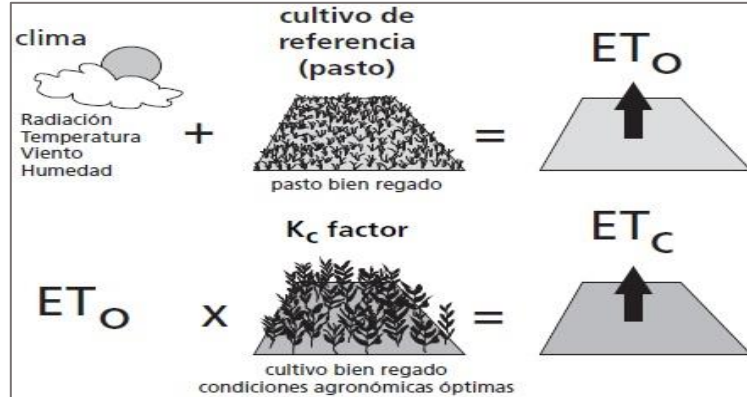


Figura 4.3 – Factores que afectan a la evapotranspiración (Fuente: [38])

La evapotranspiración se determinará por medio de la siguiente expresión[31]:

$$Etc = Kc * Etp \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Dónde:

- ✓ Etc : Evapotranspiración de cultivo, en mm.
- ✓ Kc : Coeficiente de cultivo.
- ✓ Etp : Evapotranspiración potencial, en mm.

Los valores asociados al  $K_c$  dependen de los cultivos a regar. Los valores asociados al  $K_r$  dependen del tipo de riego. El marco de plantación se determinará por medio del balance hídrico, con el fin de determinar la superficie máxima de regadío, cumpliendo la seguridad hidrológica para la agricultura.

Los valores de evapotranspiración potencial se obtienen por medio de la plataforma informativa "Camels"[39].

#### 4.2.1.6. Capacidades de almacenamiento

La capacidad de un embalse se mide por el volumen de agua contenido en su vaso de almacenamiento para una altura dada de la presa. Debido a ello, se distinguen tres capacidades características[40]:

##### a) Capacidad de azolves o volumen muerto

Volumen que se debe disponer en el vaso para almacenar los sedimentos escurridos por el flujo del agua. Este proceso ocurre principalmente por acarreo y transporte de las partículas mediante el flujo del agua, la cual erosiona los suelos desprendiendo partículas y su subsecuente transporte y depósito a lo largo de las laderas del cauce.

La capacidad de azolves queda definida por la siguiente expresión[40]:

$$C_{az} = K_{az} * N_a * V_e \quad \text{Ecuación 4.13}$$

Dónde:

- ✓  $C_{az}$  : Capacidad de azolves, en  $m^3$ .
- ✓  $K_{az}$  : Coeficiente de azolvamiento.
- ✓  $N_a$  : Vida útil de la presa.
- ✓  $V_e$  : Volumen escurrido medio anual, en  $m^3$ .

En el caso de que no exista información de los volúmenes escurridos y tampoco una estación sedimentológica en el lugar de análisis, se permitirá la aproximación de la capacidad a un 10% de volumen total de almacenamiento, calculada mediante curvas características de capacidad[40].

##### b) Capacidad útil o regulado

El volumen útil es aquel que es necesario para suplir las demandas y pérdidas de aguas durante un período determinado de funcionamiento del vaso. Este deberá ser de tal magnitud que garantice dentro de un periodo hidrológico escogido, el riego de toda el área disponible aprovechable. Cabe destacar, que para los casos que se presenten períodos secos no previstos, se puede racionar el agua moderadamente alargando lo más posible el tiempo de abastecimiento; evitando dejar completamente vaciar la capacidad útil del vaso para los años siguientes.

c) Capacidad total

La capacidad total corresponde a la suma del volumen muerto y volumen útil del vaso acumulador. Esta suma proporciona la capacidad de almacenamiento máxima del vaso y define el nivel de aguas normales (N.A.N.).

Para el cálculo de la capacidad de almacenamiento del vaso, se utilizarán los planos de levantamientos topográficos de la zona a emplazar la presa. Con ello, se determinarán las curvas características de almacenamiento y, por ende, las correspondientes elevaciones físicas de vaso.

4.2.1.7. Curvas de áreas de inundación y volúmenes de almacenamiento

Una vez fijado el emplazamiento de la presa y la cota de fondo del río, se comienza a medir el área abarcada por cada curva de nivel. Estas áreas se suman y se multiplican por el intervalo entre curvas de nivel, obteniendo el volumen parcial para cada elevación. Luego, al sumar los volúmenes parciales, se obtiene el volumen de almacenamiento para cada cota o altura sobre el fondo del río.

La planilla de cálculo a seguir, se muestra en el ANEXO C - Tabla C.1.

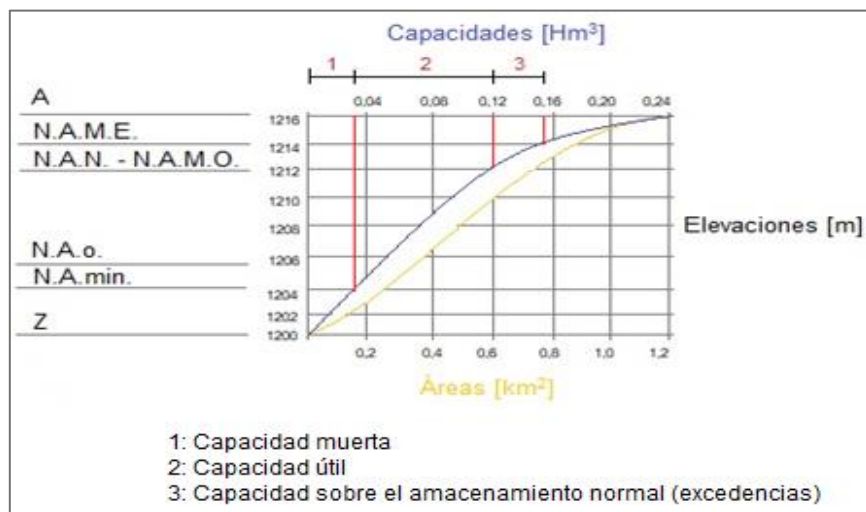


Figura 4.4 – Curvas características para la Operación Simulada (Fuente: Elaboración propia)

Con los datos obtenidos, se dibujan las curvas de áreas y capacidades correspondiente a cada elevación como se muestra en la figura 4.4, graficando los volúmenes capaces de ser almacenados en el sitio y las áreas que serán inundadas para cualquier altura de la presa. Estas curvas permiten seleccionar entre varias alternativas, optando por la que presente mayores capacidades de almacenamiento.

La capacidad del vaso de almacenamiento, se expresa en metros cúbicos [m<sup>3</sup>] y en hectómetro cubico [Hm<sup>3</sup>], este último equivalente a 10<sup>6</sup> metros cúbicos.

#### 4.2.1.8. Elevaciones físicas

Como elevaciones físicas se entiende, a los niveles de almacenamiento del vaso asociados a los distintos volúmenes, como se muestra en la figura 4.5.

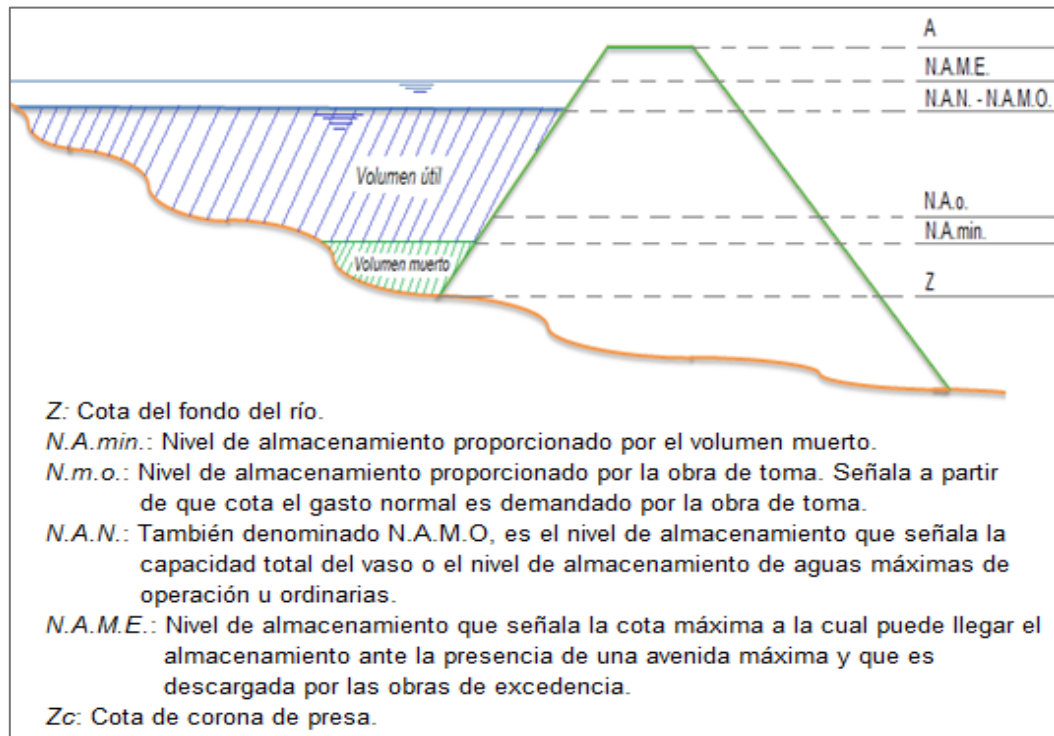


Figura 4.5 – Perfil longitudinal del embalse (Fuente: Elaboración propia)

#### 4.2.1.9. Infiltración (I)

Las pérdidas por filtración corresponden al volumen de agua perdido por el embalse en condiciones normales, en donde el agua se filtra por las capas subterráneas de suelo, alcanzando acuíferos o desplazándose por las capas de suelo incluso fuera de los límites del embalse.

Para efectos de esta guía y por la complejidad de este estudio, se considerará un estrato de suelo impermeable para la base del vaso, por lo tanto, se prescindirá de este valor.

#### 4.2.2. Caudal de excedencias para el diseño de la presa

Una vez fijado el volumen de agua a embalsar, corresponde realizar un segundo estudio hidrológico que permita determinar el caudal para avenidas extraordinarias. Esto se realizará a través de un estudio de crecidas para la cuenca aportante al vaso.

A continuación, se describirán los factores que influyen en el estudio de crecidas.

##### 4.2.2.1. Parámetros morfométricos

Los parámetros morfométricos son el estudio cuantitativo de las particularidades físicas de una cuenca hidrográfica[33].

Para definir las particularidades físicas de la cuenca aportante, se debe delimitar la cuenca fijando la entrada de los afluentes al vaso. Luego, definir la línea de nieve promedio por los métodos ya mencionados y determinar los parámetros relevantes.

Los parámetros relevantes son los siguientes:

- Área total, pluvial y nival.
- Longitud del cauce natural (Lcp)
- Desnivel máximo de la cuenca ( $\Delta H$ )
- Pendiente media de la cuenca (S)
- Tiempo de concentración (Tc)

##### 4.2.2.2. Duración de la tormenta de diseño

En cuencas pequeñas o en diseño de estructuras menores, se recomienda usar duraciones menores o iguales a 6 horas. Para efectos de esta guía, se considerará la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración[41].

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde un punto dado de la cuenca hasta la salida de la misma. Para el cálculo del tiempo de concentración, se adoptaron las siguientes formulas[42]:

a) Kirpich (1940)

$$Tc = 0,0195 * \left(\frac{Lcp}{S^{0,5}}\right)^{0,77} \quad \text{Ecuación 4.14}$$

Dónde:

- ✓ Tc : Tiempo de concentración, en min.
- ✓ Lcp : Longitud del cauce natural, en m.
- ✓ S : Pendiente media del cauce, en m/m.

b) California Culvert Practique (1942)

$$Tc = 60 * (0,87 * \frac{Lcp^3}{\Delta H})^{0,385} \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Dónde:

- ✓ Tc : Tiempo de concentración, en min.
- ✓ Lcp : Longitud del cauce natural, en km.
- ✓ S : Pendiente media del cauce, en m/m.

4.2.2.3. Período de retorno

El período de retorno se define como el número promedio de años en que un evento puede ser igualado o excedido. De acuerdo con las características de la zona a proteger se selecciona el período de retorno para el estudio de crecidas (Figura 4.6).

Características de la zona por proteger	Periodo de retorno, en años
Parcelas agrícolas aisladas, sin posibles pérdidas de vidas humanas	5
Distritos de riego, sin riesgo de pérdidas de vidas humanas	25
Zonas agrícolas, poco pobladas	50
Zonas agrícolas con poblados	100
Zona industrial y urbana	500
Zona densamente poblada	1000
Ciudades	1000

Figura 4.6 – Período de retorno en función de la zona a proteger (Fuente:[41])

4.2.2.4. Curvas intensidad – duración - frecuencia (IDF)

Las curvas IDF son útiles para estimar indirectamente el escurrimiento proveniente de cuencas pequeñas en función de la lluvia caída, representando la variación de la intensidad y la duración de la precipitación asociada a diferentes probabilidades de ocurrencia (períodos de retorno)[32].

Su aplicación abarca un área menor de 25 km<sup>2</sup>, por lo tanto se puede considerar que los valores que se pronostican son puntuales[41].

Debido a la falta de datos pluviográficos disponibles, las curvas IDF se obtendrán por medio de datos pluviométricos. A continuación, se definirán los métodos usados para la obtención de las curvas IDF.

a) Precipitación diaria máxima de período de retorno 10 años ( $P_{24}^{10}$ )

Para calcular la lluvia diaria representativa se debe recopilar la información de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones pluviométricas influyentes formando una serie anual de lluvias máximas diarias, seleccionando del registro del día más lluvioso de cada año para un periodo de 10 años consecutivos. Esta muestra se somete a un análisis de frecuencia, ajustándole a la muestra un modelo probabilístico, o bien, asociando a la muestra una frecuencia empírica.

Para fines de cálculo, se implementará el método probabilístico de distribución de valores extremos propuesto por Gumbel, cuyas expresiones son las siguientes[43]:

$$y_i = -\ln\left(\ln\left(\frac{N+1}{i}\right)\right); \quad \alpha = \frac{S_x}{S_y}; \quad u = X - (Y * \alpha)$$

$$F(x) = (e^{-e})^{-\left(\frac{P_{24,10}-u}{\alpha}\right)}; \quad \frac{P_{24,10}-u}{\alpha} = -\ln(-\ln(F(x))) \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Dónde:

- ✓ N : Tamaño total de la muestra, en años.
- ✓ i : Número de la muestra, de 1 a N.
- ✓ u,  $\alpha$  : Parámetros de dispersión para los cálculos.
- ✓ X, S<sub>x</sub> : Media aritmética y desviación estándar de la muestra.
- ✓ Y<sub>i</sub>, S<sub>y</sub> : Media aritmética y desviación estándar de la variable reducida.
- ✓ F(x) : Función de frecuencia acumulada.
- ✓  $P_{24}^{10}$  : Precipitación diaria máxima con periodo de retorno de 10 años, en mm.

Para evaluar la discrepancia entre los valores observados y obtenidos, se aplicará un método estadístico de bondad de ajuste.

b) Test de Kolmogorov – Smirnov

Test o prueba que compara la función de frecuencia acumulada de la distribución teórica ensayada F(x) con la curva de frecuencia acumulada empírica que se obtiene de los datos Fe(x)[32].

La función teórica y empírica de la frecuencia acumulada es[32]:

$$F(x) = (e^{-e})^{-\left(\frac{P_{24,10}-u}{\alpha}\right)}; \quad Fe(x) = \frac{No}{N}$$

$$D_n = \max(Fe(xi) - F(xi)) \quad \text{Ecuación 4.17}$$

Dónde:

- ✓  $F(x)$  : Función de frecuencia acumulada teórica.
- ✓  $F_e(x)$  : Función de frecuencia acumulada empírica.
- ✓  $N_o$  : Número de la muestra  $\approx 1$  a  $N$ .
- ✓  $N$  : Tamaño total de la muestra.
- ✓  $D_n$  : Valor muestral entre función empírica y teórica.

Por último, se compara el valor muestral  $D_n$  con la variable de referencia  $D_{\alpha}$  de distribución de Kolmogorov. La figura C.3 – ANEXO C, entrega los valores de la distribución de Kolmogorov para los distintos grados de libertad y un nivel de confianza del 95%.

c) Estimaciones a partir de datos de lluvias diarias

Cuando no existe datos pluviográficos se pueden estimar las curvas IDF siguiendo un procedimiento que considera la lluvia máxima diaria con 10 años de período de retorno de acuerdo con la siguiente expresión[42]:

$$P_t(T) = K * CDt * CF(T) * P_{24}(10) \quad \text{Ecuación 4.18}$$

Dónde:

- ✓  $P_t^T$  : Lluvia con período de retorno de  $T$  años y duración  $t$  horas, en mm.
- ✓  $K$  : Coeficiente de corrección para la lluvia máxima  $P_{24}^{10} \approx 1,1$ .
- ✓  $CDt$  : Coeficiente de duración para  $t$  horas.
- ✓  $CF(T)$  : Coeficiente de frecuencia para  $T$  años de período de retorno.
- ✓  $P_{24}^{10}$  : Precipitación máxima diaria con 10 años de período de retorno.

Esta expresión es válida para lluvias de entre 1 y 24 horas de duración en la zona estudiada. Los coeficientes de duración y de frecuencia se definen en la siguiente tabla C.2 y figura C.2 (ANEXO C).

Cabe destacar que, por la ausencia de datos para el área de estudio, se considerará como coeficiente de duración el promedio de las localidades chilenas.

d) Estimaciones de lluvias para duraciones menores de 1 hora

Mediante las expresiones propuestas por Bell (1969), se estimarán las precipitaciones para duraciones de tormentas entre 5 minutos y 2 horas, asociadas a períodos de retorno comprendidos entre 2 y 100 años. Las expresiones de cálculo son las siguiente[42]:

$$P_t(T) = CDt * CFt * P_{60}(10) \quad \text{Ecuación 4.19}$$

$$CDt = 0,54 * t^{0,25} - 0,50 \quad \text{Ecuación 4.20}$$

$$CD(T) = 0,21 * LN(T) + 0,52$$

Ecuación 4.21

Dónde:

- ✓  $P_t^T$  : Lluvia con período de retorno de T años y duración t minutos, en mm.
- ✓  $CDt$  : Coeficiente de duración para t minutos.
- ✓  $CFt$  : Coeficiente de frecuencia para T años de período de retorno.
- ✓  $P_{24}^{10}$  : Precipitación de una hora y 10 años de periodo de retorno, en mm.

#### 4.2.2.5. Hidrograma de crecidas

Las fórmulas empíricas permiten estimar en forma rápida el caudal máximo de una crecida, pero son aplicables a cuencas mayores de 20 km<sup>2</sup>[33]. Por lo tanto, se recurrirá a los hidrogramas unitarios (HU), efectuando convolución en función de un determinado hietograma o distribución temporal de la tormenta.

El procedimiento se puede plantear en forma matricial y las ordenadas del HU se obtienen como solución de un sistema de ecuaciones. Cuando se tienen valores para tiempos discretos de la precipitación efectiva y de las ordenadas del hidrograma unitario, la magnitud de la crecida provocada por una tormenta cualquiera queda representada por la siguiente expresión[44]:

$$Q_j = \sum(P_i * U_j) \quad ; \quad i = 1, 2, 3, \dots, n$$

Ecuación 4.22

Dónde:

- ✓  $Q_j$  : Caudal observado en instante j.
- ✓  $P_i$  : Precipitación efectiva en instante i.
- ✓  $U_j$  : Ordenada del hidrograma unitario en el instante j.

A continuación, se describirán los factores que definen la magnitud de una crecida:

##### a) Hietograma

La forma más simple para desarrollar un hietograma de diseño, es utilizando una curva I-D-F.

Los pasos a seguir son los siguientes[41]:

1. Se considera en la curva de masa intervalos de tiempo constantes,  $\Delta t$ .
2. Se obtiene la altura de precipitación al inicio y al final de cada intervalo de tiempo.
3. Se calcula las diferencias entre los valores de altura de precipitación para cada intervalo.
4. Se dibujan los valores obtenidos en (3), como se muestra en la figura 4.7.

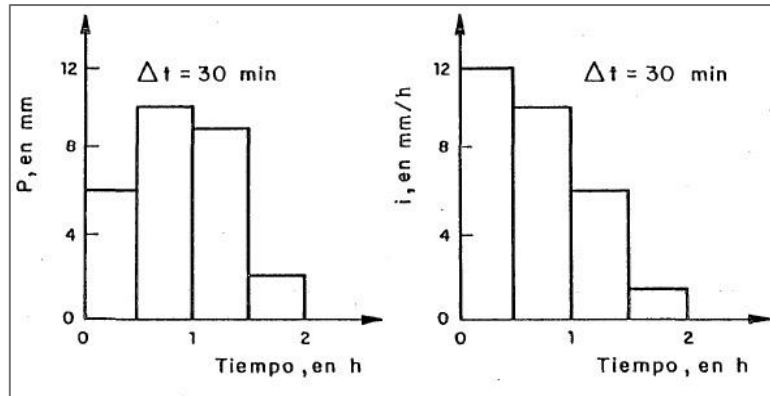


Figura 4.7 – Hietograma de una tormenta (Fuente:[41])

b) Precipitación efectiva o neta (Pef)

Una de las variables básicas que intervienen en el método del hidrograma unitario es la precipitación efectiva. La cual, corresponde a la altura de precipitación que resulta de restar las precipitaciones obtenidas del hietograma, las perdidas infiltración o retención de agua por vegetación.

El proceso inicia estimando el valor de la curva número correspondiente a la cuenca, por medio de la siguiente expresión[33]:

$$CN = 29,9 + 73,7 * \log (lat - 25^{\circ}) \quad \text{Ecuación 4.23}$$

Dónde:

- ✓ CN : Curva número que representa la cobertura vegetal de la cuenca.
- ✓ Lat : Latitud del centro de gravedad de la cuenca, en °.

Esta expresión aumenta los montos de precipitación efectiva, por lo tanto, se recomienda limitar superiormente el valor de CN a 98.

Luego, se debe determinar el potencial máximo de retención de agua mediante la siguiente expresión[33]:

$$S = \frac{25.400}{CN} - 254 \quad ; \quad Ia = 0,2 * S \quad ; \quad Exc = 0,8 * S \quad \text{Ecuación 4.24}$$

Dónde:

- ✓ S : Potencial máximo de retención de agua (precipitaciones), en mm.
- ✓ CN : Curva número correspondiente a la cuenca.
- ✓ Ia : Pérdidas iniciales (infiltración o agua retenida en vegetación), en mm.
- ✓ Exc : Fracción de agua que no penetra el suelo ni es retenida, en mm.

Por último, determinar los montos de precipitación efectiva por medio de la siguiente relación[33]:

$$P_{ef} = \frac{(P_p - 0,2 * S)^2}{(P_p + 0,8 * S)} \quad \text{Ecuación 4.25}$$

Dónde:

- ✓  $P_{ef}$  : Precipitación efectiva, en mm.
- ✓  $P_p$  : Precipitación incidente que cae sobre la cuenca (hietograma), en mm.

Esta ecuación es válida únicamente para valores de  $P_m > 0,2 * S$ . Cuando  $P_m < 0,2S$ , la  $P_e \approx 0$ .

### c) Hidrograma unitario

Se define el HU de una cuenca, como el hidrograma de escorrentía directa provocado por una lluvia de duración efectiva “t” y de intensidad efectiva constante “ $I_{ef}$ ”, tal que la precipitación efectiva total sea unitaria (1 milímetro)[32].

La mayor parte de las cuencas en Chile, no cuentan con información hidrométrica o registros pluviográficos. Por ello, la estimación del HU se puede obtener usando únicamente las características morfométricas de la cuenca, mediante Hidrogramas Unitarios Sintéticos (HUS).

Para esta guía, el hidrograma unitario se determinará por medio de los siguientes métodos:

- a) HUS adimensional SCS: Desarrollado por la Soil Conservation Service (SCS), el cual busca la relación del caudal “q” con respecto al caudal pico “ $Q_p$ ” y el tiempo, por la relación del tiempo “t” con respecto al tiempo de ocurrencia del pico “ $T_p$ ” del HU. Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma unitario puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada[45].

La figura C.4 (ANEXO C) muestra el hidrograma adimensional. Los valores de  $Q_p$  y  $T_p$  pueden estimarse usando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular.

- b) HUS triangular: Desarrollado por Mockus (1957), el cual busca un gasto pico “ $Q_p$ ” mediante la siguiente relación[45]:

$$Q_p = 0,555 * \frac{A_p}{T_b} \quad \text{Ecuación 4.26}$$

Dónde:

- ✓  $Q_p$  : Gasto pico por milímetro de lluvia neta, en  $m^3/s(mm)$ .
- ✓  $A_p$  : Área pluvial de la cuenca aportante, en  $km^2$ .
- ✓  $T_b$  : Tiempo base de la escorrentía, en hrs.

El tiempo base y el tiempo pico se relacionan en las siguientes expresiones:

$$Tb = 2,67 * Tp \quad ; \quad Tp = \frac{De}{2} + Tr \quad ; \quad Tr = 0,6 * Tc \quad \text{Ecuación 4.27}$$

Dónde:

- ✓ Tb : Tiempo base de la escorrentía, en hrs.
- ✓ Tp : Tiempo pico de la escorrentía, en hrs.
- ✓ Tr : Tiempo de retraso de la escorrentía, en hrs.
- ✓ De : Duración en exceso de la tormenta, en hrs.
- ✓ Tc : Tiempo de concentración, en hrs.

Una vez ya realizado los cálculos en los apartados "a", "b" y "c", se debe estimar la magnitud de la crecida.

### 4.3. Altura de la presa

Como punto de partida para el diseño de la presa, se define la altura por medio del estudio hidrológico, donde se ha determinado el volumen de almacenamiento necesario para la demanda de riego y la relación con la altura más económica de la presa.

La altura máxima se determinará mediante la siguiente expresión:

$$H = H1 + H2 + H3 + BL \quad \text{Ecuación 4.28}$$

Dónde:

- ✓ H : Altura total de la presa, en m.
- ✓ H<sub>1</sub> : Altura debido al volumen muerto, en m.
- ✓ H<sub>2</sub> : Altura debido al volumen útil, en m.
- ✓ H<sub>3</sub> : Altura debido al volumen generado por la crecida (caudal máximo), en m.
- ✓ B<sub>L</sub> : Altura por bordo libre de la presa.

El cálculo para H<sub>1</sub> y H<sub>2</sub> se definen por medio de las curvas características obtenidas en la determinación de los volúmenes a embalsar (apartado 4.2.1.7.).

A continuación, se describirán los factores faltantes que influyen en la altura final de la presa.

#### 4.3.1. Altura generada por la crecida o avenida extraordinaria (H<sub>3</sub>)

H<sub>3</sub> es la altura correspondiente al volumen de excedencias entregado por el caudal máximo de la avenida extraordinaria (crecida), siendo la altura que determina la carga hidráulica para la altura máxima de la presa. Su elevación física corresponde a N.A.M.E.

Para determinar la altura  $H_3$ , se aplicará el método de rastreo de crecidas.

El estudio de propagación o rastreo de crecidas tiene por objeto, reproducir el hidrograma de una crecida en base a una predicción de la variación del movimiento y cambio de forma de la onda de crecida a medida que esta se propaga aguas abajo. Esta técnica hidrológica, muestra los efectos de almacenamiento temporal del agua en el vaso[46].

Para efectos de cálculo, el método hidrológico a utilizar estará basado en la ecuación de continuidad mediante la relación almacenamiento y caudal. La ecuación de continuidad queda definida por la siguiente expresión[31]:

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = I - S$$

$$\left(\frac{I_1+I_2}{2}\right) - \left(\frac{Q_{v1}+Q_{v2}}{2}\right) = \left(\frac{V_2-V_1}{dt}\right) \quad \text{Ecuación 4.29}$$

Dónde:

- ✓  $\Delta V$  : Variación del almacenamiento durante un intervalo de tiempo, en  $m^3$ .
- ✓  $\Delta T$  : Variación del tiempo entre intervalo 1 y 2, en seg.
- ✓  $I_1, I_2$  : Caudales de entradas en el tiempo 1 y 2, en  $m^3/s$ .
- ✓  $Q_{v1}$  : Caudal de salida en el tiempo 1, en  $m^3/s$ .
- ✓  $Q_{v2}$  : Caudal de salida en el tiempo 2, en  $m^3/s$ .

A partir del hidrograma de la crecida extraordinaria y las características de almacenamiento del vaso, se puede determinar el hidrograma de salida o vertido (Figura 4.8).

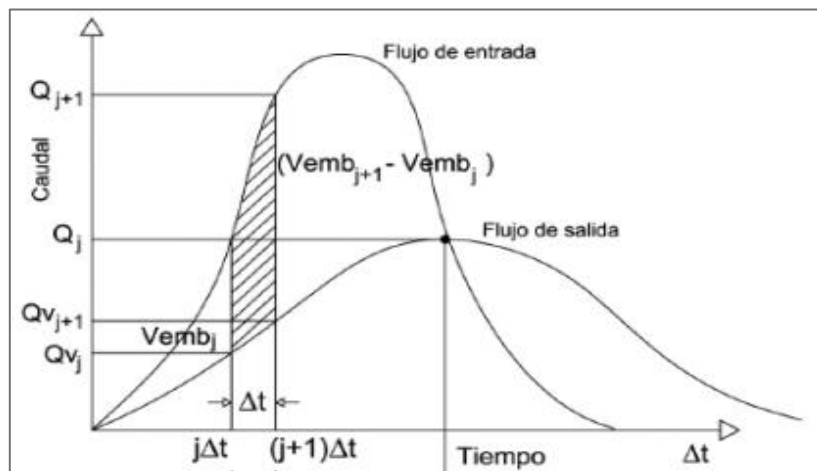


Figura 4.8 – Laminado del embalse (Fuente: [28])

Para determinar el caudal de salida,  $Q_v$  será reemplazado por una curva de descarga.

La curva de descarga quedará definida por la siguiente expresión[31]:

$$Qv = m * L * Hv * (2 * g * Hv)^{1/2} \quad \text{Ecuación 4.30}$$

Dónde:

- ✓  $Qv$  : Caudal de salida del vaso, en  $m^3$ .
- ✓  $m$  : Factor de amortiguación  $\approx 0,5$ .
- ✓  $L$  : Ancho de vertedero de emergencia, en m.
- ✓  $Hv$  : Altura del vertedero de emergencia, en m.
- ✓  $g$  : Aceleración de gravedad  $\approx 9,81$ , en  $m/s^2$ .

#### 4.3.2. Bordo libre (BL)

$B_L$  es la distancia vertical entre la altura máxima producida por la crecida y la cresta de la presa, en términos de elevación física, es la distancia vertical entre el N.A.M.E. y  $Z_c$ . Se recomienda que el  $B_L$  deba ser superior a 0,90 metros.

Los factores a considerar para el cálculo del bordo libre son:

- a) Altura de olas ( $H_{ola}$ )

La altura de oleaje corresponde al nivel sobre la superficie libre máxima que alcanza una ola después de reventar sobre el talud de aguas arriba de la presa durante una tormenta.

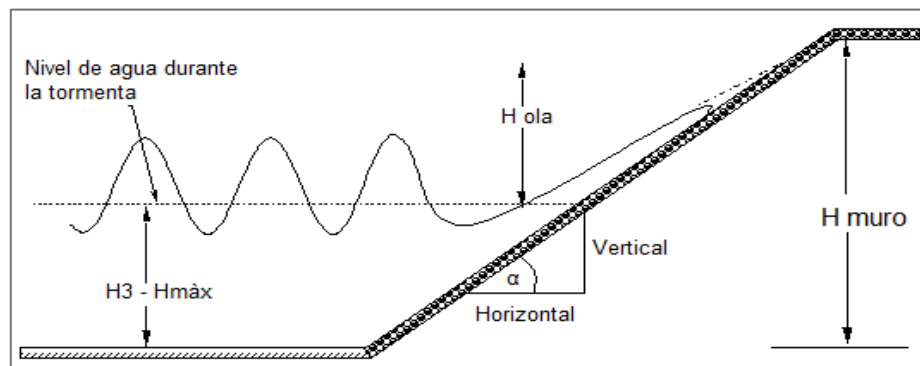


Figura 4.9 – Revancha por oleaje (Fuente: Elaboración propia)

Para el cálculo de la  $H_{ola}$ , se requiere conocer las siguientes variables[31]:

- Dirección de diseño del viento: Se determina fijando el punto en la línea de la ribera opuesta según el mayor trecho del espejo de agua desde el sitio de la presa.
- Velocidad de diseño del viento sobre el agua ( $V_w$ ): Se sugiere una velocidad del viento sobre la mayor longitud desde la presa a la ribera opuesta de 50 [mi/hr].

- Fetch Efectivo (Fe): Se traza la línea central o línea de diseño a partir del punto medio de la presa hasta el punto de la ribera opuesta que da la mayor longitud en el espejo de agua. Luego, se trazan 7 líneas radiales con ángulos de 6° entre sí a cada lado de la línea central.

El cálculo del Fe se define como:

$$Fe = \frac{\sum \cos^2(\alpha_i) * x_i}{\sum \cos(\alpha_i)} \quad \text{Ecuación 4.31}$$

Dónde:

- ✓ Fe : Fetch efectivo, en m.
- ✓  $\alpha_i$  : Ángulo entre la línea "i" y la línea central o de diseño, en °.
- ✓  $x_i$  : Largo de la línea "i", desde eje de presa hasta la ribera, en m.

Una vez definidas las variables, se determina la ola significativa (Hs) por medio de las siguientes expresiones:

Tabla 4.1 – Expresiones para determinar la altura de ola significativa sobre la presa

Método	Altura significativa de la ola	Unidades
Stevenson	$H_s = 2,5 + 1,5 * Fe^{0,5} - Fe^{0,25}$	* Hs en pies * Fe en millas *Vw en millas/hora
Molitor	$H_s = 2,5 + 0,17 * (V_w * Fe)^{0,5} - Fe^{0,25}$	
Creagen	$H_s = \frac{Fe^{0,37} * V_w^{0,48}}{3,41}$	
Bureau of Reclamation	$H_s = 0,075 * (V_w - 8,5)$	

Fuente:[31]

Por último, la Hs se multiplica por un factor de seguridad por efectos del viento en la superficie de agua.

Tabla 4.2 – Expresiones para determinar la altura de ola sobre la presa

Superficie de contacto	H <sub>ola</sub> [m]
Vertical	$H_{ola} = 1,33 * H_s$
Inclinada	$H_{ola} = 1,50 * H_s$

Fuente:[17]

#### a) Factor de seguridad

Se recomienda aplicar un bordo libre de seguridad de al menos un 0,1 metro. Por lo tanto, ante posibles efectos de asentamiento del muro, la altura adicional como factor de seguridad se determinará como el 1% de la altura final de la presa[31].

## 4.4. Ancho de coronamiento

El ancho de coronamiento va a depender principalmente del uso que va a tener (como vía, mantenimiento, entre otros).

Los criterios a utilizar para determinar el ancho de coronamiento, son los siguientes:

a) Bureau of Reclamation[19]:

$$W = \frac{H}{5} + 3 > 3,7 [m] \quad \text{Ecuación 4.32}$$

Dónde:

- ✓ W : Ancho de coronación, en m.
- ✓ H : Altura total de la presa, en m.

b) Stiegler Warnen Dammbau:

El ancho W de la corona varía de 1/7 hasta 1/4 de la altura H de la presa.

c) U.S. Army Corps of Engineers[47]:

Recomienda un ancho mínimo de 7,5 metros, para permitir una adecuada compactación de la presa.

## 4.5. Taludes

Como punto final para el diseño de la presa se ha establecido taludes máximos tanto aguas arriba como aguas abajo, con criterios que toman en cuenta los tipos de materiales sugeridos con los cuales se pretende construir la presa, altura de la presa, condiciones de la cimentación, etc.

Tabla 4.3 – Taludes máximos para presas de tierra homogéneas sobre cimentaciones estables

Caso	Tipo	Propósito	Sujeta a desembalse rápido	Clasificación de los suelos	Talud de aguas	
					Arriba	Abajo
A	Homogénea u homogénea modificada	Regulación o almacenamiento	No	GW, GP, SW, SP	Permeable, no adecuado	
				GC, GM, SC, SM	2½:1	2:1
				CL, ML	3:1	2½:1
				CH, MH	3½:1	3½:1
B	Homogénea modificada	Almacenamiento	Sí	GW, GP, SW, SP	Permeable, no adecuado	
				GC, GM, SC, SM	3:1	2:1
				CL, ML	3½:1	2½:1
				CH, MH	4:1	2½:1

Fuente: [19]

## 4.6. Geología

Conocida la ubicación de la presa, se identificarán los suelos y rocas que formarán la cimentación de la obra.

De acuerdo con la información recaudada, se recomienda analizar el tipo y cantidad de exploraciones que se debieran realizar. Estos métodos son los siguientes:

- Exploraciones superficiales: Identificación geológica por medio de la topografía, fotografías aéreas, mapas geológicos y estudios existentes de la zona de emplazamiento de la presa. Además, se recomienda reconocimientos *“in-situ”* de la zona.
- Exploraciones subterráneas: Realización de pozos de prueba, zanjas y túneles, permitiendo una completa información en la zona de estudio. Esto genera un mayor costo en el proyecto.

Para efectos de esta guía, la identificación e interpretación geológica se realizará mediante una exploración superficial del lugar del emplazamiento de la presa, identificando su composición geológica, formaciones, fallas, sistemas de fracturamiento y todas las características geológicas necesarias para el diseño y construcción de la obra.

Los mapas geológicos estructurales necesarios se obtendrán por medio del Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN), a través de su página web.

En conjunto a ello, se respaldará la información con los estudios siguientes:

- *“Patrimonio Geológico de la Comuna de Petorca (32°S – 32°24’S)”*, realizado el año 2018 por Rodrigo Esteban Pérez Garay, memorista de la Universidad de Chile.
- *“Estudio geológico distrital – Distrito Pedernales”*, realizado el año 2011 por la empresa nacional de minería sub gerencia Operación Fomento Zona Sur.
- *“Evaluación de la cuenca del río Pedernal en función de su utilización agrícola sustentable en base a parámetros geográficos – físicos, en la comuna de Petorca. Quinta Región”*, realizado el año 1999 por Bartolomé Salazar Müller, memorista de la Universidad de Chile.

### 4.6.1. Marco estratigráfico

Corresponde al estudio e interpretación, identificación, descripción y secuencia vertical como horizontal de las rocas estratificadas. Este rango representativo de las rocas está compuesto por capas o lechos conocidos como estratos.

Para la descripción, se utilizan columnas en las cuales es posible ubicar a una profundidad, el tipo de afloramiento, tipo de roca, posición y edad.

#### 4.6.1.1. Unidades estratigráficas

La mecánica de rocas se ocupa del estudio teórico y práctico de las propiedades y comportamiento mecánico de los materiales rocosos, y de su respuesta ante la acción de fuerzas aplicadas en su entorno físico. Las rocas pueden ser clasificadas por su origen, textura y estructura, identificándose principalmente por su origen como se muestra en la tabla 4.4[48].

Tabla 4.4 – Clasificación geológica general de las rocas según su origen

Clasificación de las rocas por su origen		
Rocas sedimentarias (a)	Detríticas	Cuarcita, Arenisca, Lutita, Limolita, Conglomerado.
	Químicas	Evaporitas, Caliza dolomítica.
	Orgánicas	Caliza, Carbón, Rocas coralíferas.
Rocas Ígneas (b)	Plutónicas	Granito, Grabo, Diorita.
	Volcánicas	Basalto, Andesitas, Ríolita.
Rocas Metamórficas (c)	Masivas	Cuarcita, Mármol.
	Foliadas	Pizarra, Filita, Esquisto, Gneiss.

(Fuente:[48])



Figura 4.10 – Tipos de rocas (Fuente:[49])

- a) Rocas Ígneas: Se forman a partir de magma o lava volcánica, estas pueden ser de dos tipos; Intrusivas (aquellas que se formaron en el interior de la tierra con magma y fueron expulsadas como rocas); y, Extrusivas (aquellas que se formaron con la lava expulsada del volcán y se consolidaron en la superficie terrestre).
- b) Rocas sedimentarias: Se forman con restos de roca o restos orgánicos que son depositados por el agua, viento o lluvia, pueden ser identificadas fácilmente por contener capas claramente definidas.

- c) Rocas metamórficas: Son rocas ígneas o sedimentarias que han sufrido cambios por la exposición a altas temperaturas o fuerzas de gran magnitud, cambiando la forma de sus cristales y su composición.

#### 4.6.1.2. Unidades no consolidadas

Los procesos que desarrollan los depósitos de suelos, son acumulaciones heterogéneas de granos minerales que no están cementados. Sin embargo, el término incluye a todos los tipos de materiales orgánicos o inorgánicos, cementado o no, encontrado en los terrenos, excluyendo totalmente a la roca dura que permanece firme después de quedar expuesta[48].

El conocimiento de la clasificación de suelos es valioso ante un buen diseño. De forma limitada, la clasificación correcta de los suelos se puede usar para estimar los valores numéricos de sus propiedades técnicas, asignando factores de seguridad adecuados.

Las unidades no consolidadas para el área de estudio, se dividen en dos tipos[50]:

- a) Depósitos aluviales: Materiales transportados y depositados por el agua. Su tamaño varía desde la arcilla hasta las gravas gruesas, cantos y bloques. Se distribuyen en forma estratiforme con cierta clasificación variando su densidad. Están muy desarrollados en los climas templados ocupando cauces y valles fluviales, llanuras, terrazas y abanicos aluviales. Suelos muy anisotrópicos en su distribución, generando que sus propiedades están relacionadas con su granulometría. Su continuidad es irregular, pudiendo tener altos contenidos en materia orgánica en determinados medios.

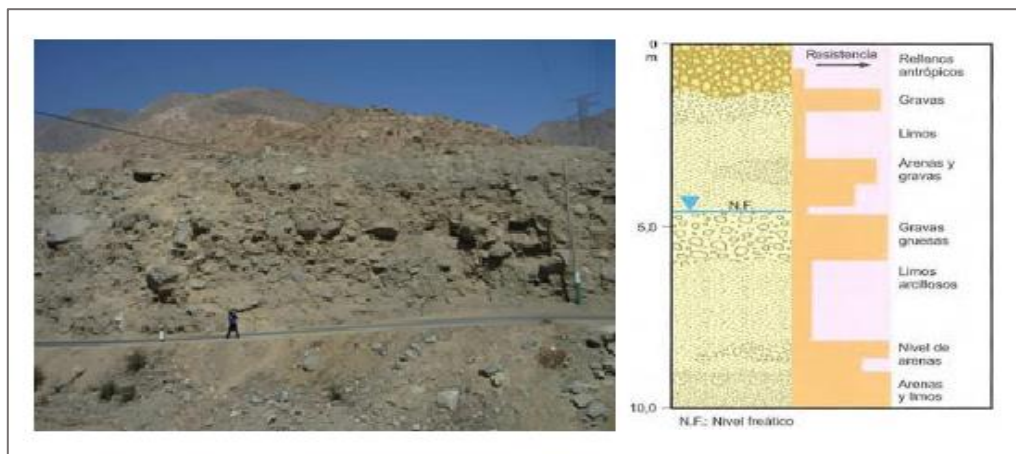


Figura 4.11 – Depósito de relleno aluvial en una quebrada y columna tipo (Fuente:[50])

- b) Depósitos coluviales: Materiales transportados por gravedad, la acción del hielo o deshielo y, por el agua. Su origen es local producto de la alteración de las rocas y posterior transporte como derrubios de ladera o depósitos de soliflucción. Su composición depende de la roca que proceden, estando formados por fragmentos angulares y heterométricos, generalmente de tamaño grueso englobados en una matriz de limo arcillosa.

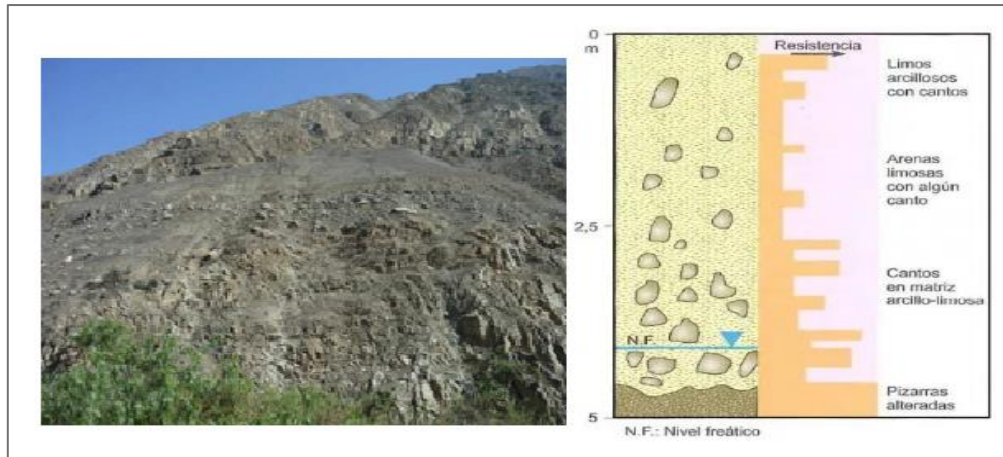


Figura 4.12 – Depósito de relleno coluvial en una quebrada y columna tipo (Fuente:[50])

#### 4.6.2. Marco tectónico

La mayoría de las formaciones o rasgos geológicos de la tierra son producidos por el movimiento de las placas tectónicas. Por lo tanto, es importante conocer a nivel regional las placas que generaron la geomorfología de la región, principalmente, de la zona de ubicación de la futura presa, identificando fallas, fracturas y pliegues de la zona.

Las que presentan mayor representatividad y riesgo son las fallas. Es por ello, que se debe realizar un reconocimiento de ellas en la zona de emplazamiento de la presa y sus alrededores, identificando tipo de material en contacto, ubicación, rumbo e inclinación.

Si estas coinciden con la ubicación de la presa, se deben analizar los efectos que tendría en ella y si es viable o no colocar en este sitio dicha estructura.

#### 4.7. Sismicidad

En Chile son frecuentes los sismos que producen destrucciones en la mayoría de las estructuras que no se han proyectado respetando las normas mínimas exigidas por la normativa correspondiente.

Por lo tanto, el estudio sísmico se realiza para conocer la actividad sísmica de la zona en estudio o de construcción de la presa. Para llevar a cabo este tipo de análisis debe constatar con registros históricos de sismos de los cuales se conozca su magnitud, frecuencia y epicentro. Además, deben identificarse fallas y el vulcanismo de la zona en estudio, ya que estos representan la probabilidad de ocurrencia de sismos no registrados[49].

Teniendo en cuenta el alcance de esta presente guía, se concluye que, si se respetan las exigencias establecidas en el texto *“Desing of Small Dams del Bureau of Reclamation”*, para presas de altura inferior a 15 metros de altura, no será necesario hacer estudios de mayor alcance.

En paralelo a lo recién mencionado, cabe destacar que, para efectos de estabilidad de taludes tanto de la presa como laderas de la quebrada, se considerarán parte del análisis las aceleraciones efectivas basales de diseño expuestas por la normativa chilena “Nch 433 – Diseño sísmico de edificios”. Esta normativa sectoriza el país por zonas sísmicas para la obtención del coeficiente de aceleración basal (Figura C.5 y C.6 – ANEXO C).

La aceleración efectiva asignada para cada zona sísmica, queda representada en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 – Valor de la aceleración efectiva

Zona sísmica	Ao
1	0,20g
2	0,30g
3	0,40g

Fuente:[51]

## 4.8. Estabilidad de taludes

La seguridad de una masa de terreno frente a la rotura y movimiento es lo que se conoce como su estabilidad. Una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal se le llama talud o pendiente no restringida, y puede ser natural o construido. Por lo tanto, los análisis de estabilidad de taludes implican determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie probable de falla con la resistencia cortante del suelo a lo largo de la misma superficie, permitiendo diseñar y verificar la estructura mediante el cálculo de su factor de seguridad[48].

La modelación matemática de los taludes es parte de la práctica de la ingeniería geotécnica, cuyo objeto, es analizar las condiciones de estabilidad de los taludes naturales y la seguridad y funcionalidad del diseño de taludes artificiales.

Los objetivos principales del análisis matemático son[52]:

- Determinar las condiciones de estabilidad del talud (estable o inestable).
- Definir mecanismos potenciales de falla.
- Determinar sensibilidad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (lluvias, sismos, entre otros).
- Diseñar taludes óptimos en términos de seguridad, confiabilidad y economía.

### 4.8.1. Falla de taludes

La superficie de falla sobre la cual se desliza la masa de suelo o roca inestable tiene generalmente forma cóncava. Por lo tanto, de manera general, la falla de los taludes ocurre en uno de los siguientes casos[18]:

- Cuando la falla se presenta de modo que la superficie de deslizamiento intercepta al talud en su pie o arriba de él, se denomina falla de talud (Figura 4.13a).
- Si el círculo de falla pasa por el pie del talud, se denomina Círculo al Pie, pero si este pasa arriba de la punta del talud, se denomina Círculo de Talud. Bajo ciertas circunstancias, es posible tener una falla de talud superficial (Figura 4.13b).
- Cuando la falla ocurre de manera que la superficie de deslizamiento pasa a alguna distancia debajo del pie del talud, se denomina Falla de Base. El círculo de falla para este caso se denomina Círculo de Medio Punto (Figura 4.13c).

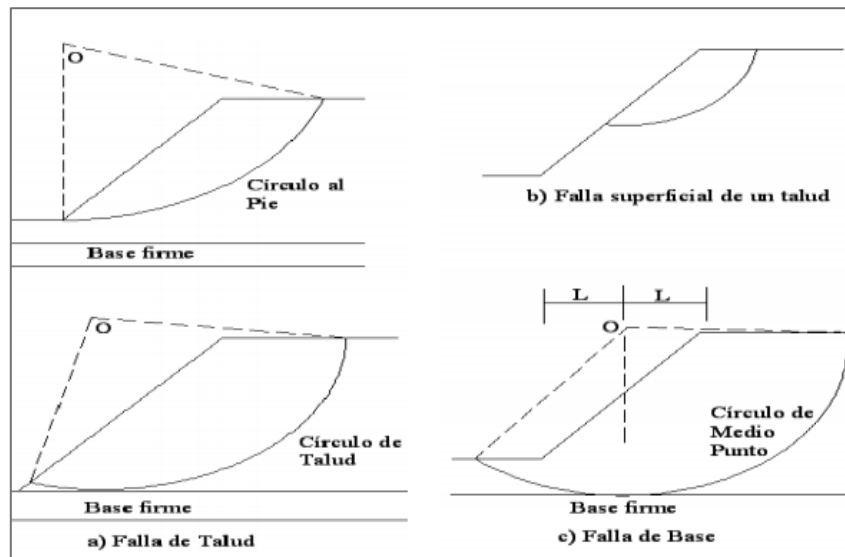


Figura 4.13 – Modos de falla (Fuente:[18])

El análisis de la estabilidad de un talud o ladera, es un problema de equilibrio plástico. Cuando la masa está a punto de fallar, las fuerzas que producen el movimiento han llegado a ser iguales a la resistencia que opone la masa a ser movida. Un ligero aumento en las fuerzas es suficiente para producir una continua deformación que puede terminar en la falla general. Debido a la geometría irregular de la masa y al complejo sistema de fuerzas que hay en cualquier problema real, los métodos de análisis deben emplear un sistema de tanteo para determinar el factor de seguridad ante la falla potencial en un talud o ladera existente[53].

Los métodos de análisis se pueden agrupar en[48]:

- Métodos determinísticos: Conocidas las condiciones en que se encuentra el talud, estos indican si es estable o no. Existen dos grupos: métodos de equilibrio limite y método de tenso-deformaciones.
- Métodos probabilísticos: Considera la probabilidad de rotura de un talud bajo condiciones determinadas. El cálculo para el factor de seguridad se hace mediante procesos iterativos.

#### 4.8.2. Método de equilibrio límite

Durante años, se han realizado análisis de los movimientos de taludes y laderas, haciendo uso de las técnicas del equilibrio límite. Este método se basa exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable comparando las fuerzas proclives al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo movimiento a lo largo de una determinada superficie de rotura. Las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalente a un factor de seguridad[48].

El coeficiente de seguridad es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento. Este se define a partir del concepto de esfuerzo de corte actuante, el cual se calcula dividiendo el máximo esfuerzo de corte disponible por el coeficiente de seguridad "F"[53].

El coeficiente de seguridad viene dado por la siguiente expresión[48]:

$$F = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Resistencia al cortante actuante}} = \frac{R_c + R_\phi}{S} \quad \text{Ecuación 4.33}$$

Dónde:

- ✓  $R_c$  : Fuerzas cohesivas, en N.
- ✓  $R_\phi$  : Fuerzas friccionales, en N.
- ✓  $S$  : Fuerzas que tienden al deslizamiento, en N.
- ✓  $A$  : Área del plano de rotura, en m<sup>2</sup>.

Las fuerzas actuando sobre un plano de rotura; suponiendo que no existen fuerzas externas sobre el talud; estas son la debida al peso "W", a la cohesión "c" y fricción "φ" del plano (Figura 4.14).

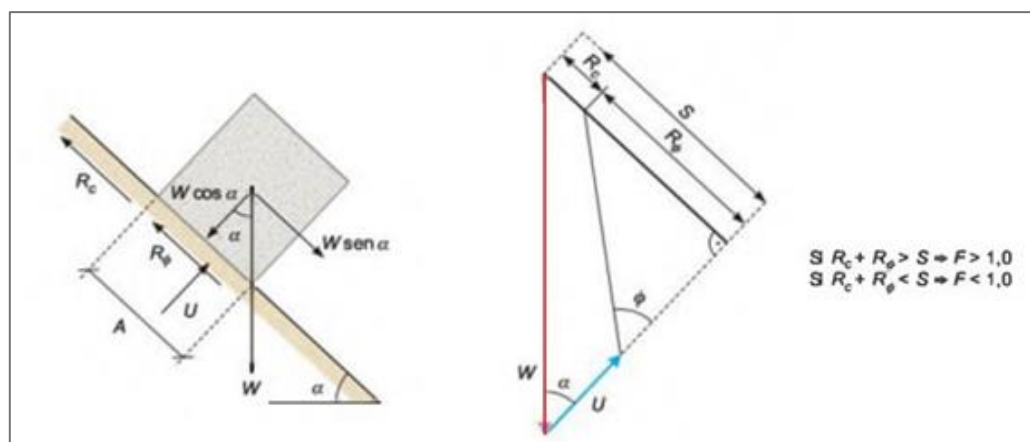


Figura 4.14 – Fuerzas actuando sobre una superficie de rotura en un talud (Fuente:[48])

El esfuerzo de corte máximo disponible se calcula mediante la expresión de Morh – Coulomb[48]:

$$R\Phi + Rc = c * A + (W\cos(\alpha) * tg(\Phi)) \quad \text{Ecuación 4.34}$$

En caso de existir presión de agua sobre la superficie de rotura, siendo “U” la fuerza total debida al agua sobre la superficie “A” (Figura 4.14), la expresión para las fuerzas friccionales es[48]:

$$R\Phi + Rc = c * A + (W\cos(\alpha) - U) * tg(\Phi) \quad \text{Ecuación 4.35}$$

El esfuerzo de corte actuante se calcula mediante la siguiente expresión[48]:

$$S = W\sin(\alpha) \quad \text{Ecuación 4.36}$$

Frente a la rotura global del macizo, el análisis por el método de equilibrio límite se determina por medio de tres métodos:

- Análisis de roturas planas.
- Método de la masa total.
- Método de las dovelas o rebanadas.

Para efectos de esta guía, el método a utilizar será el método de las dovelas.

### 4.8.3. Método de las dovelas

El análisis considera que la curva de deslizamiento potencial es el arco de un círculo. La masa desplazada se divide en distintas dovelas (rebanadas) que pasan a considerarse como un sólido rígido (Figura 4.15). Este método de análisis es aceptable tanto para suelos homogéneos y no homogéneos que forman el talud, considerando la presión del agua de los poros y el esfuerzo normal a lo largo de la superficie potencial de falla[18].

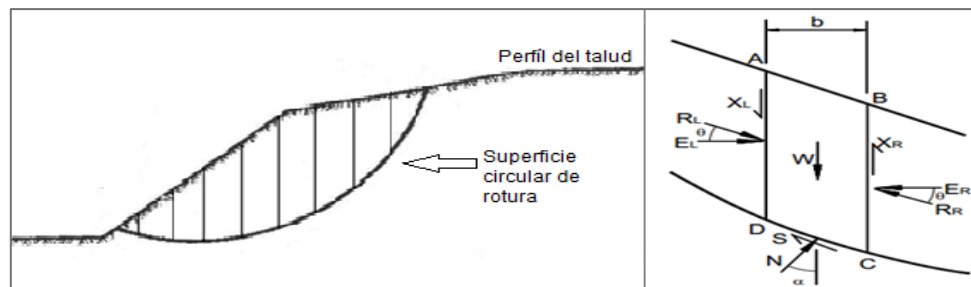


Figura 4.15 – Representación de la división en rebanadas de la masa de terreno desplazada y fuerzas actuantes entre dovelas (Fuente:[48])

Desde el punto de vista teórico, los diversos métodos de las dovelas se pueden clasificar dependiendo de las condiciones de equilibrio estático sobre las fuerzas entre dovelas.

Para efectos de cálculo, se aplicará el método de Morgenstern – Price.

#### 4.8.3.1. Morgenstern & Price

El método desarrollado por Morgenstern y Price (1965) es uno de los métodos de dovelas más preciso y aplicable tanto a superficies de rotura circulares como no circulares y prácticamente a todas las geometrías y perfiles de suelo.

La aplicación de este método permite la especificación de las fuerzas entre dovelas por medio de la relación entre las fuerzas cortantes y las fuerzas horizontales.

La relación queda definida por la siguiente expresión[53]:

$$\frac{T}{E} = \lambda * f(x) \quad \text{Ecuación 4.37}$$

Dónde:

- ✓  $f(x)$  : Función de posición de E y X, definiendo la relación entre las variaciones de la fuerzas dentro de la masa deslizante.
- ✓  $\lambda$  : Valor a escala de corrección en todas las dovelas, de manera que cumpla equilibrio.
- ✓ T : Componente de las fuerzas verticales entre dovelas, en N.
- ✓ E : Componente de las fuerzas horizontales entre dovelas, en N.

La masa se subdivide en franjas infinitesimales, a las cuales se le aplican las ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal y vertical, y de rotura en la base de las franjas (Figura 4.16).

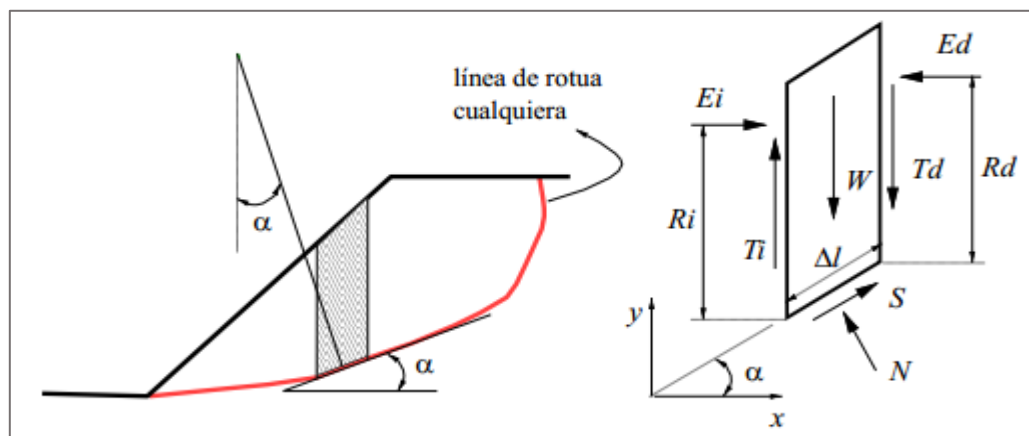


Figura 4.16 – Modelo de análisis – Método de Morgenstern & Price (Fuente:[53])

Con respecto a la traslación en la base, la ecuación diferencial que une las fuerzas incógnitas se llama “*ecuación de las fuerzas*”, y, con respecto a la rotación en la base, la ecuación diferencial que impone el equilibrio se denomina “*ecuación de los momentos*”. Las ecuaciones diferenciales correspondientes, quedan definidas por las siguientes expresiones[54]:

$$c' * \left(\frac{\alpha}{F_s}\right) + \tan(\Phi') * \left[\left(\frac{dW}{dx}\right) - \left(\frac{dT}{dx}\right) - \tan(\alpha) * \left(\frac{dE}{dx}\right) - \sec(\alpha) * \left(\frac{dU}{dx}\right)\right] = \left(\frac{dE}{dx}\right) - \tan(\alpha) * \left[\left(\frac{dT}{dx}\right) - \left(\frac{dW}{dx}\right)\right]$$

$$T = \frac{d(Ey)}{dx} - y * \frac{dE}{dx}$$

Ecuación 4.38

Dónde:

- ✓  $F_s$  : Factor de seguridad.
- ✓  $T$  : Componente de las fuerzas verticales entre dovelas, en N.
- ✓  $E$  : Componente de las fuerzas horizontales entre dovelas, en N.
- ✓  $W$  : Peso de la franja infinitésima, en N/m<sup>3</sup>.
- ✓  $U$  : Presiones neutras en la base, en N/m<sup>2</sup>.
- ✓  $c'$  : Cohesión, en KPa.
- ✓  $\alpha$  : Ángulo entre superficie de falla y horizontal, en °.
- ✓  $\Phi'$  : Ángulo de fricción en la superficie de rotura, en °.
- ✓  $y$  : Distancia entre la superficie de falla y la componente horizontal E, en m.

Las tensiones y las fuerzas varían continuamente en la superficie, descomponiendo las fuerzas normales y paralelas a la base para cada elemento mediante las ecuaciones de equilibrio recién mencionadas. Estas ecuaciones se extienden por integración a toda la masa deslizante. El número de dovelas empleadas para realizar el cálculo del factor de seguridad influye en el resultado obtenido, por lo tanto, entre más dovelas se utilicen la exactitud es mayor. El factor de seguridad se define como la tensión de corte movilizada respecto a la disponible de tal forma que cumpla con los equilibrios globales de momentos y fuerzas[18]. Una vez obtenido el factor de seguridad de la superficie, se supone una segunda superficie circular y se determina un nuevo valor, realizando varias iteraciones para obtener el valor mínimo. Para realizar estas iteraciones, las ecuaciones se programan y se analizan círculos con diferentes radios y centros, hasta que se consigue el que proporcione un valor de factor de seguridad mínimo asociado a la superficie de deslizamiento más desfavorable (Figura 4.17).

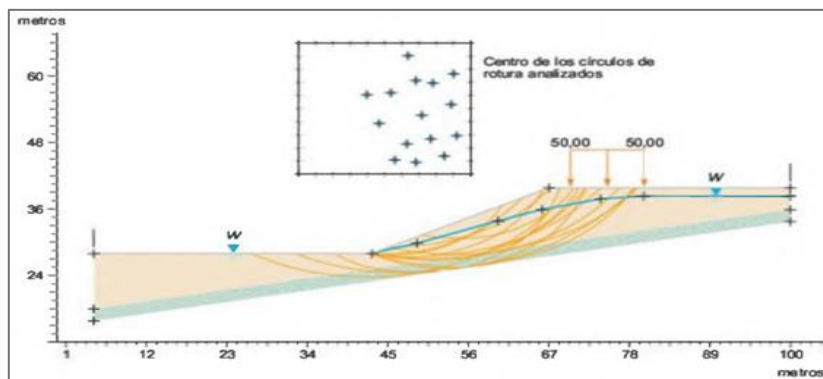


Figura 4.17 – Representación de las superficies de rotura potencial analizadas (Fuente:[48])

#### 4.8.4. Consideraciones ante el análisis

A continuación, se mencionarán las consideraciones a tener en cuenta para el análisis de estabilidad de taludes:

1. En el diseño de taludes artificiales, debe tenerse en cuenta el análisis de las laderas naturales. Los análisis con el método de las dovelas correctamente aplicados dan resultados aceptables.
2. Los parámetros geotécnicos a utilizar para los suelos, consideran un valor fijo en función del estado del terreno, lo cual puede variar a lo largo de la superficie de rotura. Normalmente se considera una desviación estándar de un 10% para cada parámetro.
3. Para el cálculo de las presiones intersticiales en la superficie de rotura, se requiere la determinación previa de la red de flujo en el talud. La cual, se puede obtener a partir del nivel freático estático.
4. Existen factores influyentes en la estabilidad del talud no tenidos en cuenta en los análisis, como ambientales: evapotranspiración, erosión superficial, vegetación, etc. Estos, afectan a los parámetros de resistencia al corte del terreno, condiciones hidrogeológicas, entre otras.
5. Para un análisis más profundo que brinde mayor seguridad, se debe realizar un análisis sísmico ante la estabilidad de laderas y presa, mediante un coeficiente sísmico asociado a la región.
6. Para efectos de esta guía, el análisis total ante la estabilidad de los taludes, se llevará a cabo por medio del software Slide 2018.

## CAPÍTULO 5

### GUÍA PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA PEQUEÑA

La presente guía tiene por objeto proporcionar la metodología para el diseño de una presa pequeña de bajo costo para zonas de potencial agrícola que han sufrido un desabastecimiento hídrico en la última década. Debido a esto, la implementación de la presa está focalizada en la población agrícola local, por lo que, la zona de emplazamiento se fijara fuera de los límites de la producción frutícola, en donde se genere el menor impacto ambiental.

A continuación, se darán los pasos a seguir para el diseño de una presa pequeña, para la cual, se ha tomado como ejemplo, un emplazamiento en la cuenca del río Pedernal, ubicada en la zona alta de la cuenca del río Petorca.

#### 5.1. Tipo de presa

Considerando que hacer una presa zonificada requiere de mucha tecnología, se adoptará para el ejemplo y como solución para las zonas deprimidas, una presa de tierra homogénea sin grandes obras hidráulicas y destinada al almacenamiento de agua para regadío sobre la base de proporcionar a dicha zona o núcleo productor, una solución a corto plazo y de bajo costo.

#### 5.2. Emplazamiento de la presa

El emplazamiento de la presa deberá ser elegido de tal manera que la conducción de las aguas al lugar de producción se pueda realizar con obras hidráulicas simples (acequias, canales pequeños, tuberías de PVC en el peor de los casos). Es por esto, que la presa se ubicará en la Quebrada Los Azules, dentro de la cuenca del río Pedernal, como se muestra en la figura 5.1. Las coordenadas son: Zona 19H, 327861.00 E - 6448575.00 S.

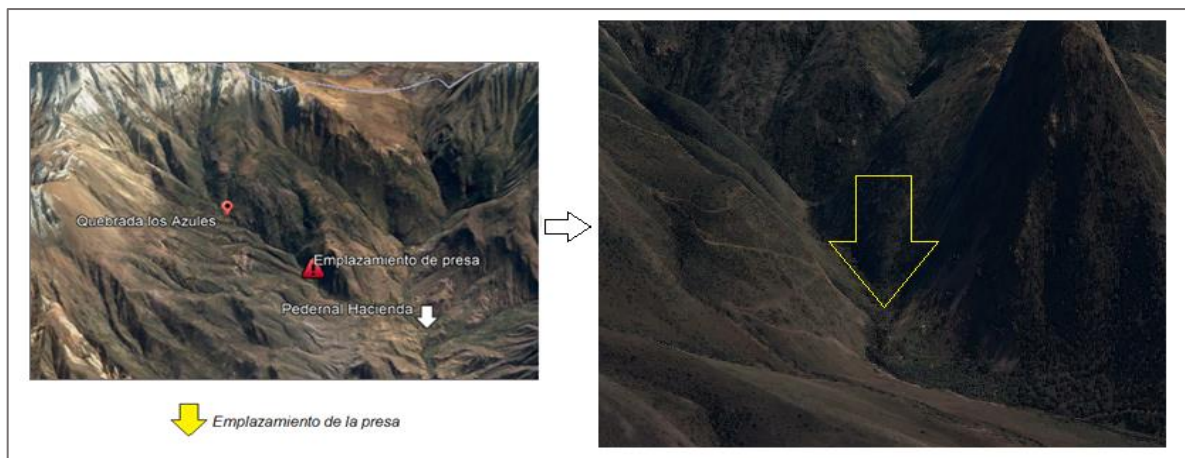


Figura 5.1 – Ubicación del emplazamiento de la presa (Fuente: Google Earth Pro)

### 5.3. Curvas de nivel

Los planos topográficos para el ejemplo, se crearon por medio de los programas Google Earth Pro y Global Mapper (por no existir planos topográficos a escala adecuada), lo que permitirá la obtención de la topografía del lugar correlacionando las coordenadas y puntos de referencias con los puntos de nivelación.

A continuación, se señalan los pasos a seguir para la obtención de las curvas de nivel requeridas:

- a) Importar proyección satelital del Google Earth Pro a Global Mapper, tanto la ubicación del emplazamiento como cuenca de referencia (Figura 5.2).
- b) Seleccionar la fuente de datos en línea para descargar y conectar con el servidor “*ASTER GDEM v2 Worldwide Elevation Data (1 arc-second resolution)*”, para obtener el modelo de elevación digital (DEM) de la zona en estudio (Figura 5.3).
- c) Una vez obtenido el DEM, se procede a la generación de las curvas de nivel con la herramienta de análisis “*Generate Contours - Terrain Grid*” (Figura 5.4).
- d) De no existir una topografía adecuada, los interesados deberán recurrir a las autoridades para que les proporcione una colaboración que permita el emplazamiento de la presa y su replanteo.

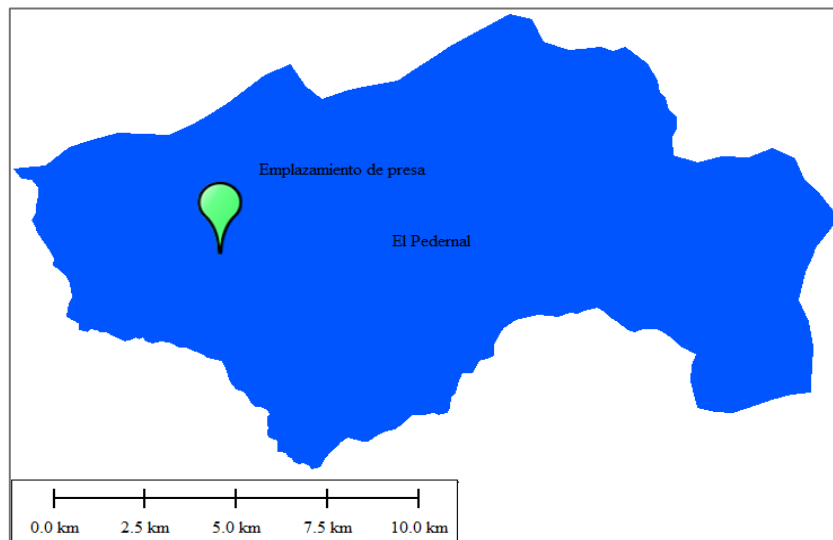


Figura 5.2 – Proyección satelital del emplazamiento de la presa y cuenca El Pedernal (Fuente: Global Mapper)

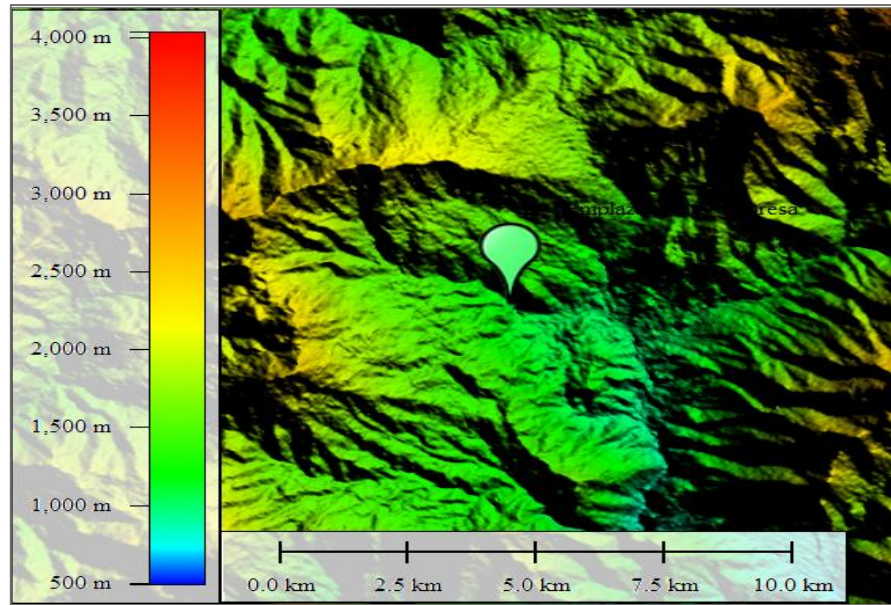


Figura 5.3 – DEM de la zona en estudio (Fuente: Global Mapper)

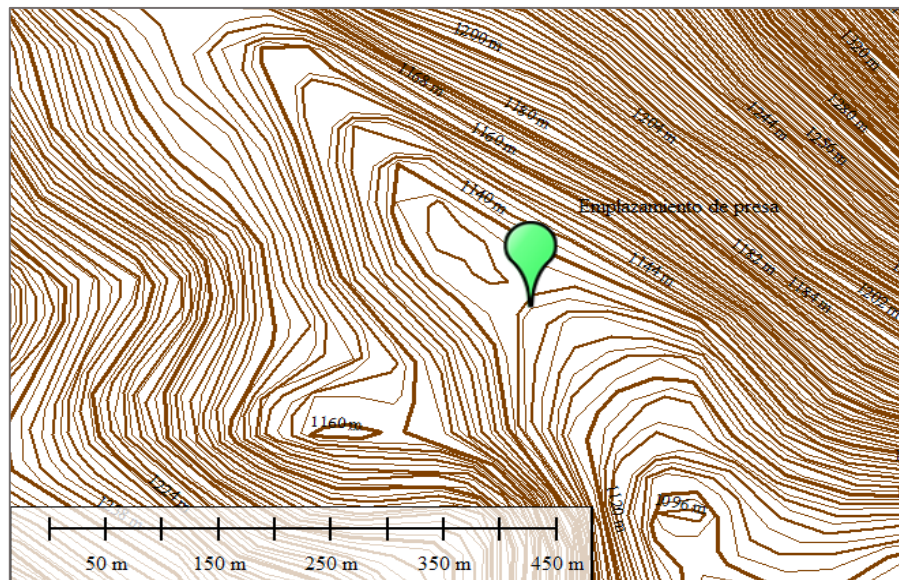


Figura 5.4 – Generación de curvas de nivel a cada 2 metros de la zona en estudio (Fuente: Global Mapper)

## 5.4. Análisis hidrológico

Es necesario recordar que el estudio hidrológico fue dividido en dos etapas. La primera, consiste en la determinación de los volúmenes de agua a embalsar y la superficie máxima de regadío. La segunda etapa, permite determinar la magnitud de la avenida extraordinaria para definir la altura máxima de la presa.

### 5.4.1. ETAPA I

#### 5.4.1.1. Precipitaciones

Se analizaron las estaciones influentes a la cuenca en estudio mediante el método de los Polígonos de Thiessen. La figura 5.5 muestra que sólo influye una estación la cual corresponde a la estación pluviométrica “*Pedernal Hacienda*”.

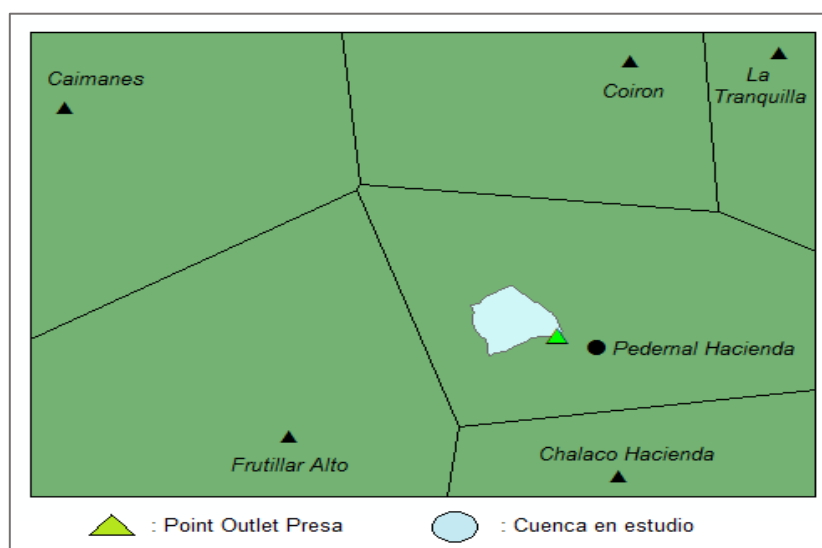


Figura 5.5 – Polígonos de Thiessen (Fuente: ArcGIS)

Por medio de la Dirección General de Aguas (DGA), se obtuvo la estadística correspondiente a 30 años de la estación Pedernal Hacienda, a la cual fue necesaria aplicar métodos de relleno y homogeneización.

La tabla 5.1 muestra las precipitaciones finales de la estación Pedernal Hacienda. El relleno de la estadística (color naranja) se realizó en base a 3 estaciones vecinas (ANEXO D - Tabla D.1, D.2 y D.3).

Tabla 5.1 – Precipitaciones mensuales, en mm  
Estación Pedernal Hacienda

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1989	0,00	0,00	0,00	5,40	32,10	2,00	93,60	75,90	8,40	0,00	0,00	0,00
1990	0,00	0,00	0,30	0,00	1,00	0,20	36,00	23,40	22,30	4,50	0,00	0,00
1991	0,00	0,00	0,00	4,10	51,00	156,80	64,00	6,60	62,10	0,00	0,00	0,00
1992	0,00	0,00	30,00	59,40	74,80	161,50	2,40	71,40	12,00	0,00	7,00	0,00
1993	0,00	0,00	0,00	47,25	66,20	13,50	31,50	29,00	7,60	0,00	0,00	0,00
1994	0,00	0,00	0,00	1,60	13,62	14,20	45,40	6,00	0,20	0,20	0,00	0,00
1995	29,80	0,00	0,00	5,60	5,00	31,20	22,70	20,00	15,00	0,00	0,00	0,00
1996	0,00	0,00	0,00	24,20	1,50	19,60	59,90	20,40	0,00	0,00	0,00	0,10
1997	0,00	0,00	6,00	0,00	88,70	423,60	34,10	73,76	15,90	63,20	0,40	0,40
1998	0,00	1,00	1,50	18,20	7,70	14,10	0,00	0,20	7,00	0,00	0,00	0,00
1999	0,00	0,00	5,60	9,60	14,00	52,60	9,20	67,20	71,90	0,00	0,00	0,00
2000	0,00	0,00	0,00	7,70	19,00	168,20	30,80	0,26	102,90	0,00	0,00	0,00
2001	0,00	0,00	13,50	7,00	33,80	0,00	240,30	55,60	8,80	20,60	0,00	0,00
2002	0,00	0,00	0,80	10,70	167,50	191,60	163,30	49,40	13,30	0,00	0,00	0,00
2003	3,60	0,00	0,00	0,60	83,00	33,90	53,40	2,60	0,50	0,00	2,00	0,00
2004	0,00	0,00	14,80	51,80	2,40	36,40	86,20	102,50	24,90	1,40	5,80	0,00
2005	0,00	0,00	12,00	7,40	33,20	85,30	9,20	123,00	23,10	7,00	4,00	0,00
2006	3,30	0,00	0,00	0,00	2,00	64,90	130,60	6,80	0,40	38,00	0,00	0,00
2007	0,00	0,00	0,00	0,00	5,90	119,40	11,40	36,70	0,00	0,00	0,00	1,90
2008	0,00	0,80	0,00	11,10	50,80	22,68	36,60	100,80	1,90	0,00	0,00	0,00
2009	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	86,00	13,40	77,20	6,70	0,00	0,00	0,00
2010	0,00	0,00	0,00	0,00	53,50	54,80	32,80	14,50	17,30	11,50	30,90	0,00
2011	0,00	0,60	0,00	0,00	0,00	101,40	45,20	37,00	2,50	0,50	0,00	0,00
2012	0,00	0,00	0,00	14,50	21,30	34,50	1,98	31,80	0,00	22,00	0,00	0,00
2013	1,20	0,00	0,00	0,00	63,00	12,10	4,50	12,50	1,60	0,00	0,00	0,00
2014	0,00	0,00	0,00	0,00	9,30	85,70	2,30	11,60	15,30	0,00	0,00	0,00
2015	0,00	0,00	19,10	0,00	0,30	0,00	47,00	203,50	27,10	36,29	0,00	0,00
2016	2,60	0,00	0,00	52,00	29,00	167,00	42,50	0,00	0,00	19,00	2,00	13,50
2017	0,00	0,00	0,00	0,00	205,00	60,30	15,00	23,50	15,80	10,00	0,00	0,00
2018	0,00	0,00	0,00	0,00	9,50	57,10	40,70	12,10	7,90	0,00	0,00	0,00
Módulo Pluviométrico o Promedio Anual = 240 [mm]												

Fuente: Elaboración propia

La zona se considera pluviométricamente homogénea, arrojando un valor promedio de correlación de 0,997 (ANEXO D - Grafica D.1 y Tabla D.4).

#### 5.4.1.2. Caudales

Se analizaron las estaciones fluviométricas en el área de estudio y la más cercana corresponde a la estación Río Pedernal en Tejada como se muestra en la figura 5.6.



Figura 5.6 – Referencia de estación fluviométrica y emplazamiento de la presa (Fuente: Google Earth Pro)

Luego, se procede a delimitar la cuenca en estudio y la cuenca de referencia (EF – Río Pedernal en Tejada) para la determinación de sus áreas respectivas (Figura 5.7).



Figura 5.7 – Delimitación estimativa de la cuenca en estudio (Fuente: ArcGIS y Google Earth Pro)

Al ser ambas cuencas pluvio-nivales, se procede a definir la línea de nieve promedio. Ésta, se obtiene del promedio de las cotas obtenidas por la ecuación 4.7 y la tabla C.1 (ANEXO C).

Obtenida las áreas respectivas (Tabla 5.2) y la estadística de caudales medio diarios correspondiente a 30 años de la estación Río Pedernal en Tejada (ANEXO D – Tabla D.5), se procede aplicar el método de transposición de caudales para la obtención de los caudales afluentes al vaso (Tabla 5.3).

Tabla 5.2 – Áreas de las cuencas en estudio, en km<sup>2</sup>

Cuenca	Latitud [°]	Línea de nieve promedio [m.s.n.m.]	Área		
			Pluvial	Nival	Total
Aportante al vaso	32,06	2049,2	13,11	3,65	16,76
EF – Río Pedernal en Tejada	32,07	2048,1	9,65	53,21	62,86

Fuente: Elaboración propia a partir de ArcGIS y WMS

Tabla 5.3 – Caudales medios mensuales, en m<sup>3</sup>/s  
Quebrada Los Azules

AÑO	Aporte Pluvial						Aporte Nival					
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEBR	MAR
1989	0,027	0,082	0,054	0,068	0,625	0,734	0,047	0,021	0,008	0,001	0,001	0,001
1990	0,109	0,122	0,122	0,163	0,149	0,258	0,005	0,003	0,001	0,003	0,002	0,003
1991	0,027	0,027	0,462	0,869	0,489	1,413	0,056	0,036	0,021	0,001	0,001	0,001
1992	0,149	0,489	1,060	0,706	0,693	1,345	0,097	0,055	0,023	0,008	0,004	0,003
1993	0,163	1,060	0,394	0,340	0,258	0,380	0,019	0,009	0,005	0,009	0,006	0,005
1994	0,054	0,082	0,095	0,122	0,177	0,136	0,006	0,003	0,001	0,003	0,002	0,002
1995	0,014	0,027	0,054	0,068	0,068	0,095	0,004	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001
1996	0,027	0,014	0,027	0,109	0,122	0,109	0,007	0,004	0,002	0,000	0,000	0,000
1997	0,014	0,041	6,534	1,440	2,975	3,681	0,174	0,238	0,136	0,001	0,000	0,001
1998	0,190	0,149	0,149	0,122	0,163	0,122	0,003	0,001	0,001	0,036	0,020	0,010
1999	0,014	0,027	0,054	0,109	0,082	0,625	0,036	0,012	0,004	0,001	0,001	0,001
2000	0,027	0,027	0,217	0,842	0,734	1,290	0,129	0,064	0,027	0,002	0,002	0,001
2001	0,095	0,109	0,095	1,087	1,141	1,019	0,077	0,054	0,017	0,008	0,005	0,005
2002	0,095	0,571	2,187	1,630	2,934	2,323	0,166	0,134	0,054	0,008	0,005	0,004
2003	0,109	0,190	0,258	0,340	0,190	0,204	0,011	0,005	0,002	0,021	0,010	0,007
2004	0,014	0,068	0,095	0,136	0,693	1,005	0,032	0,019	0,006	0,002	0,001	0,001
2005	0,041	0,068	0,598	0,245	1,263	2,350	0,123	0,111	0,034	0,004	0,002	0,002
2006	0,068	0,068	0,095	0,408	0,462	0,326	0,033	0,013	0,005	0,008	0,004	0,003
2007	0,057	0,041	0,109	0,122	0,600	0,726	0,043	0,031	0,014	0,003	0,003	0,002
2008	0,041	0,054	0,149	0,122	0,761	0,666	0,051	0,023	0,007	0,003	0,002	0,001
2009	0,041	0,054	0,082	0,163	0,380	0,408	0,025	0,016	0,007	0,004	0,003	0,003
2010	0,082	0,109	0,163	0,177	0,163	0,190	0,014	0,014	0,005	0,004	0,003	0,004
2011	0,014	0,014	0,054	0,136	0,245	0,720	0,032	0,015	0,014	0,001	0,001	0,001
2012	0,027	0,027	0,054	0,054	0,054	0,068	0,003	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
2013	0,014	0,027	0,041	0,041	0,041	0,054	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001
2014	0,014	0,027	0,068	0,041	0,041	0,054	0,003	0,002	0,001	0,000	0,000	0,001
2015	0,095	0,122	0,177	2,269	1,603	0,163	0,025	0,007	0,004	0,001	0,001	0,002

AÑO	Aporte Pluvial						Aporte Nival					
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEBR	MAR
2016	0,041	0,041	0,720	0,367	0,543	0,761	0,032	0,013	0,007	0,003	0,003	0,002
2017	0,027	0,408	0,489	0,353	0,217	0,367	0,027	0,015	0,005	0,005	0,002	0,002
2018	0,027	0,041	0,109	0,149	0,122	0,190	0,010	0,003	0,001	0,003	0,002	0,001

Fuente: Elaboración propia

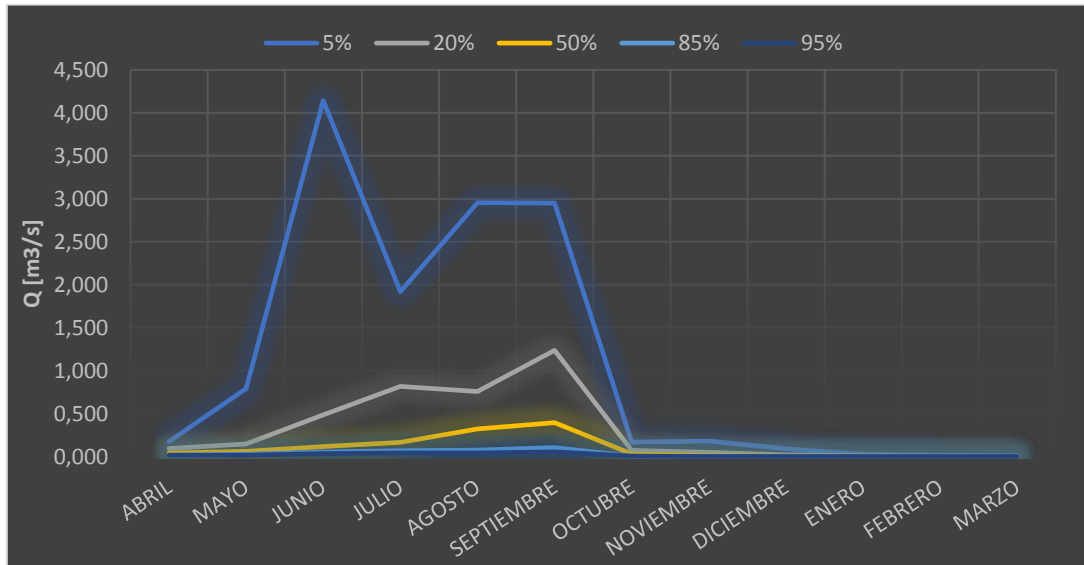
#### 5.4.1.3. Caudal Ecológico

Por aplicación del DS N°14 año 2012, se determina el caudal ecológico mediante probabilidades de excedencia y el caudal medio anual (Qma).

Tabla 5.4 – Caudales medios mensuales según probabilidad de excedencia, en m<sup>3</sup>/s Quebrada Los Azules

Pexc	Aporte Pluvial						Aporte Nival					
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
5%	0,175	0,791	4,143	1,917	2,952	2,949	0,170	0,181	0,091	0,027	0,014	0,008
20%	0,095	0,144	0,484	0,815	0,755	1,236	0,073	0,050	0,020	0,008	0,004	0,004
50%	0,041	0,061	0,115	0,163	0,319	0,394	0,029	0,013	0,005	0,003	0,002	0,002
85%	0,014	0,027	0,054	0,068	0,077	0,104	0,004	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001
95%	0,014	0,014	0,035	0,041	0,041	0,054	0,002	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 5.1 – Probabilidades de excedencia para caudales de la Quebrada Los Azules (Fuente: Elaboración propia)

Tabla 5.5 – Caudales ecológico mínimo, en m<sup>3</sup>/s  
Quebrada Los Azules

Variables	Aporte Pluvial						Aporte Nival					
	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEBR	MAR
Qma	0,212											
10%*Qma	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212
20%*Qma	0,0423	0,0423	0,0423	0,0423	0,0423	0,0423	0,0423	0,0423	0,0423	0,0423	0,0423	0,0423
50%*Q95%	0,0068	0,0068	0,0173	0,0204	0,0204	0,0272	0,0012	0,0005	0,0003	0,0000	0,0000	0,0002
Ecológico	0,0068	0,0068	0,0173	0,0204	0,0204	0,0272	0,0012	0,0005	0,0003	0,0000	0,0000	0,0002

Fuente: Elaboración propia

#### 5.4.1.4. Evaporación

Para el cálculo de la evaporación, se consideró un coeficiente de embalse de 0,75 y la estadística de Evapotranspiración Potencial correspondiente a 30 años de la estación Río Pedernal en Tejada (ANEXO D – Tabla D.6).

Los resultados obtenidos por la ecuación 4.10, se compararon con los datos de evaporación obtenidos por tres de las estaciones cercanas a la cuenca en estudio que poseen información (ANEXO D - Figura D.1). Estos arrojaron valores similares, considerando para efectos de diseño, los valores obtenidos por la ecuación (Tabla 5.6).

Tabla 5.6 – Evaporación, en mm

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC
1989	233,3	185,5	161,9	109,2	72,8	63,8	62,7	76,4	99,3	166,9	185,4	215,7
1990	245,9	177,2	166,9	106,7	79,3	68,5	65,0	90,0	110,2	162,4	192,0	224,8
1991	241,4	188,5	161,7	102,8	71,6	55,6	55,5	78,5	109,7	161,2	182,2	194,4
1992	233,4	175,3	152,2	96,0	59,3	48,6	55,3	84,9	111,9	174,0	177,9	219,6
1993	239,3	175,9	170,1	97,7	59,1	58,3	61,2	89,1	109,0	166,3	192,5	222,5
1994	233,4	175,9	159,5	108,6	76,5	60,4	57,6	82,7	121,5	167,3	195,4	232,9
1995	237,7	168,3	165,2	110,7	83,4	61,8	56,9	81,8	109,3	175,7	189,0	213,2
1996	228,8	188,8	168,0	105,7	82,4	60,3	69,1	81,2	122,6	172,5	203,6	222,6
1997	246,6	194,5	166,1	118,9	76,7	48,5	60,9	84,1	102,9	142,5	177,8	205,3
1998	249,9	162,7	152,7	87,2	74,5	61,3	66,4	87,4	110,2	184,4	193,9	222,6
1999	219,3	180,3	161,3	110,8	76,7	57,4	62,6	79,7	97,8	147,4	190,9	218,4
2000	243,3	186,3	170,4	106,9	67,8	51,9	64,1	84,4	103,8	165,3	187,4	230,5
2001	239,7	186,1	162,4	106,2	67,8	66,3	58,2	79,7	98,3	165,2	186,5	226,6
2002	239,4	187,2	171,3	103,4	67,8	56,1	60,9	77,3	110,3	168,1	190,1	213,2
2003	256,0	191,2	165,9	113,3	78,1	61,1	61,0	89,3	121,1	188,1	199,9	230,8
2004	246,5	188,1	173,4	105,9	75,3	63,6	61,7	81,6	122,7	169,8	179,3	233,0
2005	250,9	189,5	158,3	116,9	67,1	53,6	62,8	76,7	101,8	164,2	199,5	217,1
2006	253,6	180,7	176,7	119,1	79,2	61,7	58,8	82,0	120,4	169,3	197,5	234,1
2007	248,1	173,5	166,0	110,7	74,6	57,5	59,5	76,2	114,1	180,3	208,6	227,6

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC
2008	250,1	191,4	172,2	113,7	74,2	60,9	61,1	80,4	110,0	173,2	202,9	222,1
2009	251,5	190,5	181,3	124,4	82,1	64,0	62,5	83,8	99,7	174,9	192,8	233,9
2010	248,7	185,8	174,1	116,0	74,8	59,3	57,7	86,8	118,5	170,7	190,3	211,7
2011	242,7	177,5	166,5	115,8	86,6	60,0	58,6	76,6	131,5	175,5	207,4	224,5
2012	234,7	198,3	187,9	108,9	81,3	65,3	71,4	84,7	120,3	160,6	194,1	224,0
2013	238,0	189,3	172,5	117,7	74,2	63,9	64,3	90,2	117,8	176,4	199,5	233,8
2014	250,5	184,2	166,8	116,5	76,4	57,7	63,0	93,5	101,3	183,4	195,1	222,5
2015	256,7	184,7	176,0	121,8	83,0	75,1	63,1	78,2	104,1	142,2	175,9	227,0
2016	235,0	196,1	165,1	81,8	63,7	60,6	60,7	92,4	131,2	162,2	201,2	219,5
2017	242,7	184,0	167,6	109,0	74,5	60,1	61,5	83,2	111,8	168,2	192,5	222,3
2018	242,7	184,0	167,6	109,0	74,5	60,1	61,5	83,2	111,8	168,2	192,5	222,3

Fuente: Elaboración propia

#### 5.4.1.5. Demanda agrícola

Según lo publicado en el informe *“Diagnóstico de riego y drenaje en la V Región elaborado por la Comisión Nacional de Riego”*, el uso de suelo en el sector Pedernal predominan los cultivos de trigo, cebada, arveja, maíz, frejoles y papas.

Debido a la caracterización agrícola del área de estudio, el uso de suelo está ligado a la fruticultura de exportación, principalmente por el palto. Este cultivo es invasivo para el recurso hídrico, por lo tanto, se escogerá un cultivo cuyas características de uso de suelo sean semejantes a las del sector y beneficiosa para los agricultores locales ante el escenario en que se encuentran.

La quinua o quinoa es una planta herbácea anual perteneciente a la familia de *“Amaranthaceae”*, siendo doméstica hace miles de años por las antiguas culturas de la región Andina de Sudamérica. *“Este pseudocereal posee extraordinarias propiedades nutricionales y es considerada por la FAO como un “súper alimento”, clave para la lucha contra el hambre y la pobreza. Además, posee características biológicas que le permiten resistir condiciones de frío, sequía y salinidad, siendo un cultivo ideal frente a los desfavorables escenarios ambientales derivados del cambio climático”*[55].

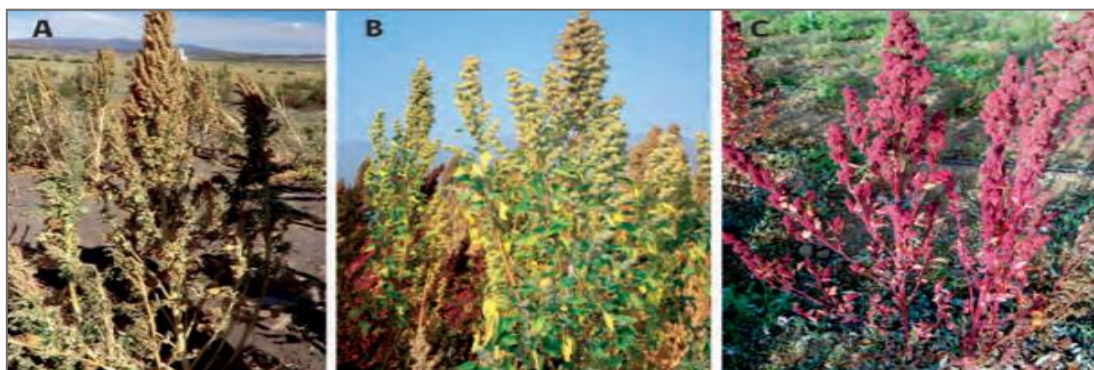


Figura 5.8 – Planta y panoja: (A) quinoa de salares cultivada en el Altiplano de Iquique (Colchane), (B) quinoa de costa cultivada en el sector de Paredones, Región de O’Higgins y (C) quinoa de costa en la Región de La Araucanía, sur de Chile (Fuente:[56])

Las características climáticas para el área de estudio tienden hacia un aumento de la aridez, desertificación y una disminución de la disponibilidad de agua (Grafica D.2 – ANEXO D), imponiendo una dificultad importante a las prácticas agrícolas tradicionales de los pequeños campesinos del sector. Bajo este contexto, el cultivo de la quinoa se presenta como una excelente oportunidad para la agricultura familiar local.

Con el objetivo de estimar las necesidades de riego de acuerdo a las condiciones propias de cada zona productiva, se debe considerar el coeficiente de cultivo (Kc) de la quinoa, permitiendo determinar el consumo de agua real en la temporada. Los valores de Kc se determinaron según su ciclo vegetativo y etapas de desarrollo. El ciclo vegetativo se divide por zonas y las etapas de desarrollo según fenología del cultivo (ANEXO D – Figura D.2 y D.3). La tabla 5.7 muestra los valores de Evapotranspiración de cultivo para la quinoa en la zona en estudio.

Tabla 5.7 – Evapotranspiración de cultivo para la quinoa, en mm

Año	Kc											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC
	0,2	0	0	0	0	0	0	0,4	0,51	0,81	1,00	0,47
1989	35,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	22,9	38,0	101,4	139,0	76,0
1990	36,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	27,0	42,1	98,7	144,0	79,2
1991	36,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23,5	42,0	97,9	136,6	68,5
1992	35,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,5	42,8	105,7	133,4	77,4
1993	35,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	26,7	41,7	101,0	144,4	78,4
1994	35,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24,8	46,5	101,7	146,6	82,1
1995	35,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24,5	41,8	106,7	141,7	75,2
1996	34,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24,3	46,9	104,8	152,7	78,5
1997	37,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,2	39,4	86,6	133,3	72,4
1998	37,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	26,2	42,1	112,0	145,4	78,5
1999	32,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23,9	37,4	89,6	143,2	77,0
2000	36,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,3	39,7	100,4	140,6	81,2
2001	36,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23,9	37,6	100,3	139,9	79,9
2002	35,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23,2	42,2	102,1	142,6	75,2
2003	38,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	26,8	46,3	114,3	150,0	81,4
2004	37,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24,5	46,9	103,2	134,5	82,1
2005	37,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23,0	38,9	99,8	149,6	76,5
2006	38,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24,6	46,1	102,9	148,2	82,5
2007	37,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	22,8	43,6	109,5	156,4	80,2
2008	37,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24,1	42,1	105,2	152,2	78,3
2009	37,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,1	38,1	106,2	144,6	82,5
2010	37,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	26,0	45,3	103,7	142,7	74,6
2011	36,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23,0	50,3	106,6	155,6	79,1
2012	35,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,4	46,0	97,6	145,6	79,0
2013	35,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	27,1	45,1	107,1	149,6	82,4
2014	37,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	28,1	38,7	111,4	146,3	78,4
2015	38,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23,5	39,8	86,4	131,9	80,0
2016	35,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	27,7	50,2	98,6	150,9	77,4
2017	36,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,0	42,8	102,2	144,3	78,4
2018	36,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,0	42,8	102,2	144,3	78,4

Fuente: Elaboración propia

El cálculo correspondiente a la demanda neta de riego, depende del área de plantación y del coeficiente de riego. Para la quinoa, se recomienda un sistema de riego por cinta, la cual posee una eficiencia de riego del 90% (ANEXO D – Tabla D.7).

El cálculo correspondiente al área regada, se realizará por medio de la ecuación 4.11 y se obtendrá al realizar el balance hídrico. La capacidad máxima a regar quedará definida por la seguridad hidrológica del 85%, seguridad mínima requerida de operación del vaso para la agricultura.

#### 5.4.1.6. Capacidades de almacenamiento

Una vez definida la ubicación del emplazamiento de la presa y las curvas de nivel a usar, se determinarán los volúmenes de agua a embalsar.

##### a) Capacidad total

Primero, se importa la topografía correspondiente al software de diseño Civil 3D (Figura 5.9).

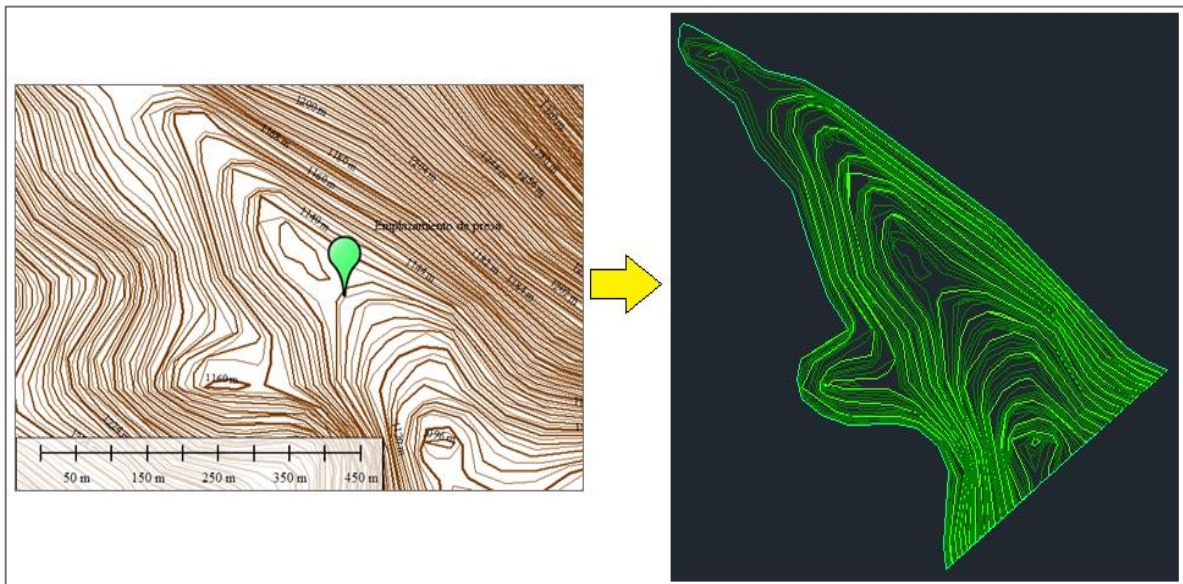


Figura 5.9 – Modelación de curvas de nivel (Fuente: Civil 3D)

Luego, se fijan las características preliminares de diseño para la creación de la presa (Figura 5.10).

$$\begin{aligned} H_{\text{presa}} &= 13 \text{ [m]} \\ \text{Taludes} &= 2\frac{1}{2}:1 \text{ (H:V)} \end{aligned}$$

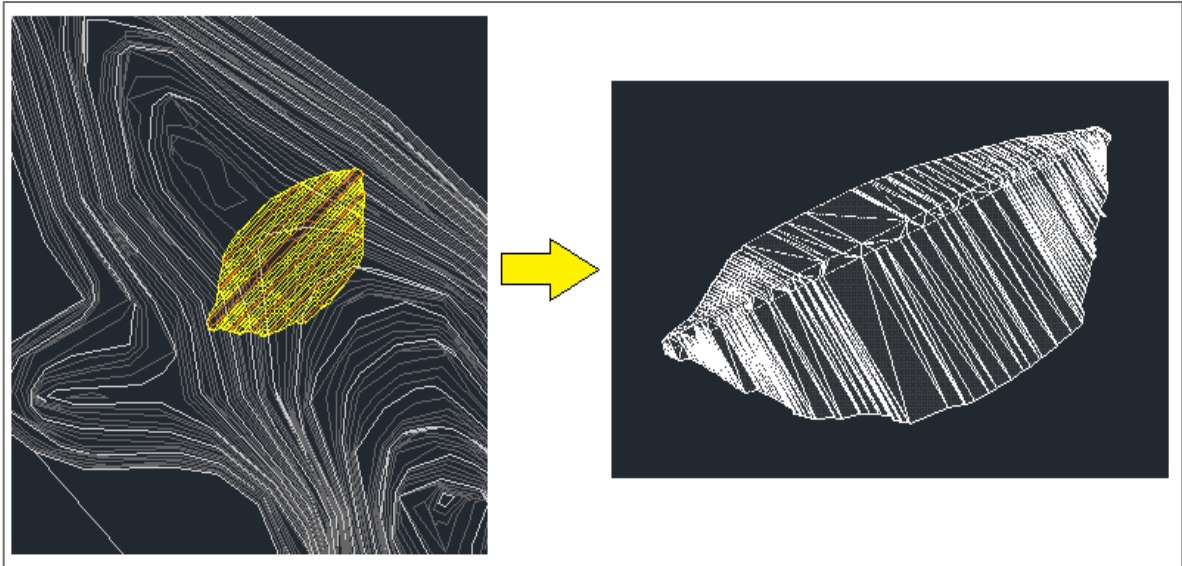


Figura 5.10 – Modelación de la presa (Fuente: Civil 3D)

Una vez generada la explanación, se fija la altura de agua sobre la presa para determinar los volúmenes de almacenamiento. La elección de esta altura fue iterativa, desde el punto de vista de eficiencia del vaso vs abastecimiento. La modelación queda representada en la figura 5.11.

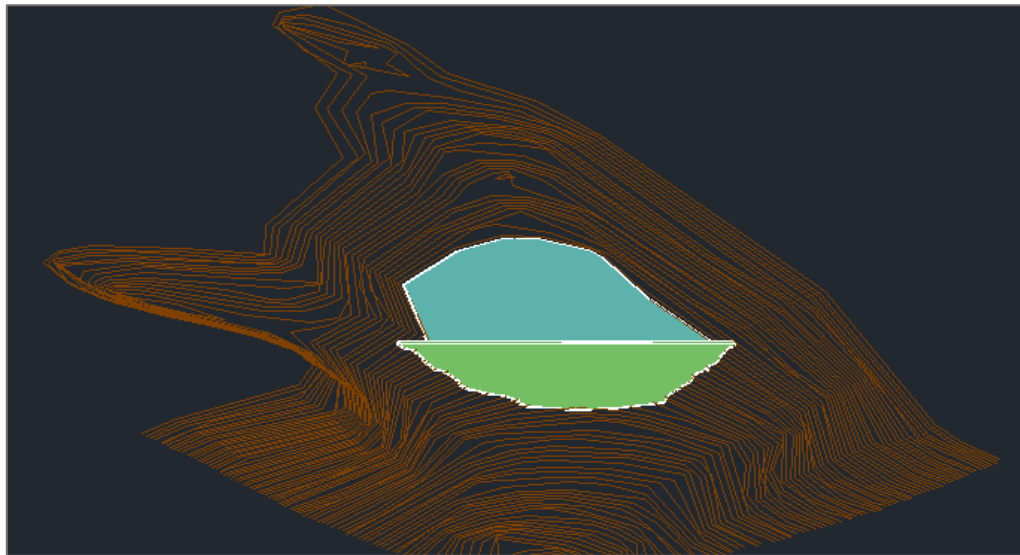


Figura 5.11 – Modelación de la presa y vaso almacenador (Fuente: Civil 3D)

La altura de agua o nivel de operación normal de vaso (N.A.N.) es:

$$H_w = 10,5 \text{ [m]}$$

Por último, se obtiene la capacidad total del vaso por medio de dos métodos del software Civil 3D.

Control de volúmenes = 140.977 [m<sup>3</sup>]

Líneas de muestreo = 140.561 [m<sup>3</sup>]

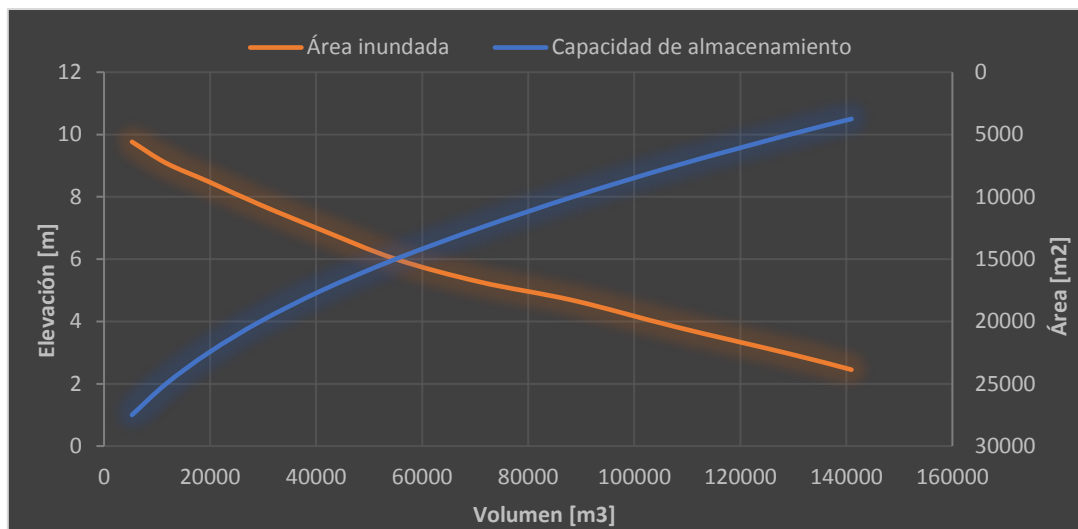
b) Curvas características (áreas de inundación y volúmenes a embalsar)

Se determinó el área de cada curva de nivel generada a cada metro de elevación, obteniendo el volumen acumulado en función a la altura de la presa (Tabla 5.8). Ya obtenidos los parámetros de operación del vaso, se procede a graficar las curvas características (Gráfica 5.2).

Tabla 5.8 – Operación de vaso, en m<sup>3</sup>

Cota mínima [m.s.n.m.]	Cota máxima [m.s.n.m.]	Elevación [m]	Área [m <sup>2</sup> ]	Área Acumulada [m <sup>2</sup> ]	Volumen Relativo [m <sup>3</sup> ]	Volumen Acumulado [m <sup>3</sup> ]
-	1137	0	4959,46	4959,5	0	0
1137	1138	1	628,04	5587,9	5273,48	5273,5
1138	1139	2	1706,35	7293,5	6440,68	11714,2
1139	1140	3	1493,87	8787,7	8040,79	19755,0
1140	1141	4	1855,12	10642,8	9715,28	29470,2
1141	1142	5	2040,01	12682,9	11662,85	41133,1
1142	1143	6	2306,78	14989,6	13836,24	54969,3
1143	1144	7	1841,89	16831,5	15910,57	70880,9
1144	1145	8	1476,16	18307,7	17569,60	88449,5
1145	1146	9	2127,12	20434,8	19371,24	107821,7
1146	1147	10	2167,04	22601,8	21518,31	129339,0
1147	1147,5	10,5	1267,03	23868,9	11617,67	140956,7

Fuente: Elaboración propia a partir de Civil 3D



Gráfica 5.2 – Curva característica para el método Operación Simulada (Fuente: Elaboración propia)

Las expresiones que define a la curva volumen v/s elevación y volumen v/s área, son:

$$H = 0,0028 * V^{0,6991} \quad ; \quad A = 104,92 * V^{0,4541}$$
$$R^2 = 0,9938 \quad \quad \quad R^2 = 0,9923$$

Donde:

- ✓ H : Elevación del agua en el vaso, en m.
- ✓ A : Área inundada, en m<sup>2</sup>.
- ✓ V : Volumen de almacenamiento, en m<sup>3</sup>.
- ✓ R<sup>2</sup> : Correlación de la línea de tendencia.

Como se puede apreciar, existe una muy buena correlación entre las variables de estudio, arrojando valores que tienden a 1.

El volumen obtenido en las curvas características, posee un margen de error muy pequeño respecto a los obtenido para el cálculo de la capacidad total. Debido a esto, para efectos de diseño se considerarán los valores obtenidos por las curvas características.

#### c) Capacidad de Azolves

Por medio de las curvas características, se obtiene la capacidad de azolves y la altura N.A.min.

Debido a la ausencia de estación sedimentológica en la zona en estudio, se considerará como capacidad de azolves, el 10% de la capacidad total.

$$\text{Volumen total} = 140956,7 \text{ [m}^3\text{]}$$
$$\text{Volumen muerto o de azolves} = 14095,67 \text{ [m}^3\text{]}$$

#### d) Capacidad útil

El volumen útil quedara definido como la diferencia entre el volumen total y el volumen muerto.

$$\text{Volumen útil} = 126861,04 \text{ [m}^3\text{]}$$

#### e) Elevaciones físicas

Los niveles de almacenamiento son los siguientes:

$$\text{N.A.min} = 1139,2 \text{ [m.s.n.m.]}$$
$$\text{N.A.N} = 1147,5 \text{ [m.s.n.m.]}$$

#### 5.4.1.7. Operación Simulada

Para el cálculo del método se utilizó la ecuación 4.1 y las curvas características del vaso.

Las variables que determinan el cálculo, se multiplicaron por el tiempo de cada mes con el fin de trabajar sólo con unidad de volumen (Tabla D.8 – ANEXO D).

El balance hídrico comienza considerando la capacidad total o máxima de agua a embalsar. Luego, por medio de las curvas características, se determinan la altura y área inundada máxima del vaso. A este volumen, se suman las variables que aportan agua, como lo son: las precipitaciones y los caudales afluentes. A su vez, se restan las variables que disminuyen agua, como son: la evaporación, el caudal ecológico mínimo y las demandas de riego.

Una vez generado el balance hídrico mensual, se obtiene el volumen final del vaso el cual permitirá determinar si existe rebalse de agua o no.

Las situaciones que se pueden presentar son las siguientes:

- a. Para los meses en que exista rebalse, se considerará como volumen inicial para el siguiente mes la capacidad total del vaso.
- b. Para los meses en que no existe rebalse, se considerará el volumen final del presente mes como volumen inicial para el siguiente balance hídrico mensual.

En ambos casos, el nuevo volumen inicial determinará una nueva altura máxima y, por ende, una nueva área inundada para el nuevo balance hídrico.

La capacidad útil mensual del vaso es la que fijará si existe satisfacción en las demandas de riego o existe déficit hídrico. Como solución a ello, el balance hídrico total debe cumplir con la seguridad hidrológica para la agricultura, la cual corresponde a un mínimo de 85%.

Por último, el balance hídrico permitirá determinar la superficie máxima a regar para el cultivo de la quinoa.

Para el caso en concreto, los valores obtenidos son los siguientes:

Superficie máxima de riego = 8,4 [ha]  
Total de plantas = 1.680.000 unidades  
(considerando un máximo de 200.000 [plantas/ha])[57]  
Obtención del cultivo = 15,1 [ton]  
(considerando 1,8 [ton/ha])[57]  
Seguridad hidrológica = 86,67 [%]  
(balance hídrico a 30 años)

A continuación, la figura 5.12 muestra la proyección del cultivo de quinoa aguas abajo de la presa.

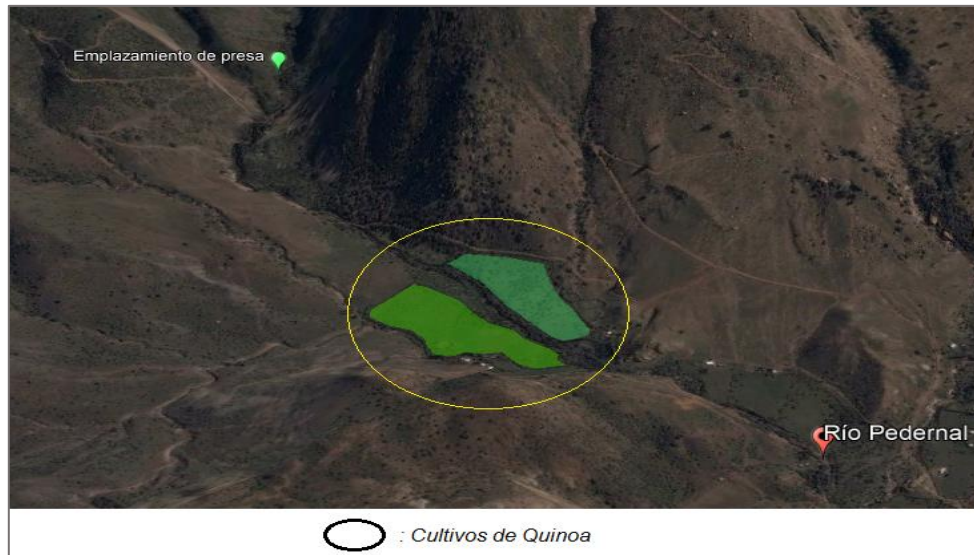


Figura 5.12 – Proyección de cultivo de quinoa de 8,4 hectáreas (Fuente: Google Earth Pro)

## 5.4.2. ETAPA II

Antes de comenzar con el análisis, se debe realizar una comparación estadística entre las precipitaciones diaria y caudales medios diarios correspondiente a los últimos 30 años.

Este análisis comparativo determinó que la cuenca aportante al vaso corresponde a un régimen pluvial, registrando sus peak de aporte en los meses de invierno. Esto implica, que el análisis para la determinación de las aportaciones de agua al vaso durante la crecida, se realiza por medio de las precipitaciones.

### 5.4.2.1. Parámetros morfométricos

Las particularidades físicas de la cuenca aportante se obtuvieron por medio de los softwares ArcGIS y WMS, las cuales son:

Línea de nieve promedio = 2049,2 [m.s.n.m.]

Área total = 16,51 [km<sup>2</sup>]

Área pluvial = 12,90 [km<sup>2</sup>]

Área nival = 3,61 [km<sup>2</sup>]

Lcp = 5,19 [km]

S = 0,34 [m/m]

Tiempo de concentración = 0,46 [hr]

Cota mínima = 1147,50 [m.s.n.m.]

Cota máxima = 2529,76 [m.s.n.m.]

$\Delta H = 1382,26$  [m]

La figura 5.13, muestra la cuenca aportante al vaso y su afluente principal.



Figura 5.13 – Delimitación estimativa de la cuenca aportante al vaso (Fuente: ArcGIS y Google Earth Pro)

#### 5.4.2.2. Duración de la tormenta de diseño

El tiempo de concentración quedó definido por el promedio entre el valor obtenido por WMS y las ecuaciones 4.14 y 4.15.

$$T_{c1} = 27,7 \text{ [min]}$$

$$T_{c2} = 21,5 \text{ [min]}$$

$$T_{c3} = 23,5 \text{ [min]}$$

$$T_{c \text{ final}} = 24,3 \text{ [min]}$$

#### 5.4.2.3. Período de retorno

Las características de la zona a proteger son de una “zona agrícola poco poblada”. Por lo tanto, el período de retorno para el estudio de crecidas es de 50 años.

#### 5.4.2.4. Curvas IDF

La cuenca aportante se considera muy pequeña, ya que posee un área de  $16,51 \text{ km}^2$  (Figura D.4 – ANEXO D), lo que permite la aplicación del método.

Para la obtención de las curvas IDF, el procedimiento se dividió en 4 partes:

a) Precipitación diaria máxima de período de retorno de 10 años

La tabla 5.9 muestra el registro correspondiente a los últimos 10 años de la estación pluviométrica Pedernal Hacienda.

Tabla 5.9 – Precipitaciones máxima anuales en 24 hora, en mm

AÑO	FECHA	PRECIPITACION
2009	15/08	39,30
2010	14/05	29,00
2011	18/06	57,50
2012	16/06	21,00
2013	27/05	33,00
2014	11/06	39,00
2015	06/08	95,50
2016	03/06	116,00
2017	11/05	112,30
2018	04/07	35,20

Fuente: DGA 2019

Para el cálculo de  $P_{24}^{10}$  (Tabla 5.10), el registro se somete a un análisis de frecuencia por medio de la ecuación 4.16.

Tabla 5.10 – Calculo para  $P_{24}^{10}$  y test de ajuste de bondad, en mm

AÑOS	Precipitación	n	$x_i$	$(x_i - \bar{X})^2$	$y_i$	$(y_i - Y)^2$	$F_e(x_i) - F(x_i)$
2009	39,30	1	116,0	3389,57	-0,875	1,876	-0,015
2010	29,00	2	112,3	2972,43	-0,533	1,058	0,074
2011	57,50	3	95,5	1422,80	-0,262	0,573	0,107
2012	21,00	4	57,5	0,08	-0,012	0,257	-0,059
2013	33,00	5	39,3	341,51	0,238	0,066	-0,138
2014	39,00	6	39,0	352,69	0,501	0,000	-0,041
2015	95,50	7	35,2	509,86	0,794	0,089	0,020
2016	116,00	8	33,0	614,05	1,144	0,421	0,098
2017	112,30	9	29,0	828,29	1,606	1,234	0,159
2018	35,20	10	21,0	1352,77	2,351	3,443	0,185
<b>MEDIA</b>			<b>57,78</b>		<b>0,495</b>		

Fuente: Elaboración propia

El método probabilístico arrojó la siguiente precipitación máxima:

$$P_{24}^{10} = 121,23 \text{ [mm]}$$

b) Test de Kolmogorov – Smirnov

Para la discrepancia entre el valor observado y el obtenido, se aplica el test de bondad de ajuste. Su evaluación se realizó por medio de la ecuación 4.17, obteniendo como resultado:

$$D_n = 0,185$$

$$D_{v\alpha} = 0,410$$

(correspondiente a 10 años y un nivel de confianza del 95%)

Como  $D_{v\alpha} > D_n \rightarrow$  No hay argumentos para rechazar la hipótesis.

c) Estimación a partir de datos de lluvias diarias

Para la estimación de las lluvias diarias se utilizó la ecuación 4.18, la cual depende del coeficiente de duración, coeficiente de frecuencia de la zona en estudio y  $P_{24}^{10}$ .

Como la duración de la tormenta es menor de una hora, se determinó como parámetro inicial, la precipitación para una hora correspondiente a un período de retorno de 10 años.

$$CD_t = 0,155$$

$$CF(10) = 1,00$$

$$P_{24}^{10} = 121,23 \text{ [mm]}$$

$$P_1^{10} = 20,67 \text{ [mm]}$$

d) Estimaciones de lluvia para duraciones menores a 1 hora

La tabla 5.11 y 5.12, muestra los resultados obtenidos para los coeficientes de duración y de frecuencia por medio de las ecuaciones 4.20 y 4.21.

Tabla 5.11 – Coeficientes de duración para lluvias menores de 1 hora

Duración tormenta [min]							
5	10	15	20	30	40	50	60
Coeficiente de Duración							
0,31	0,46	0,56	0,64	0,76	0,86	0,94	1,00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.12 – Coeficientes de frecuencia con períodos de retorno de 5 a 100 años

Período de Retorno [años]				
5	10	20	50	100
Coeficiente de Frecuencia				
0,86	1,00	1,15	1,34	1,49

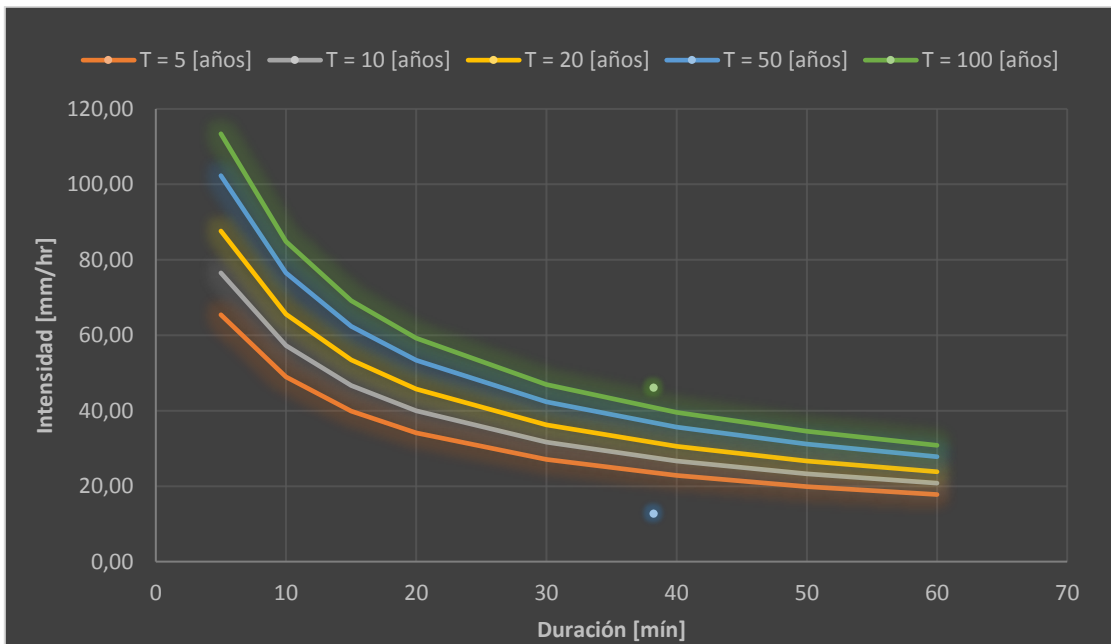
Fuente: Elaboración propia

Ya obtenidos los valores para  $CD_t$ ,  $CD(T)$  y  $P_1^{10}$ , se prosigue a determinar las precipitaciones e intensidades con duraciones menores a 1 hora. La tabla 5.13, muestra las precipitaciones e intensidades obtenidas por medio de la ecuación 4.19.

Tabla 5.13 – Precipitaciones e intensidades para tormentas menores de 1 hora, para períodos de retorno de 5 a 100 años

Duración [min]	5	10	15	20	30	40	50	60
<b>T = 5 [años]</b>								
Precipitación [mm]	5,45	8,16	9,98	11,38	13,54	15,22	16,60	17,79
Intensidad [mm/hr]	65,44	48,97	39,92	34,15	27,09	22,82	19,92	17,79
<b>T = 10 [años]</b>								
Precipitación [mm]	6,38	9,55	11,67	13,32	15,84	17,80	19,41	20,80
Intensidad [mm/hr]	76,54	57,28	46,69	39,95	31,69	26,70	23,30	20,80
<b>T = 20 [años]</b>								
Precipitación [mm]	7,30	10,93	13,37	15,25	18,14	20,38	22,23	23,82
Intensidad [mm/hr]	87,64	65,59	53,46	45,74	36,28	30,57	26,68	23,82
<b>T = 50 [años]</b>								
Precipitación [mm]	8,53	12,76	15,60	17,80	21,18	23,79	25,95	27,81
Intensidad [mm/hr]	102,31	76,58	62,41	53,40	42,36	35,69	31,14	27,81
<b>T = 100 [años]</b>								
Precipitación [mm]	9,45	14,15	17,30	19,73	23,48	26,37	28,77	30,83
Intensidad [mm/hr]	113,41	84,88	69,18	59,20	46,95	39,56	34,52	30,83

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 5.3 – Curvas IDF para duraciones de tormenta menores a 1 hora (Fuente: Elaboración propia)

La línea de tendencia correspondiente al período de retorno de 50 años, queda definida por la siguiente expresión:

$$I = 254,65 * D^{-0,532} \quad ; \quad R^2 = 0,9946$$

Dónde:

- ✓ I : intensidad de la precipitación durante la tormenta, en mm/hr.
- ✓ D : Duración de la tormenta, en min.
- ✓ R<sup>2</sup> : Correlación de la línea de tendencia.

La expresión de intensidad, determinará el hietograma para la obtención del hidrograma de crecidas.

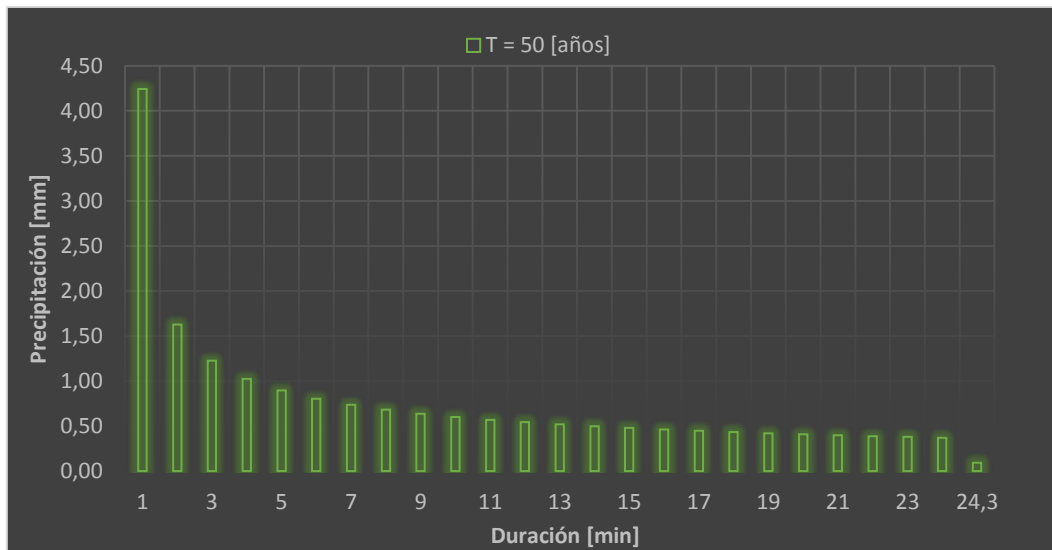
#### 5.4.2.5. Hidrograma de crecidas

Para la obtención del hidrograma de la crecida, el procedimiento se dividió en 3 partes:

##### a) Hietograma

El hietograma de diseño producido por el método propuesto, especificará la profundidad de precipitación que ocurre en “n” intervalos de tiempo sucesivos de duración “t”.

La gráfica 5.4, muestra el hietograma obtenido de las curvas IDF para la duración de la tormenta con intervalos de 1 minuto.



Para efectos de cálculo de la precipitación efectiva y respecto a que  $T_c$  es mucho menor a 1 hora, el hietograma quedará definido en intervalos de 4,04 minutos (Tabla 5.14).

Tabla 5.14 – Hietograma de precipitación, en mm

Tiempo [min]	Periodo de retorno, T = 50 [años]		
	Intensidad [mm/hr]	Precipitación [mm]	Hietograma
0,0	0,00	0,00	0,00
4,0	121,13	8,16	8,16
8,1	83,77	11,29	3,13
12,1	67,52	13,64	2,36
16,2	57,94	15,61	1,97
20,2	51,45	17,33	1,72
24,3	46,70	18,87	1,54

Fuente: Elaboración propia

b) Precipitación efectiva o neta (Pef)

Por medio de las ecuaciones 4.23 y 4.24, se obtuvieron los parámetros influyentes en el cálculo de la precipitación efectiva, obteniendo como resultado lo siguiente:

$$\begin{aligned}
 CN &= 92,5 < 98 \\
 S &= 20,72 \text{ [mm]} \\
 I_a &= 4,14 \text{ [mm]} \\
 Exc &= 16,58 \text{ [mm]}
 \end{aligned}$$

Ya definido el hietograma y los parámetros de la cuenca aportante, se pudo determinar la precipitación efectiva por medio de la ecuación 4.25 (Tabla 5.15).

Tabla 5.15 – Precipitación efectiva, en mm

Tiempo [min]	Hietograma [mm]	Precipitación acumulada [mm]	P. efectiva acumulada [mm]	P. efectiva
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
4,0	8,16	8,16	0,65	0,65
8,1	3,13	11,29	1,83	1,18
12,1	2,36	13,64	2,99	1,16
16,2	1,97	15,61	4,08	1,10
20,2	1,72	17,33	5,13	1,04
24,3	1,54	18,87	6,12	0,99

Fuente: Elaboración propia

c) Hidrograma unitario (HU)

Debido a la falta de registros pluviográficos de la zona en estudio, la determinación del HU se realizará por medio de los hidrogramas unitarios sintéticos (HUS).

Por aplicación de las ecuaciones 4.26 y 4.27, se obtuvieron los parámetros para definir el HU. La tabla 5.16 arroja los valores para el HU de la cuenca aportante.

$$T_c = 0,40 \text{ [hr]}$$

$$T_p = 0,24 \text{ [hr]}$$

$$D_e = 0,07 \text{ [hr]}$$

$$T_p = 0,28 \text{ [hr]}$$

$$T_b = 0,74 \text{ [hr]}$$

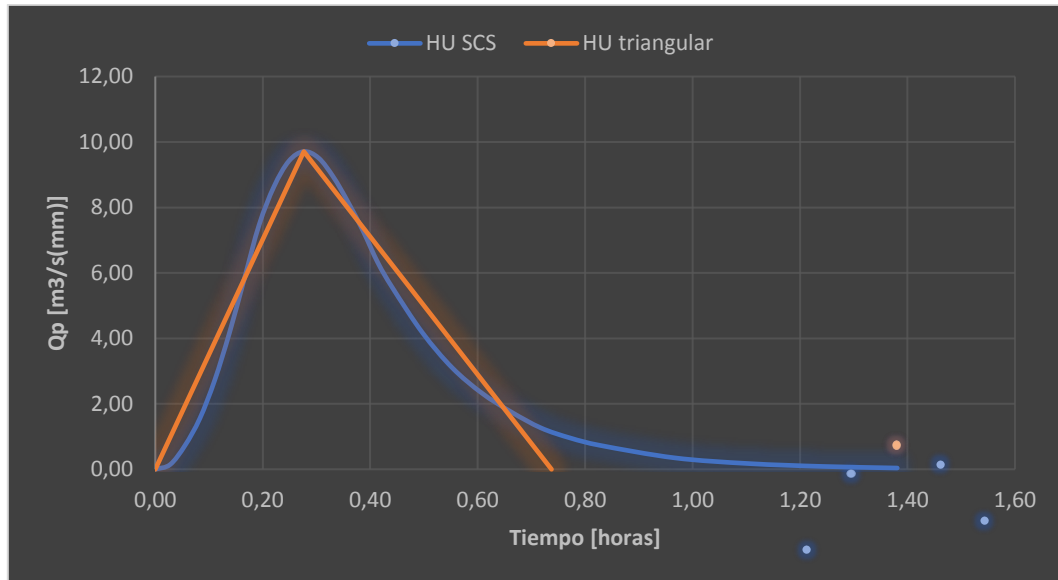
$$Q_p = 9,71 \text{ [m}^3\text{/s(mm)]}$$

Tabla 5.16 – Hidrograma unitario para la cuenca aportante

T [horas]	T [min]	Q [m3/s(mm)]
0,00	0	0,00
0,03	2	0,15
0,06	3	0,73
0,08	5	1,55
0,11	7	2,72
0,14	8	4,17
0,17	10	5,82
0,19	12	7,47
0,22	13	8,64
0,25	15	9,42
0,28	17	9,71
0,30	18	9,51
0,33	20	8,93
0,36	22	8,15
0,39	23	7,28
0,41	25	6,31
0,44	27	5,53
0,50	30	4,17
0,55	33	3,11
0,61	36	2,33
0,66	40	1,75
0,72	43	1,26
0,77	46	0,95
0,83	50	0,73
0,97	58	0,35
1,10	66	0,17
1,24	75	0,09
1,38	83	0,04

Fuente: Elaboración propia

La gráfica 5.5, muestra la superposición entre los HUS propuestos.



Gráfica 5.5 – Superposición entre hidrogramas unitarios (Fuente: Elaboración propia)

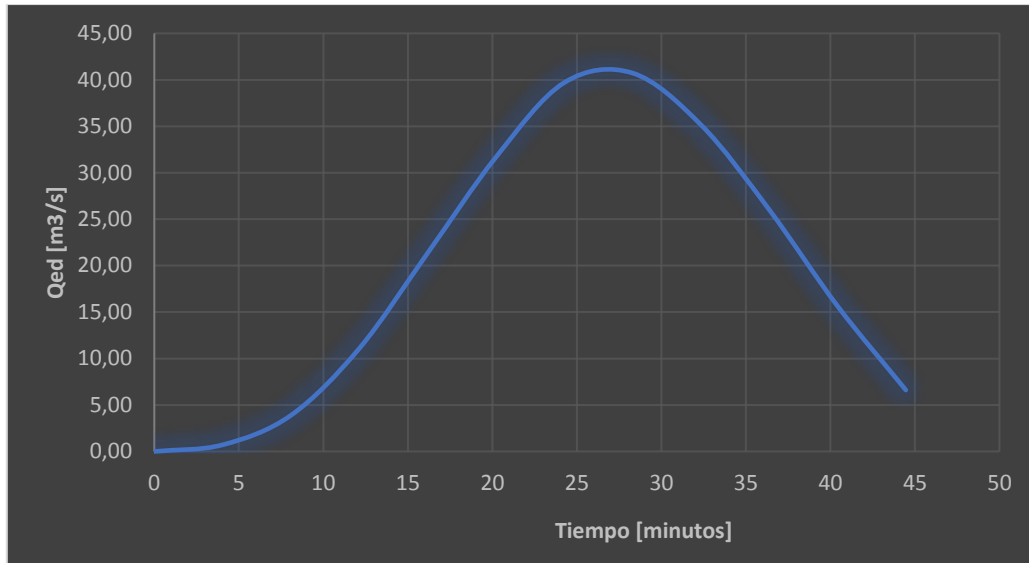
Ya obtenidas las precipitaciones efectivas y el hidrograma unitario, se puede definir el hidrograma de crecidas correspondiente a la cuenca aportante.

La tabla 5.17 muestra el procedimiento matricial para la obtención del escurrimiento afluente al vaso. A su vez, la gráfica 5.6 muestra el hidrograma final de entrada al vaso.

Tabla 5.17 – Hidrograma de la crecida afluente al vaso

T [min]	HU [m3/s(mm)]	Precipitación Efectiva [mm]						Qed [m3/s]
		0,65	1,18	1,16	1,10	1,04	0,99	
0	0,00	0,00						0,00
4	1,09	0,71	0,00					0,71
8	4,00	2,60	1,29	0,00				3,89
12	7,84	5,11	4,71	1,26	0,00			11,08
16	9,64	6,28	9,25	4,62	1,20	0,00		21,34
20	8,78	5,72	11,36	9,07	4,39	1,14	0,00	31,67
24	6,67	4,34	10,35	11,14	8,62	4,17	1,08	39,69
28			7,86	10,15	10,59	8,18	3,97	40,73
32				7,70	9,64	10,04	7,78	35,17
36					7,32	9,15	9,56	26,03
40						6,95	8,71	15,66
44							6,61	6,61

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 5.6 – Hidrograma de la crecida afluente al vaso (Fuente: Elaboración propia)

Por último, para concluir lo relacionado al análisis hidrológico, las autoridades locales deberán proporcionar a los interesados la posibilidad de contar con un asesoramiento, sin costo, de la Dirección General de Aguas (DGA) para determinar las variables anteriores, permitiendo fijar la altura de la presa y con ésta su volumen total de la presa para poder buscar la zona de empréstito más adecuada.

## 5.5. Altura de la presa

En el ejemplo, se determinó la altura de la presa usando las curvas características que permiten definir las alturas  $H_1$  y  $H_2$  de operación del vaso.

$$H_1 = 2,2 \text{ [m]}$$

$$H_2 = 8,3 \text{ [m]}$$

Cabe destacar, que este procedimiento también deberá ser responsabilidad de las autoridades que, con la colaboración de la DGA entreguen todos los datos necesarios a los interesados a construir la presa.

Las alturas  $H_3$  y  $B_L$ , se definen a continuación:

### 5.5.1. Altura generada por la crecida o avenida extraordinaria ( $H_3$ )

El balance definido por la ecuación de continuidad comienza en condiciones iniciales de tiempo igual 0 segundos, considerando un vaso lleno de agua a una altura de 10,5 metros y volumen total de 140.956,7 metros cúbicos, sin descarga alguna.

Para la obtención del volumen de almacenamiento, se define la curva de capacidad del vaso (altura v/s volumen) obtenida por medio de la tabla 5.8.

$$V = 4536,3 * Ht^{1,4216} \quad ; \quad Ht = Hw + Hv$$

$$Hw = H_1 + H_2 = 10,5 \text{ [m]}$$

Por aplicación de la ecuación 4.30, se determinó la curva de descarga. Sus parámetros a considerar son:

$$m = 0,5.$$

$$L = 1,0 \text{ [m]}$$

$$g = 9,81 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

$$Qv = CL(Hv^{1,5}) \quad ; \quad C = 2,2$$

Ya definida la curva de capacidad y la curva de descarga, se comienza con la iteración para determinar los caudales máximos de entrada y salida (ver tabla 5.18). La gráfica 5.7, muestra los comportamientos de los hidrogramas de entrada y salida del vaso.

Tabla 5.18 – Rastreo de crecidas, en m<sup>3</sup>/s

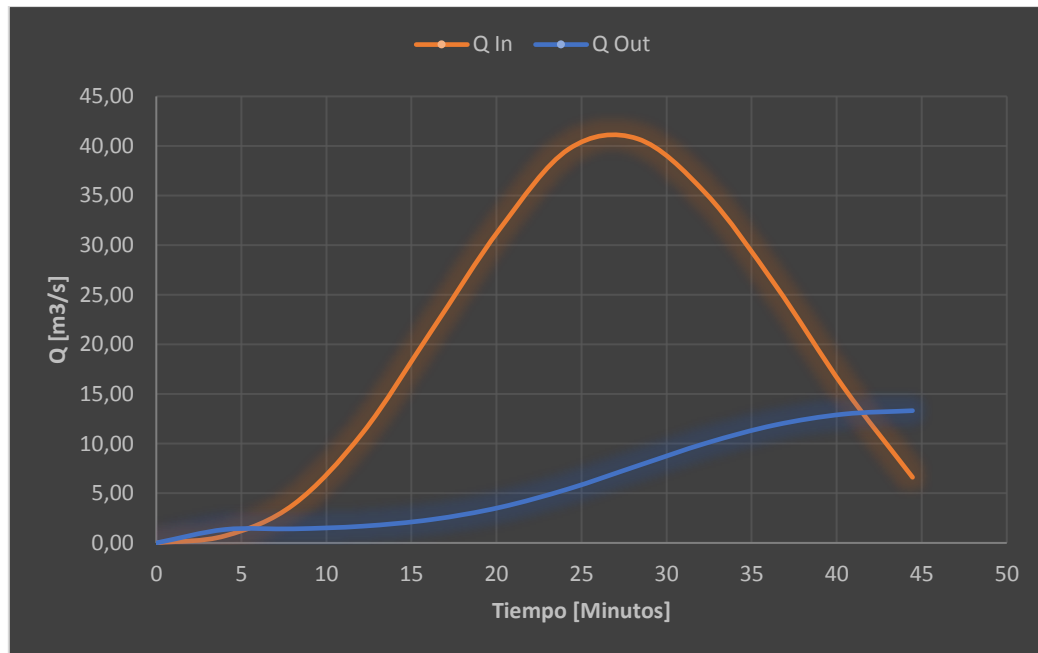
$\Delta t$ [s]	I1 [m <sup>3</sup> /s]	I2 [m <sup>3</sup> /s]	Qv1 [m <sup>3</sup> /s]	V1 [m <sup>3</sup> ]	2V1/ $\Delta t$ [m <sup>3</sup> /s]	I1 + I2 - Qv1 + 2V1/ $\Delta t$ [m <sup>3</sup> /s]	Hv2 [m]	Qv2 [m <sup>3</sup> /s(m)]
242,5	0,00	0,71	0,00	140956,71	1162,50	1163,21	0,72	1,35
242,5	0,71	3,89	1,35	141042,87	1163,21	1166,46	0,74	1,41
242,5	3,89	11,08	1,41	141436,73	1166,46	1180,02	0,83	1,69
242,5	11,08	21,34	1,69	143080,74	1180,02	1210,76	1,04	2,35
242,5	21,34	31,67	2,35	146808,25	1210,76	1261,43	1,38	3,58
242,5	31,67	39,69	3,58	152951,75	1261,43	1329,21	1,82	5,45
242,5	39,69	40,73	5,45	161170,91	1329,21	1404,18	2,31	7,77
242,5	40,73	35,17	7,77	170261,40	1404,18	1472,32	2,74	10,06
242,5	35,17	26,03	10,06	178523,22	1472,32	1523,47	3,06	11,88
242,5	26,03	15,66	11,88	184725,14	1523,47	1553,28	3,25	12,98
242,5	15,66	6,61	12,98	188339,70	1553,28	1562,57	3,31	13,33
242,5	6,61	0,00	13,33	189466,22	1562,57	1555,85	3,27	13,08

Fuente: Elaboración propia

Los caudales máximos tanto de entrada y de salida para el diseño son:

$$Q_{ed} = 40,73 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

$$Q_v = 13,33 \text{ [m}^3\text{/s}^*(\text{m})]$$



Gráfica 5.7 – Hidrograma de aportaciones y descarga (Fuente: Elaboración propia)

El ancho mínimo para el ejemplo, se determina dividiendo los caudales máximos obteniendo un valor de 3,06 metros asociado a una altura de agua de 3,31 metros.

A continuación, la tabla 5.19 muestra la iteración entre altura y ancho de descarga, la cual permitirá determinar la altura óptima a considerar ante el diseño de la presa.

5.19 – Altura óptima para el diseño de la presa, en m

L [m]	Qentrada [m³/s]	Hv
3,5	40,73	3,02
4,0		2,76
4,5		2,56
5,0		2,38
5,5		2,24
6,0		2,11
6,5		2,00
7,0		1,90
7,5		1,82
8,0		1,74
8,5		1,67
9,0		1,61
9,5		1,55
10,0		1,50

Fuente: Elaboración propia

La altura a considerar para el diseño de la presa, es:

$$H_3 = 1,50 \text{ [m]}$$

### 5.5.2. Bordo libre (BL)

Para la determinación de BL, se consideraron los siguientes factores:

#### 5.5.2.1. Altura de la ola ( $H_{ola}$ )

Para el cálculo de la Fe, se fijó la dirección del viento (línea central) desde el centro del eje de la presa hacia la ribera opuesta con mayor lejanía, y las correspondientes líneas secundarias para ambos lados a cada  $6^\circ$  entre sí, como se muestra en la figura 5.14.

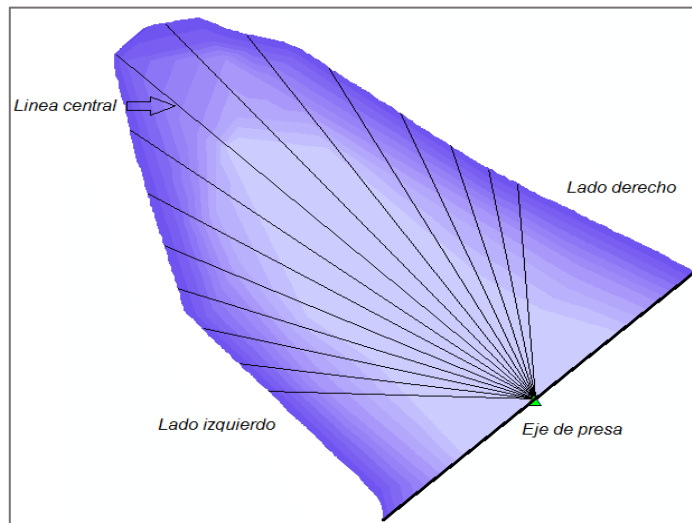


Figura 5.14 – Trazado de línea para el cálculo de la Fe (Fuente: ArcGIS)

La tabla 5.20, muestra el desarrollo para el cálculo de la Fe.

5.20 – Cálculo para la obtención de la Fe, en m

$\alpha^\circ$	$\cos(\alpha^\circ)$	$\cos^2(\alpha^\circ)$	xi	$\cos^2(\alpha^\circ) \cdot xi$	Orientación
42	0,743	0,552	96,96	53,550	DERECHA
36	0,809	0,655	104,91	68,666	
30	0,866	0,750	118,94	89,202	
24	0,914	0,835	138,85	115,879	
18	0,951	0,905	168,69	152,590	
12	0,978	0,957	197,34	188,814	
6	0,995	0,989	220,59	218,182	

$\alpha^\circ$	$\cos(\alpha^\circ)$	$\cos^2(\alpha^\circ)$	xi	$\cos^2(\alpha^\circ)*xi$	Orientación
0	1,000	1,000	223,05	223,045	CENTRO
6	0,995	0,989	196,96	194,812	IZQUIERDA
12	0,978	0,957	175,11	167,543	
18	0,951	0,905	158,13	143,026	
24	0,914	0,835	145,71	121,604	
30	0,866	0,750	131,23	98,423	
36	0,809	0,655	114,46	74,915	
42	0,743	0,552	102,42	56,560	
$\Sigma$	13,51			1966,81	

Fuente: Elaboración propia

Por aplicación de la ecuación 4.31, el resultado para la Fe es:

$$Fe = 146 \text{ [m]} \approx 0,091 \text{ [mi]}$$

Considerando el valor de Fe y una velocidad de diseño de 50 [mi/hr], se procede a calcular la altura de la ola sobre la presa por medio de las expresiones propuestas en las tablas 4.1 y 4.2 (Página 64), cuyos resultados son:

$$\text{Stevenson} \rightarrow H_s = 0,73 \text{ [m]}$$

$$\text{Molitor} \rightarrow H_s = 0,71 \text{ [m]}$$

$$\text{Creagen} \rightarrow H_s = 0,24 \text{ [m]}$$

$$\text{Bureau of Reclamation} \rightarrow H_s = 0,95 \text{ [m]}$$

$$H_s \text{ promedio} = 0,66 \text{ [m]}$$

$$H_{ola} = 1,5 * 0,66 = 0,98 \text{ [m]}$$

#### 5.5.2.2. Factor de seguridad

5.21 – Factor de seguridad, en m

Acción	Factor de seguridad
Posibles asentamientos	0,13
Valor mínimo	0,10

Fuente: Elaboración propia

La altura a considerar como bordo libre para la altura final de la presa, es:

$$B_L = 1,11 \text{ [m]}$$

Cabe destacar, que el “*Bureau of Reclamation*” establece como valor de  $B_L$  equivalente a 0,91 [m], considerando una  $V_w = 50$  [mi/hr] y  $Fe < 1$  [mi].

Por lo tanto, para efectos de diseño, se considerará el promedio de los valores como  $B_L$ .

$$B_{\text{diseño}} = (1,11 + 0,91) / 2 = 1,01 \text{ [m]} \approx 1 \text{ [m]}$$

Una vez obtenidas todas las alturas, se define la altura máxima de la presa a partir de la ecuación 4.28, corroborando la geometría preliminar.

$$H_{\text{presa}} = 2,2 + 8,3 + 1,5 + 1,0 = 13,0 \text{ [m]}$$

## 5.6. Ancho de coronamiento

La experiencia en este tipo de obra expresada en los criterios propuestos anteriormente, sugieren los siguientes anchos para el coronamiento de este tipo de presa:

$$\begin{aligned} \text{Bureau of Reclamation} &\rightarrow W = 5,6 \text{ [m]} \\ \text{Stiegler Warnen Dammbau} &\rightarrow W \approx 1,86 \text{ a } 3,25 \text{ [m]} \\ \text{U.S. Army Corps of Engineers} &\rightarrow W = 7,5 \text{ [m]} \end{aligned}$$

Para un diseño óptimo de la presa, el ancho mínimo que debe tener es de 3,7 metros. Por lo tanto, el valor definido para el ancho del coronamiento, será:

$$W_{\text{presa}} = 5 \text{ [m]}$$

El ancho del coronamiento deberá ser como mínimo 2,5 metros si la presa no excede los 8 metros de altura, y si la presa alcanza un máximo de 13 metros (como en el caso en particular), el ancho mínimo se elegirá entre 3 y 5 metros según la calidad del material de construcción disponible.

## 5.7. Taludes

La presa a construir corresponde a una presa de tierra cuyo cuerpo estará compuesto de material homogéneo.

Para un óptimo desempeño de la presa (estabilidades de taludes y filtraciones), el material de construcción deberá corresponder a una Grava-Arcillosa (GC).

Según lo establecido en la tabla 4.3 (Página 65), la pendiente máxima de los taludes para una presa construida con gravas arcillosas no debe ser mayor a:

$$\begin{aligned} \text{Talud aguas arriba} &= 2\frac{1}{2}:1 \text{ (H:V)} \rightarrow \text{lado del río} \\ \text{Talud aguas abajo} &= 2:1 \text{ (H:V)} \rightarrow \text{lado seco} \end{aligned}$$

De acuerdo a la investigación realizada, las pendientes máximas para los taludes que se proponen para las presas pequeñas están dentro de los valores racionales más conservadores.

En consecuencia, los taludes propuestos para las presas a ser construidas en las zonas deprimidas serán los siguientes:

Talud aguas arriba = 2½:1 (H:V)

Talud aguas abajo = 2½:1 (H:V)

## 5.8. Identificación de las características geológicas del emplazamiento

Los interesados en la construcción de la presa a través de las autoridades locales deberán solicitar al Servicio Nacional de Geología y Minería, un asesoramiento simple y objetivo (riegos, estabilidad y permeabilidad).

Para el ejemplo, se presenta la distribución de las unidades geológicas reconocidas en el área de estudio por el “*Mapa Geológico de Chile, publicado el año 2003 por el Servicio Nacional de Geología y Minería SERNAGEOMIN*” (ver figura 5.15).

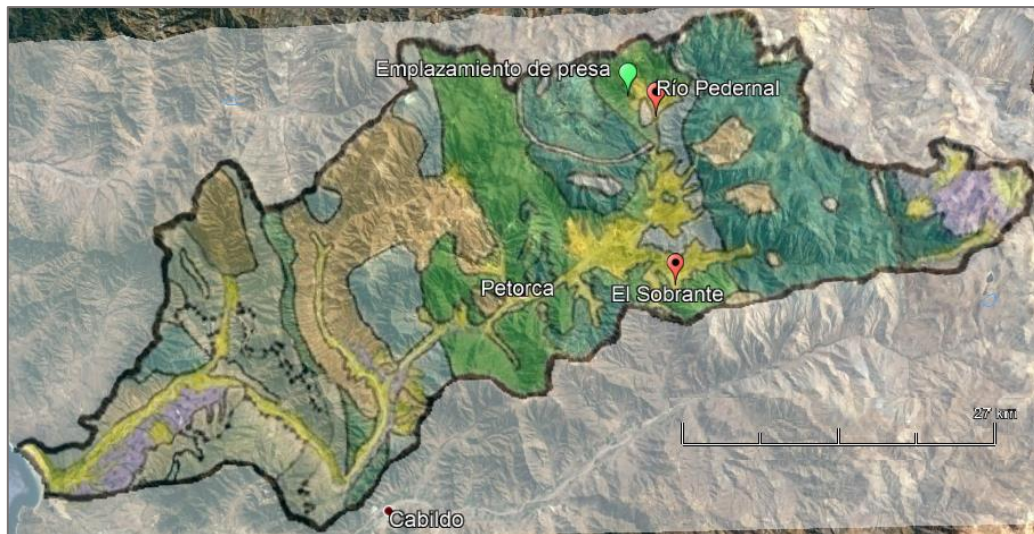


Figura 5.15 – Mapa geológico de la cuenca río Petorca en base a la imagen satelital del área de estudio (Fuente: SERNAGEOMIN y Google Earth Pro)

Las unidades estratigráficas que afloran en la cuenca del río Petorca (zona de emplazamiento del ejemplo), corresponden a edades desde el cretácico hasta el neógeno, en franjas de orientación NS (con manteos o buzamiento muy variables).

Las unidades geológicas que caracterizan la zona de emplazamiento se muestran en la figura 5.16.

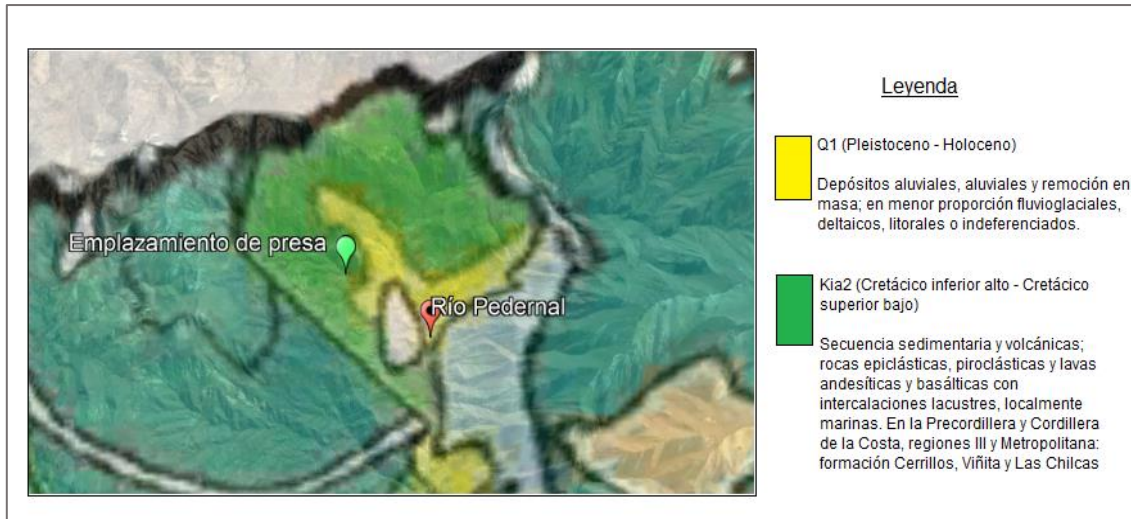


Figura 5.16 – Geología de la zona de emplazamiento en base a imagen satelital (Fuente: Google Earth Pro y SERNAGEOMIN)

Como se muestra en la figura 5.16, las rocas que afloran en la zona corresponden principalmente a una secuencia de rocas ígneas de edad cretácica inferior al cretácico superior (formaciones rocosas muy antiguas).

Evaluando las características de la zona se puede decir sin margen a mucho error, que la zona elegida para el ejemplo presenta una estabilidad relativamente buena y una actividad volcánica reducida (casi nula).

### 5.8.1. Marco estratigráfico

El marco estratigráfico de la zona en estudio se describe en detalle en la investigación realizada por la Universidad de Chile (memoria de título, *“Patrimonio geológico de la comuna de Petorca: Análisis de lugares de interés geológico y su contextualización en un modelo de evolución paleogeográfico”*)[58].

Como se muestra en la figura 5.17, la base de la presa ejemplo corresponde a las secuencias estratigráficas de la unidad Hierro Viejo – Pedernal, de la unidad intrusiva Morro Hediondo y a una cobertura de muy poca potencia de depósitos cuaternarios constituidos por materiales aluviales y coluviales.

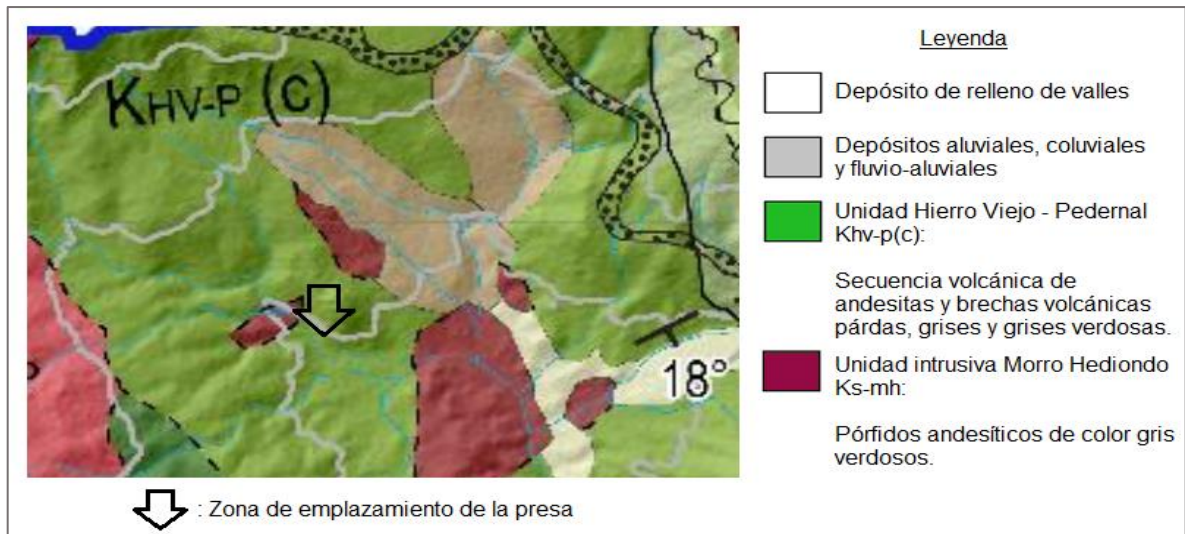


Figura 5.17 – Descripción geológica de la zona de emplazamiento de la presa (Fuente:[58])

A continuación, a modo informativo, se presenta una descripción de las unidades geológicas mencionadas.

#### 5.8.1.1. Unidad Hierro Viejo – Pederal, *KHV-P*

Asumiendo la información disponible sobre esta unidad geológica, se infiere un espesor aproximado de 3700 metros. Éstos depósitos de rocas ígneas presentan colores grises y pardos que de acuerdo a los documentos consultados, forman una franja N-S que aflora desde el valle Las Palmas por el occidente hasta el flanco oeste del valle El Sobrante por el oriente[58].

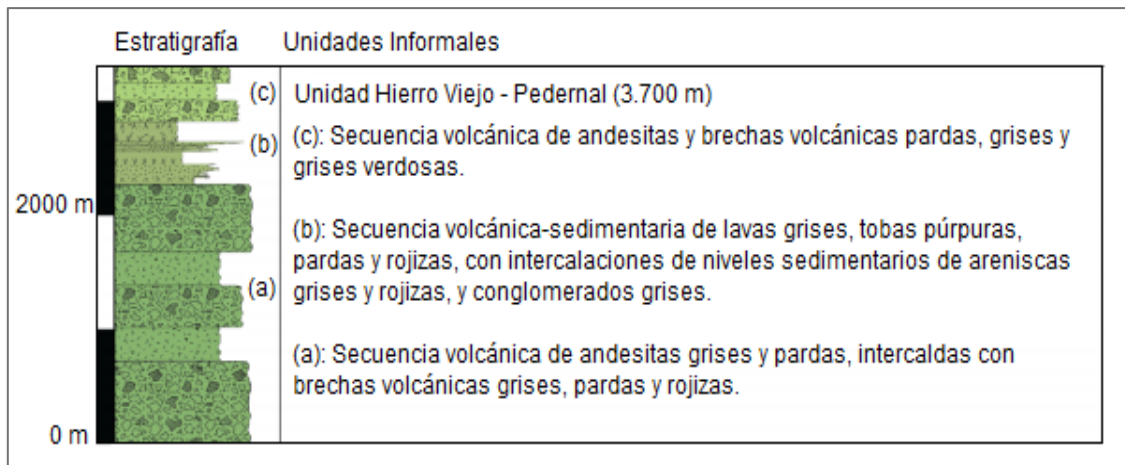


Figura 5.18 – Columna estratificada correspondiente a la zona de emplazamiento (Fuente:[58])

De acuerdo a Rodrigo Pérez Garay, la litología de esta unidad *“en base a su constitución, se divide en tres secuencias volcánicas, donde la secuencia intermedia presenta rocas volcánicas intercaladas con niveles sedimentarios continentales. La secuencia volcánica basal posee un espesor aproximado de 2500 metros y se caracteriza por la presencia de andesitas, brechas volcánicas y secesiones de lavas subordinadas. Las andesitas presentan una masa fundamental gris oscuro a gris parduzco, de hasta 4 milímetros con alteración a minerales de arcilla, y se encuentran alteradas de manera poco pervasiva por minerales de clorita y epidota. Las brechas volcánicas se presentan como afloramientos de colores blanquecinos, grises y pardos, presentando una alteración a clorita-epidota de manera selectiva en sus clastos. La matriz de las brechas es volcánica de colores pardos y rojizos, con variación en el contenido de plagioclasas. Sus clastos son volcánicos, monomícticos a polimícticos con hasta 4 tipos de andesitas distintas, se presentan angulosos a subredondeados y sus tamaños no superan los 10 centímetros”*[58].

#### 5.8.1.2. Unidad Intrusiva Morro Hediondo, $K_{SMH}$

De acuerdo a Rodrigo Pérez Garay, la unidad intrusiva Morro Hediondo aflora en la zona central de la comuna incluyendo a las rocas de las unidades Hierro Viejo – Pedernal. Esta unidad corresponde litológicamente a pórfidos andesíticos grises verdosos, tonalíticos blanquecinos y dioríticos gris oscuro[58].

#### 5.8.1.3. Depósitos cuaternarios, Q

Los depósitos cuaternarios (depósitos jóvenes) en la zona del ejemplo están representados, en general, por acumulación de sedimentos aluviales compuestos por gravas y arenas gruesas y medias formando lentes en los conos de deyección y niveles aterrados a los pies de los cerros. Localmente se puede encontrar material coluvial como cobertura parcialmente de los afloramientos de rocas[59].

Estos depósitos deben ser investigados pues, si contienen arcillas podrían servir como materiales de construcción.

### 5.8.2. Geomorfología

La alternancia de los procesos de erosión y sedimentación, que es posible observar en el sector de confluencia de la quebrada, se generan niveles aterrados que inciden en la formación directa de los suelos. Las características de la media montaña del sector, nos encontramos con un ambiente mineral donde el afloramiento rocoso entre los matorrales se encuentra fracturado y alterado químicamente.

Como una formación superficial, se encuentran los clastos angulosos, sedimentos finos y arcillas, donde prosigue en profundidad una roca basal menos meteorizada (roca ígnea). Este tipo de suelo se caracteriza en lugares típicos de climas semiáridos de mediana altura como es el caso en estudio.

La organización de escombros en laderas, se presentan como un horizonte discontinuo o canalizándose a partir de las depresiones que conectan las cumbres con las quebradas. De este modo, los conos detríticos de base de cerro son las unidades de mayor acumulación de escombros, configurándose como los elementos morfológicos de transición entre laderas y fondos de valle.

La pendiente de algunas laderas posibilita el afloramiento de series sedimentarias, en paredes casi verticales, acumulación de detritos que son evacuados por gravedad, esto determina que el acopio de escombros se establezca en las partes medias e inferiores de las laderas.

### 5.8.3. Zona de empréstitos

Una presa homogénea como la propuesta para paliar los efectos de la sequía se construye, en todos los casos, con material de préstamo. Los yacimientos de empréstito se buscan en las cercanías a la zona de construcción a fin de evitar costos de transporte.

Los lugares de empréstito deben ser analizados, caracterizados y evaluados, para determinar sus propiedades y ventajas como material de construcción.

Para el caso del ejemplo que se presenta en este trabajo, la opción más cercana a la zona en estudio se encuentra a 3 [km] aproximadamente, con un área de 794.308 [m<sup>2</sup>] (Figura 5.19). Ésta, consiste en depósitos aluviales, coluviales y rellenos de valles de la misma procedencia.



Figura 5.19 – Proyección de zonas de préstamo para la presa (Fuente: Google Earth Pro)

#### 5.8.4. Marco tectónico

La figura 5.20, muestra la ubicación de la presa con respecto a las unidades morfoestructurales.

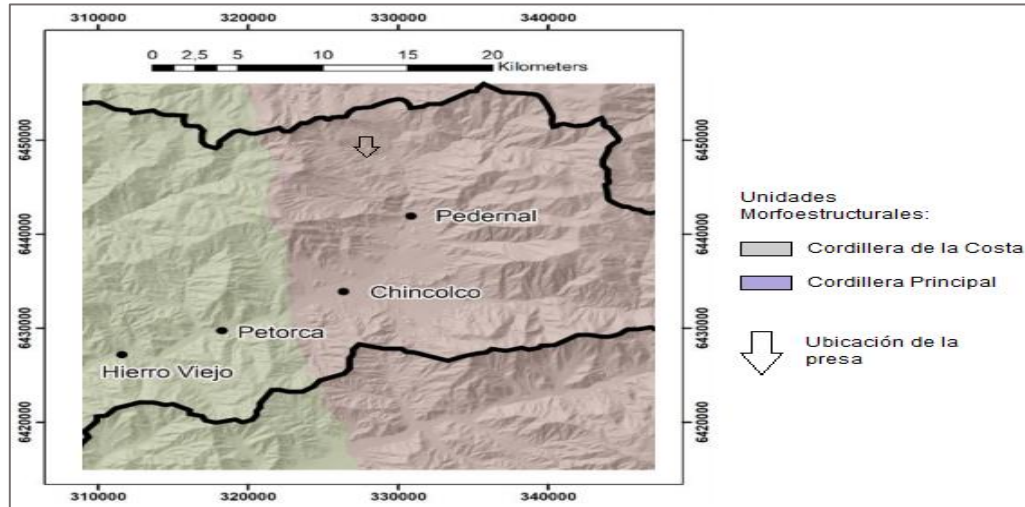


Figura 5.20 – Unidades morfoestructurales de orientación N-S en el área de estudio (Fuente:[58])

Los principales rasgos y dominios estructurales corresponden a las fallas y lineamientos NE, las que se reconocen principalmente hacia el sector norte y noroeste del área de estudio.

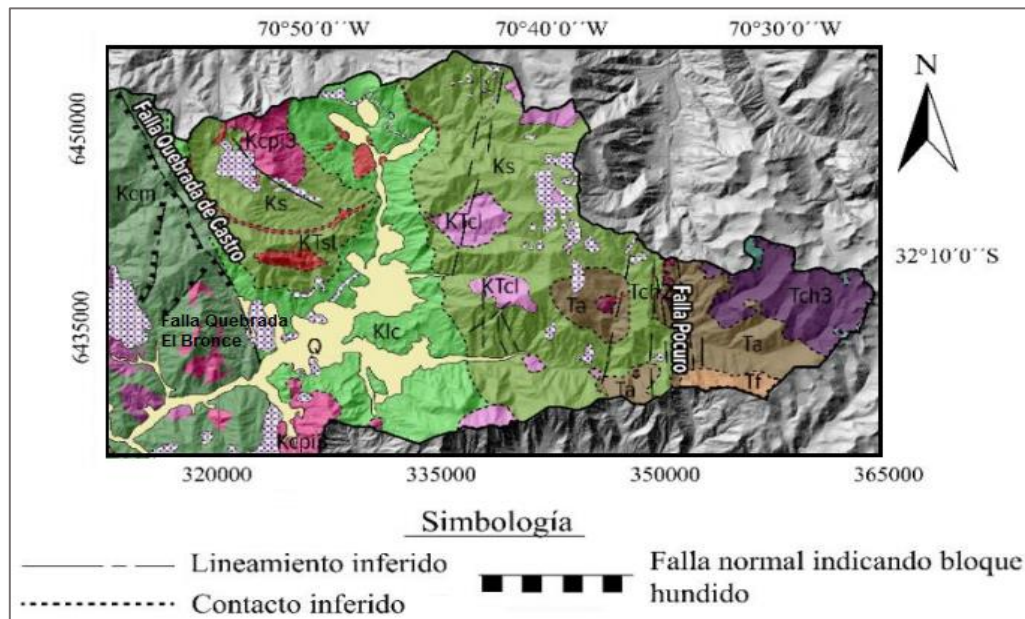


Figura 5.21 – Sistema de fallas estructurales en el sector centro y alto de la cuenca del Río Petorca (Fuente:[58])

En atención a la figura 5.21, se establece que no existen fallas estructurales en la zona de emplazamiento de la presa.

Sobre la base de la literatura existente que puede concluir que, el contacto inferido más cercano se encuentra aproximadamente a 522 [m] de profundidad y correspondiente a las unidades estratigráficas Hierro Viejo – Pedernal y Morro Hediondo. Por la profundidad de este contacto, el mismo no genera ningún tipo de influencia sobre la presa proyectada.

## 5.9. Estabilidad de taludes

Este análisis no será realizado por los interesados en la obra a ser construida, primero por su complejidad y segundo, porque los interesados no poseen los medios técnicos y teóricos para realizar un análisis de esta naturaleza. Por este motivo, es que en el capítulo anterior se recomiendan pendientes máximas para los taludes de la presa, así como anchos mínimos para el coronamiento. Paralelamente en la parte hidrológica e hidráulica, se hacen recomendaciones que podrían ser generalizadas para las alturas necesarias que debe cumplir la presa en función de las variables hidrológicas e hidráulicas.

Para justificar esto, en el ejemplo de este trabajo de título, se realiza un análisis de estabilidad de taludes que permitirá justificar las pendientes antes propuestas. Junto a ello, se han adoptado las siguientes propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas, para los materiales que constituirán la base de la presa y el cuerpo de la misma. Las propiedades de la roca quedan definidas en la tabla 5.22, y para las propiedades de los suelos (tanto de los cimientos como del cuerpo de la presa) solo se cuenta con información generalizada, por lo que se asignarán las propiedades fijadas en la tabla 5.23.

Tabla 5.22 – Propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de las Andesitas

Propiedad	Unidades	A[48]	B[60]	C[61]
Peso unitario ( $\gamma$ )	KN/m <sup>3</sup>	21,57 – 23,05	-	27,36 – 27,67
Cohesión (C)	Mpa	20 - 30	22 - 29	20 - 26
Permeabilidad (k)	m/s	10 <sup>-7</sup> - 10 <sup>-12</sup>	-	-
Angulo de fricción ( $\Phi$ )	°	40 - 45	35,5 - 46	35 - 41

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.23 – Propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de los materiales de empréstito

Propiedad	Unidades	Deposito aluvial	Deposito coluvial	Material compactado
Peso unitario ( $\gamma$ )	KN/m <sup>3</sup>	18	17,5	20
Cohesión (C)	Kpa	50	25	75
Permeabilidad (k)	m/s	10 <sup>-2</sup> - 10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-2</sup> - 10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-7</sup>
Angulo de fricción ( $\Phi$ )	°	37,5	37,5	37,5

Fuente: Elaboración propia

### 5.9.1. Análisis de estabilidad realizados

En un proyecto de este tipo normalmente se realizan diferentes análisis de estabilidad tanto para los taludes naturales como para los taludes de la presa misma, considerando las siguientes variables aleatorias:

- Propiedades físicas y mecánicas de los materiales.
- Grado de saturación.
- La presencia de un nivel freático o una red de flujo.
- Posible solicitaciones sísmicas y probables dificultades durante la construcción.

En el caso que se propone de presas no mayores de los 15 metros destinadas a proporcionar una reserva de agua de riego para las zonas deprimidas, se parte del supuesto de que existirá una colaboración efectiva y desinteresada de parte de las autoridades locales y de las instituciones como el SERNAGEOMIN y la DGA.

En consecuencia, si los interesados en construir la pequeña presa reciben el apoyo de las autoridades y de las instituciones, su único deber será seguir las recomendaciones que se darán en el capítulo siguiente para la construcción de la presa.

En esta sección se presentará un análisis de estabilidad de las laderas y un análisis de la estabilidad de la presa misma asumiendo lo siguiente:

- a) Que la zona de emplazamiento ha sido evaluada geotécnicamente por el SERNAGEOMIN.
- b) Que los técnicos del SERNAGEOMIN han recomendado lugares de empréstito.
- c) Que la DGA ha colaborado en la determinación de las variables hidráulicas e hidrológicas y con ellas de la altura máxima de la presa.

Para mostrar la importancia de estos análisis, se presentan a continuación aquellos que se realizaron para el caso en concreto, que permitió elaborar la guía en base a conocimientos relativamente simples.

#### 5.9.1.1. Laderas o flancos del valle

La evaluación de la estabilidad de las laderas naturales es importante, ya que un deslizamiento de las mismas podría restringir el volumen de almacenamiento, o crear una falla catastrófica de la obra.

A continuación, se señalan los pasos a seguir para determinar la estabilidad de las laderas:

- a) Creación del perfil transversal de la quebrada (en el ejemplo, la Quebrada “Los Azules”), mediante estratigrafía y el perfil topográfico del sector sobre el eje de la presa (ver figura 5.22).

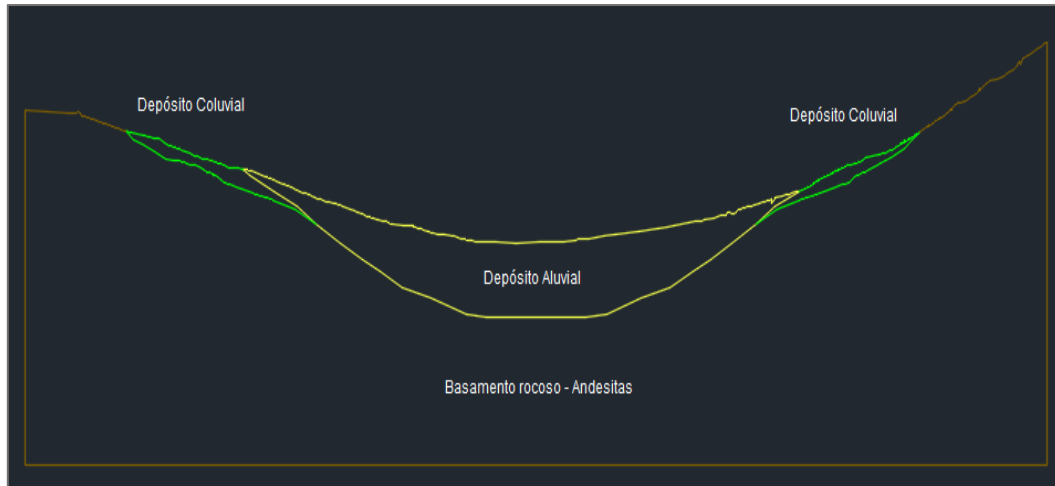


Figura 5.22 – Perfil transversal de la quebrada Los Azules en zona de emplazamiento de la presa (Fuente: Civil 3D)

- b) Definir la presencia (o ausencia) de un nivel freático en ambos flancos.
- c) Definir el método de análisis (en el ejemplo, el método de Morgenstern-Price)
- d) Definir la forma como se buscará la potencial de falla (en el ejemplo, a lo largo de todo el flanco).
- e) Definir el coeficiente de aceleración sísmica para realizar un análisis pseudo-estático.
- f) Cargar al programa las propiedades que se utilizarán para los materiales (físicas, mecánicas e hidráulicas).
- g) Hacer correr el programa (en el caso del ejemplo, el programa Slide 2018).

Siguiendo la metodología anterior, se trazaron las secciones de cálculo para el flanco derecho y flanco izquierdo del sitio de emplazamiento de la presa, como se presentan en las figuras 5.23 y 5.24.

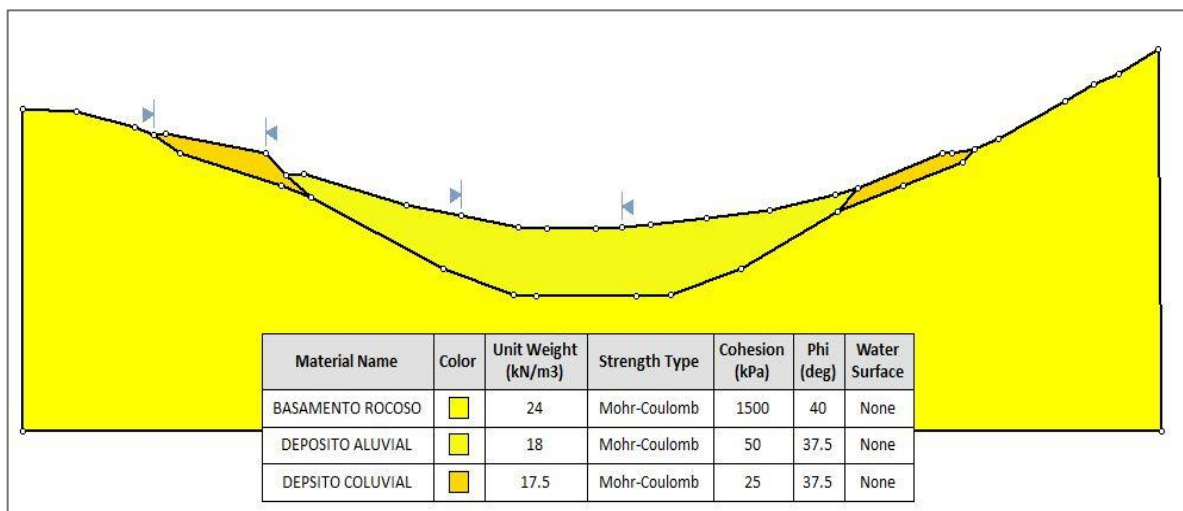


Figura 5.23 – Sección de cálculo correspondiente al flanco derecho (Fuente: Slide 2018)

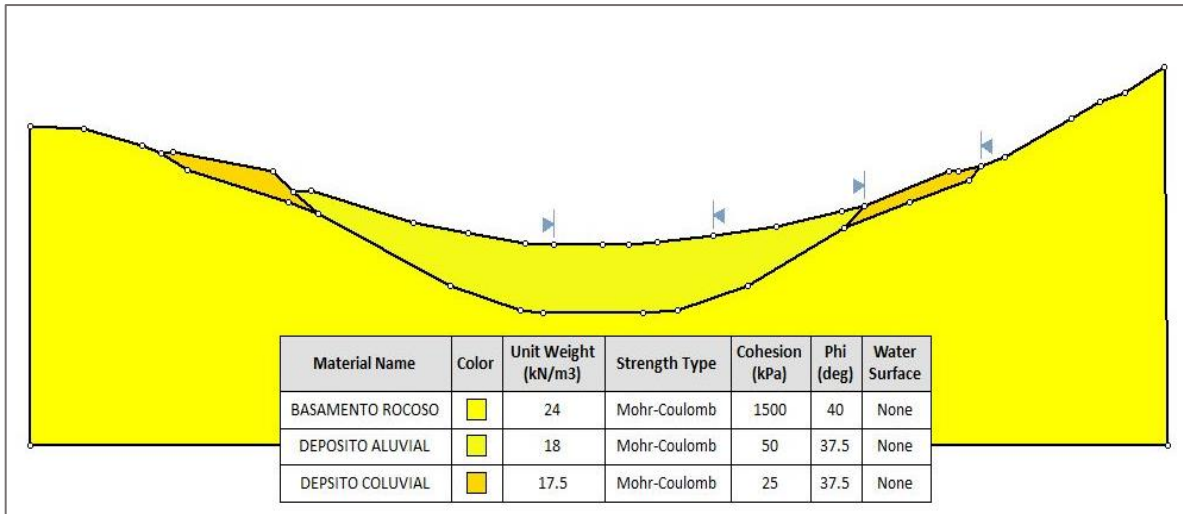


Figura 5.24 – Sección de cálculo correspondiente al flanco izquierdo (Fuente: Slide 2018)

Con las dos secciones de cálculo anteriores, se realizó un análisis de estabilidad de taludes probabilístico para obtener la condición más desfavorable de estabilidad para ambos flancos. Los resultados obtenidos se presentan en la figura 5.25 y 5.26.

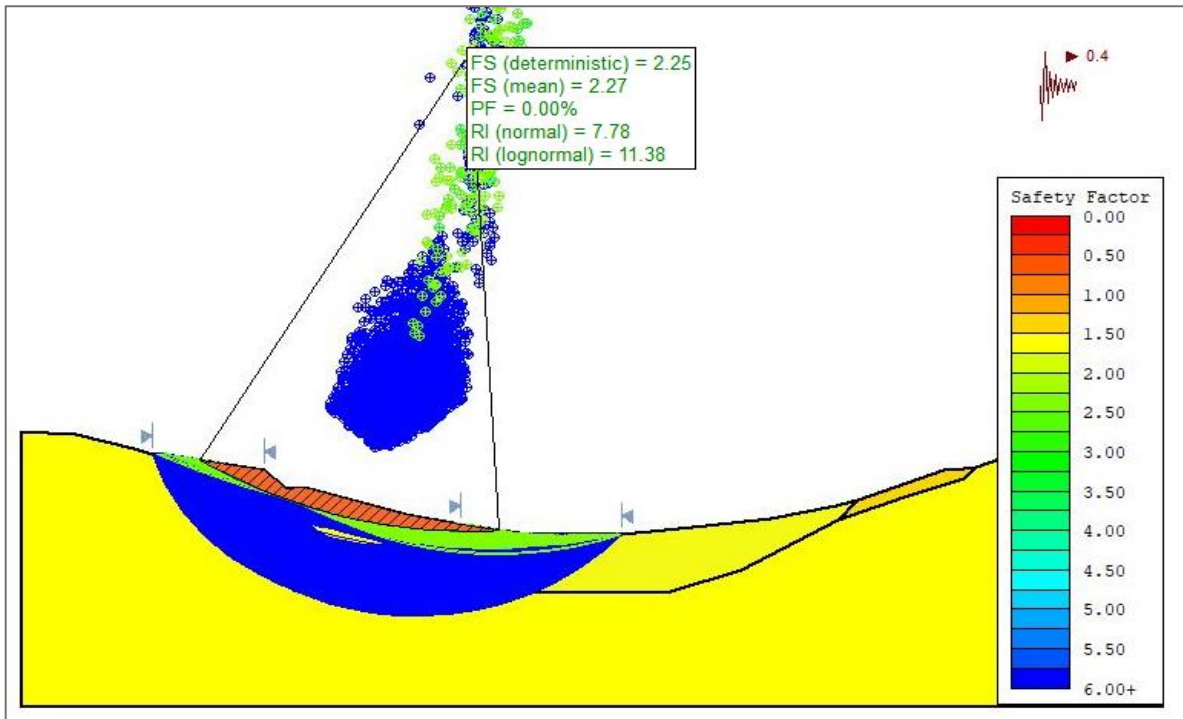


Figura 5.25 – Factor de seguridad mínimo correspondiente al franco derecho (Fuente: Slide 2018)

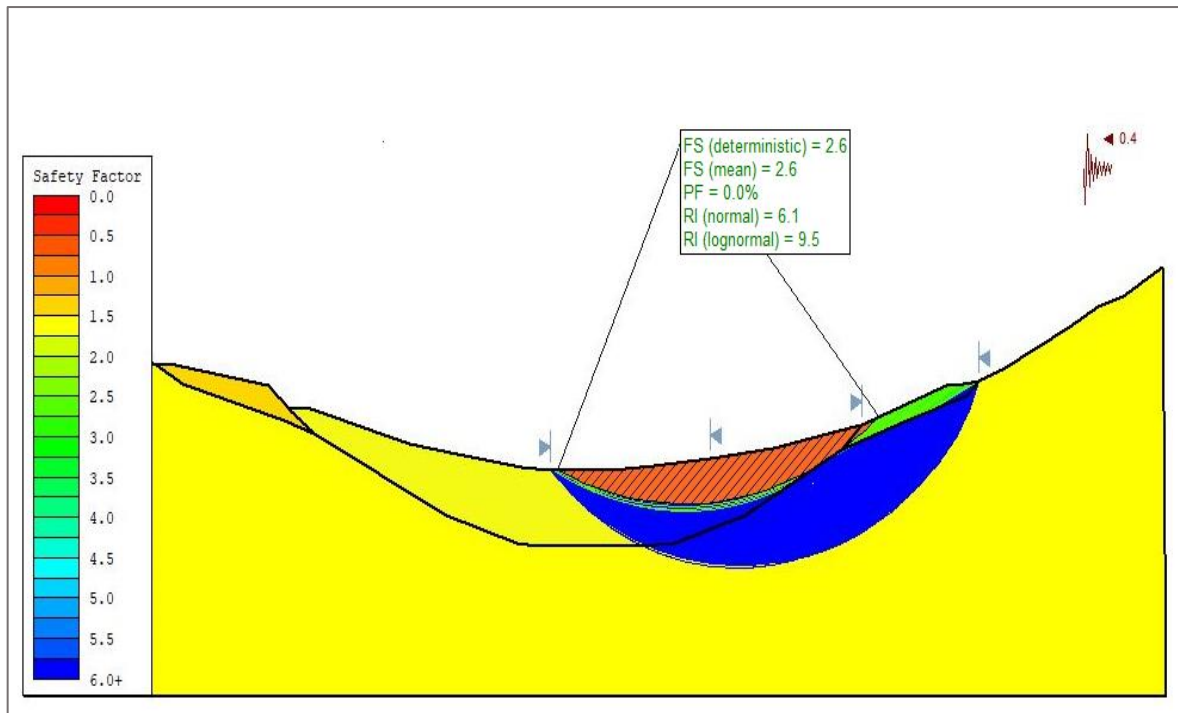


Figura 5.26 – Factor de seguridad mínimo correspondiente al franco derecho (Fuente: Slide 2018)

Los resultados indican que ambos flancos presentan una estabilidad muy alta y una probabilidad de falla nula. Los factores de seguridad de 2,27 para el flanco derecho y 2,6 para el flanco izquierdo, son mucho mayores que el mínimo exigido para este tipo de análisis que alcanza a 1,20, lo que indica que el lugar de emplazamiento ha sido bien elegido.

#### 5.9.1.2. Análisis de estabilidad de la presa.

Para realizar el análisis de estabilidad de la presa, se recurre a una sección longitudinal a lo largo de la quebrada de aproximadamente el largo del embalse (aguas arriba) y por lo menos dos veces el ancho de la base de la presa aguas abajo como se puede ver en la figura 5.27, donde se muestra la litología del sector y los componentes del embalse.

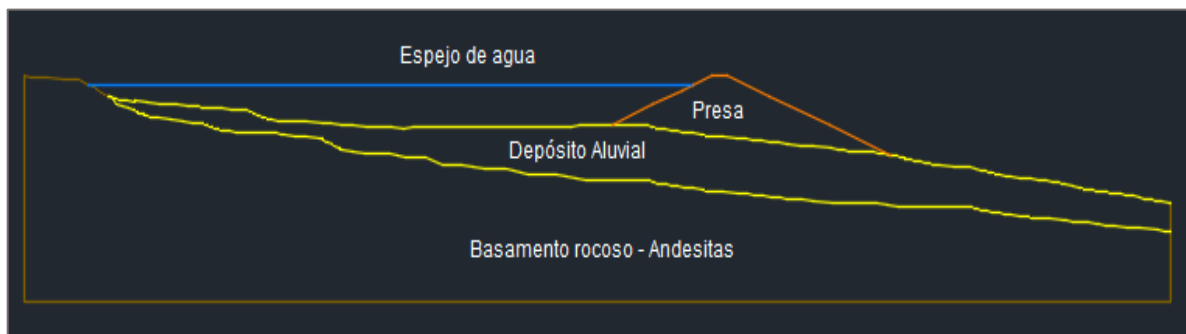


Figura 5.27 – Perfil longitudinal de la presa y el vaso acumulador lleno (Fuente: Civil 3D)

Utilizando esta figura e incorporando las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de los materiales se elabora la sección de cálculo (como se presenta en la figura 5.28), donde la línea de saturación se ha determinado aproximadamente utilizando el método de Casagrande (determinación grafica manual).

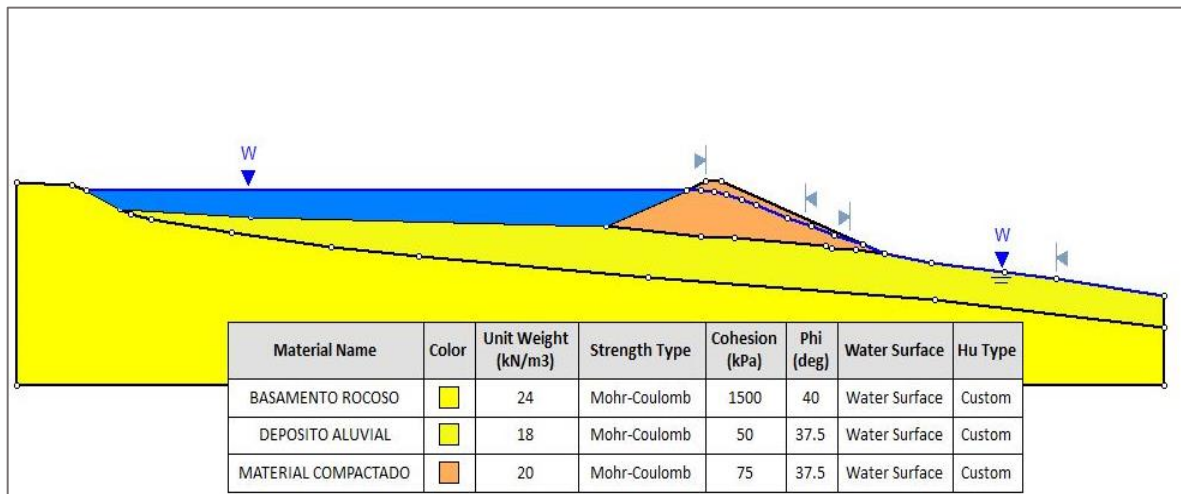


Figura 5.28 – Sección de cálculo ante la estabilidad de la presa (Fuente: Slide 2018)

Con esta sección de cálculo y las propiedades de los suelos se cargó nuevamente el programa y se obtuvieron los resultados que se presentan en la figura 5.29.

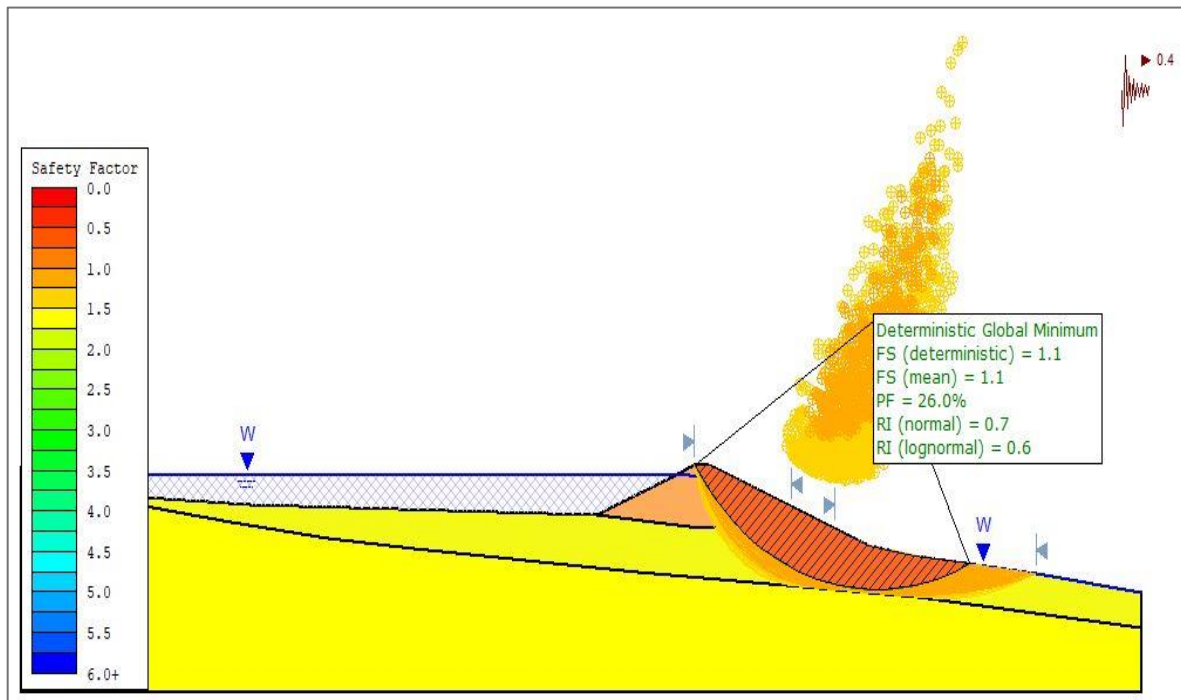


Figura 5.29 – Factor de seguridad mínimo correspondiente al talud más desfavorable (Fuente: Slide 2018)

Analizando los resultados obtenidos, se encuentra que el factor de seguridad para el talud aguas abajo alcanza un valor de 1,1 bajo solicitaciones sísmicas, y una probabilidad de falla de 26%, valores que son aceptables para una estructura de este tipo y de esta magnitud.

Cabe destacar que a pesar de que este ejemplo está ubicado en la zona sísmica 2 (Figura C.6 – ANEXO C), se ha utilizado para el análisis pseudo-estático un coeficiente de aceleración horizontal igual a 0,4 veces la gravedad y no el valor recomendado para esta zona de 0,3 veces la gravedad. Esta decisión está basada en el hecho de que los trabajos de construcción no contarán con un control de calidad estricto, posiblemente la compactación de los materiales se realice utilizando animales de carga o métodos manuales. Por último, los interesados de la construcción y ejecutores de la misma, no tendrán conocimientos de ingeniería ni siquiera básica.

Los resultados que se presentan corresponden solo al talud aguas abajo porque el talud aguas arriba estará confinado por el espejo de agua y es muy poco probable (casi improbable) que se produzca un vaciado rápido de la presa, que sería la condición más desfavorable para el talud aguas arriba.

#### 5.9.1.3. Conclusiones preliminares

Los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de taludes, indican que en la sección transversal propuesta para las presas que se pudieran construir bajo las directrices de este trabajo, es la más adecuada ya que presenta una estabilidad buena, aun bajo condiciones de saturación y flujo permanente de agua, combinado con una sollicitación sísmica extrema. Entonces, la elección de las pendientes máximas para los taludes aguas arriba y aguas abajo, se puede decir que están más que justificadas.

## 5.10. Diseño final

### 5.10.1. Geometría de la presa

Longitud de coronamiento = 176,4 [m]  
Ancho de coronamiento = 5,0 [m]  
Altura total de la presa = 13,0 [m]  
Base máxima de la presa = 92,57 [m]  
Taludes = 2½:1 (H:V)

### 5.10.2. Volumen total de la presa

El volumen base para el material de préstamo correspondiente al cuerpo de la presa, es:

Control de volúmenes = 76.888,03 [m<sup>3</sup>]  
Línea de muestreo = 76878,07 [m<sup>3</sup>]

Volumen final = 76.884 [m<sup>3</sup>]

### 5.10.3. Elevaciones físicas finales

Z = 1137,0 [m.s.n.m.]  
N.A.min = 1139,2 [m.s.n.m.]  
N.A.N = 1147,5 [m.s.n.m.]  
N.A.M.E = 1149,0 [m.s.n.m.]  
Zc = 1150,0 [m.s.n.m.]

A continuación, las figura 5.30, 5.31 y 5.32 muestran el detallamiento de la presa para el ejemplo modelado por medio del software de diseño Civil 3D.

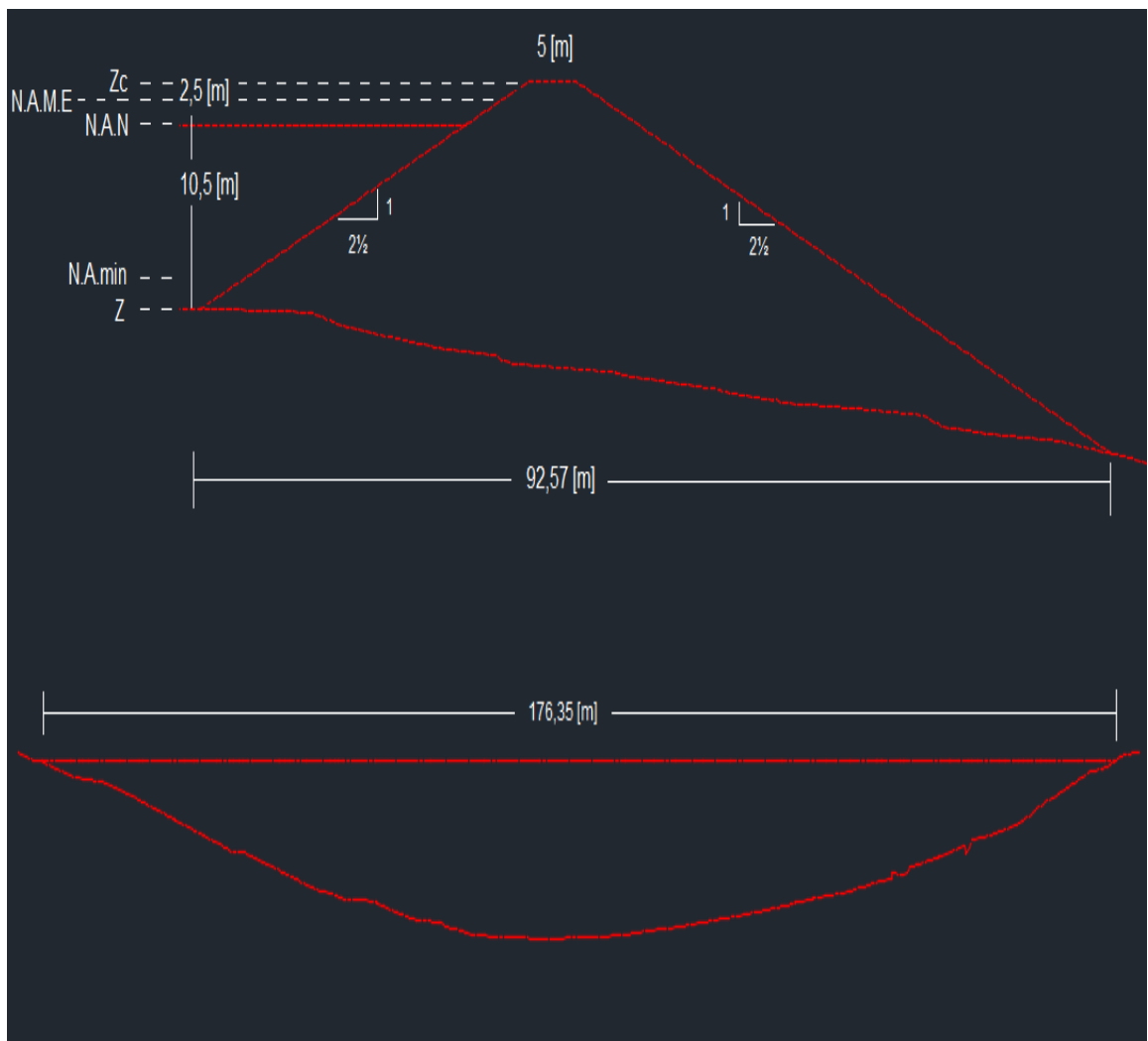


Figura 5.30 – Eje transversal y longitudinal de la presa (Fuente: Civil 3D)

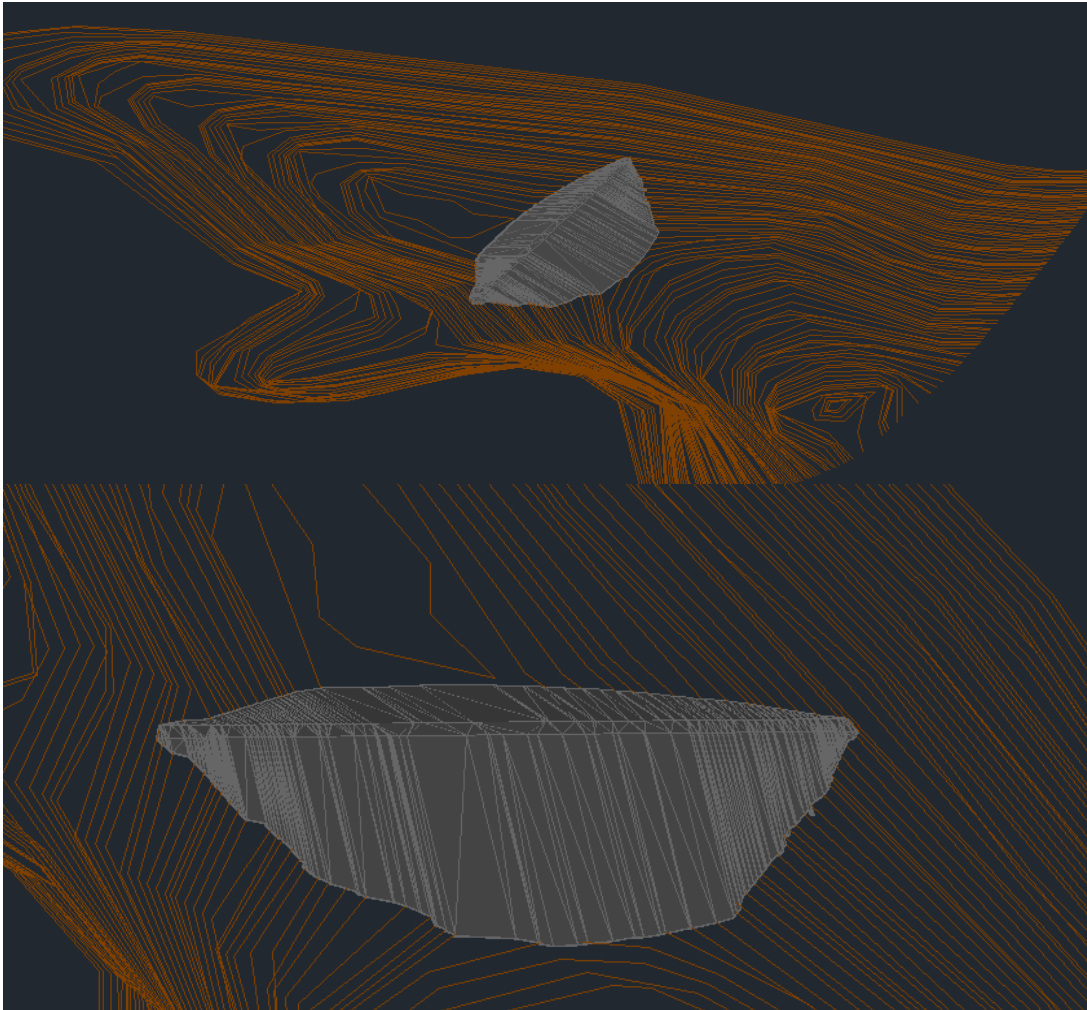


Figura 5.31 – Modelación de la presa para determinar su volumen (Fuente: Civil 3D)

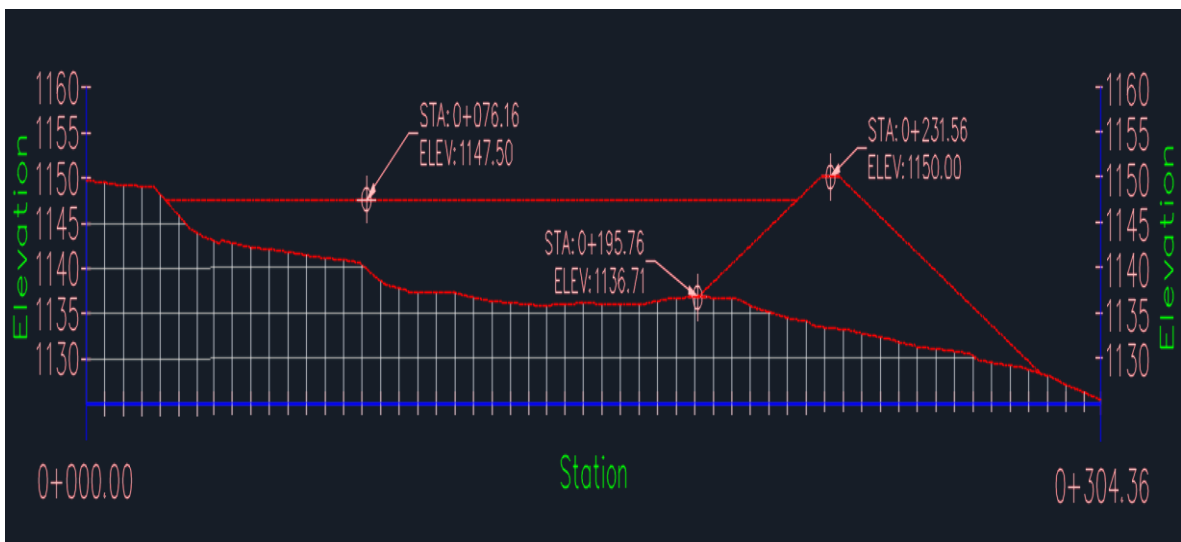


Figura 5.32 – Eje longitudinal del embalse (Fuente: Civil 3D)

## CAPÍTULO 6

# GUÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PRESA PEQUEÑA DE TIERRA

A continuación, se darán los pasos a seguir para la construcción de una presa pequeña de tierra a bajo costo.

### 6.1. Selección de sitio de emplazamiento

- i. La elección del sitio de emplazamiento de la presa se deberá realizar de tal manera que la conducción del agua sea sencilla y fácil para el usuario. Buscando una quebrada estrecha con flancos (laderas) empinados donde se pueda almacenar la cantidad necesaria de agua.
- ii. La ubicación de la presa debe ser tal que se pueda satisfacer la demanda de todos con el volumen de agua almacenada.
- iii. Buscar también la ubicación de manera tal que se puedan encontrar empréstitos de materiales adecuados en las cercanías de la obra.
- iv. En lo posible ubicar la presa donde los canales de conducción a las zonas de riego sean fáciles de construir sin necesitar técnicas de excavación especiales (tronaduras o uso de compresores y martillos neumáticos).

### 6.2. Aspectos topográficos, geológico – geotécnicos e hidrológicos

- i. Considerando que esta información requiere de una tecnología no accesible para los usuarios del agua, se deberá recurrir a las autoridades locales para que con su apoyo se obtenga información de las siguientes instituciones:
  - Instituto Geográfico Militar (IGM): Topografía.
  - Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN): Información geológica-geotécnica y evaluación de riesgos y materiales térreos.
  - Dirección General de Aguas (DGA): Información hidrológica y análisis de las condiciones hidrológicas del proyecto.
- ii. Además, las autoridades locales deberán prestar apoyo técnico y legal a través de sus profesionales

### 6.3. Aspectos constructivos

- i. Se tiene que tener definida la altura de la presa para poder hacer el replanteo de la estructura considerando el ancho del coronamiento y las pendientes de los taludes, para lo cual se deberá solicitar apoyo a los topógrafos de la autoridad local.
- ii. La altura de la presa no podrá ser, en ningún caso, superior a 15.00 metros.
- iii. Las pendientes máximas de los taludes no deben ser superiores a 2,5:1, considerando 2,5 unidades en horizontal y 1 unidad en vertical.
- iv. El ancho del coronamiento no deberá ser menor a:
  - 2,50 metros, si la altura de la presa es menor o igual a 8.00 metros.
  - De 3.00 a 5.00 metros, si la altura de la presa se encuentra entre 8.00 y 15.00 metros.
- v. Los empréstitos se elegirán de tal manera que las gravas a ser usadas tengan contenido importante de arcillas en lo que podrán colaborar los especialistas del Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN) durante la preparación de los antecedentes geológico-geotécnicos.
- vi. La compactación de la presa se realizará de la siguiente manera:
  - Se transportará el material de empréstito al sitio de construcción y se eliminarán manualmente las partículas (piedras) de más de 8 centímetros de tamaño a través de una selección visual.
  - Se añadirá agua y se mezclará todo como se mezcla manualmente el concreto.
  - Verificar manualmente si no hay exceso de agua de la siguiente manera:
    - Tomando un puñado de material y cerrando el puño firmemente,
    - Abrir la mano y observar si el material no tiene la apariencia de pasta; se debe ver como un conjunto de partículas (piedritas) húmedas pero firme; si es una pasta se deberá agregar material seco y repetir las operaciones.
    - Se esparcirá el material formando una capa en todo el ancho de la base de la presa de no más de 15 centímetros lo más rápido posible para evitar la pérdida de agua.
    - Proceder a la compactación de los materiales hasta alcanzar una compacidad adecuada que se puede verificar aproximadamente de la siguiente manera:
      - Tomar una picota normal con mango; pero nueva; como si se fuera a excavar levantarla hasta la altura de la cabeza.
      - Dejar caer la picota sin impulsarla y medir la penetración de la punta en el material compactado.
      - Si se golpea una piedra repetir la operación sin medir nada.
      - Si la penetración es igual o menor a 1 centímetro, entonces se ha compactado bien y se puede colocar la siguiente capa repitiendo todos los pasos anteriores.

- Si la penetración es mayor a un centímetro, seguir compactando hasta alcanzar una penetración aceptable
- Las capas deberán alcanzar a cubrir totalmente el ancho correspondiente, no se podrán dejar gradas entre capas.
- En caso de lluvia se deberá proteger el material compactado con lámina de plástico.
- El material compactado no debe sufrir desecado hasta terminar toda la estructura, cuando se interrumpa el proceso de compactación por más de dos días se deberá hacer un riego ligero de la superficie seca y raspar con la punta de la picota antes de colocar una nueva capa.
- La compactación será manual o animal, es decir, se podrían utilizar los siguientes métodos:
  - Pisones fabricados por los usuarios con un peso mínimo de 25 kilogramos.
  - Apisonado haciendo pasar grupos de cabras, ovejas o acémilas (burros, mulas).
  - Haciendo apisonar con bueyes (el mejor método).
- Una vez alcanzada la altura de la presa se realizará una homogeneización de los taludes mediante una escuadra de madera fabricada con un lado de 1 metros y otro de 2,50 metros, colocando el tercer lado y verificando que el lado más corto quede vertical con un nivel de mano.
- Posteriormente se deberá cubrir la presa en su talud seco (aguas abajo) con césped extraído de las proximidades.

#### 6.4. Permisos

Todos los permisos necesarios deberán ser gestionados por las autoridades locales ante las autoridades del Gobierno Central y proporcionados a los beneficiarios de la obra.

# CAPÍTULO 7

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1. Conclusiones

Los resultados obtenidos en el relevamiento bibliográfico, investigación de la información existente (disponible) en las necesidades de las zonas deprimidas por falta de agua de riego lleva a las siguientes conclusiones:

- i. No existe suficiente información que permita proponer un diseño para una presa pequeña cumpliendo exigencias que existen para este tipo de obra en los países más avanzados, como, por ejemplo:
  - Planos topográficos a escalas grandes (1:100 a 1:500), ni siquiera a escalas medias (1:500 a 1:5000).
  - No existe información detallada sobre la geología de muchos sectores que se podrían beneficiar con este tipo de obra.
  - No existe información hidrológica ni fluviométrica en dichos sectores deprimidos.
- ii. Para que una presa pequeña pueda ser construida sin un control de calidad muy alto y sin la supervisión por parte de un ingeniero, debe ser diseñada de tal manera que permita lo siguiente:
  - Una buena estabilidad bajo condiciones estáticas.
  - Una estabilidad aceptable bajo condiciones sísmicas.
  - Una buena seguridad contra el proceso de erosión interna (por eso se eligieron las gravas arcillosas).
  - Una buena estanqueidad (flujo a través de la presa misma o flujo por debajo de la presa).
- iii. El diseño de este tipo de obra debe considerar que:
  - Los equipos de construcción estarán constituidos, en general, por maquinaria o equipos muy rudimentarios (transporte mediante animales de carga como compactación manual utilizando el paso de animales, unificación de forma manual y sin una dosificación adecuada).
  - El desarrollo de la construcción no siempre será continuo con probabilidad de que la obra permanezca en algunos casos sometida a la acción de las lluvias o a periodos de asoleamiento que generen la desecación del material y la formación de grietas de retracción.
  - El acabo de los taludes y conservación de las pendientes recomendadas deberán ser realizado manualmente.
- iv. A pesar de todo los inconvenientes y limitaciones que puede tener este tipo de obra, el proyecto es técnicamente factible de ser ejecutado si se cuenta con el apoyo de

autoridades locales y la colaboración de dos instituciones muy importantes, como lo son, la Dirección General de Aguas (DGA) y el Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN). En caso contrario, la solución para las zonas deprimidas no podrá ser alcanzada.

## 7.2. Recomendaciones

Las necesidades impuestas por el cambio climático y por el poco o nulo apoyo que muchos agricultores pequeños reciben del gobierno central, se llegan a plantear las siguientes recomendaciones:

- i. Que las autoridades de las localidades pequeñas asociadas a las universidades estatales puedan desarrollar un programa de capacitación y preparación de los agricultores para que estos puedan enfrentar el problema de la falta de agua de riego y en algunos casos, de agua de uso doméstico de forma relativamente sencilla, utilizando los medios técnicos y materiales de que se dispone en esas zonas (burros, yuntas de bueyes, manadas de cabras u ovejas, carretones, entre otras).
- ii. Impulsar estudios de tipo hidrológico, hidráulico y geotécnico recurriendo a memorias de título, creando un banco de información que pueda ser utilizado por las zonas deprimidas para el diseño de estas pequeñas presas.

## ANEXO A

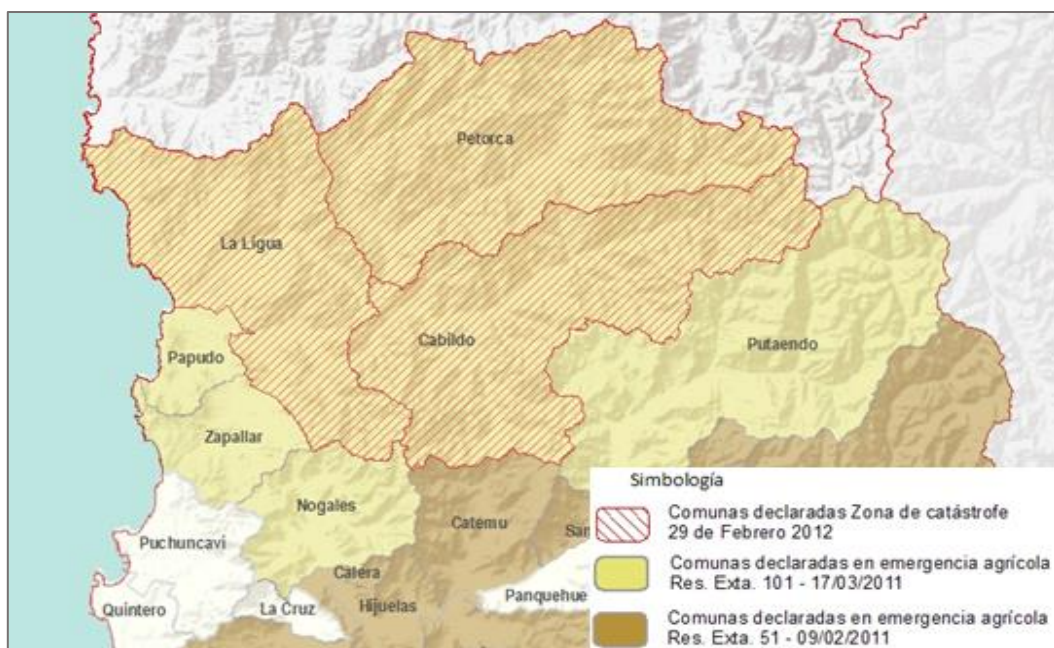


Figura A.1 – Comunas afectadas por la sequía, Provincia de Petorca (Fuente: [2])

Tabla A.1 – División Político Administrativo y Censal

Descripción	Superficie Km <sup>2</sup>
Región de Valparaíso	16.236,0
Provincia de Petorca	4.592,9
Comuna de La Ligua	1.164,5
Comuna de Cabildo	1.456,2
Comuna de Papudo	166,6
Comuna de Petorca	1.516,5
Comuna de Zapallar	289,0

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE), 2019

Tabla A.2 – Inventario público de cuencas hidrográficas - DGA 2019

Cuenca	Área Km <sup>2</sup>	Tipo	Región	% por Región
Costera Quilimarí-Petorca	333,0	Exorreica	V	100
Rio Petorca	1.988,0	Exorreica	V	100
Rio La Ligua	1.980,0	Exorreica	V	100
Costera La Ligua-Aconcagua	851,0	Exorreica	V	100

Fuente: Dirección General de Aguas (DGA), 2019

## ANEXO B

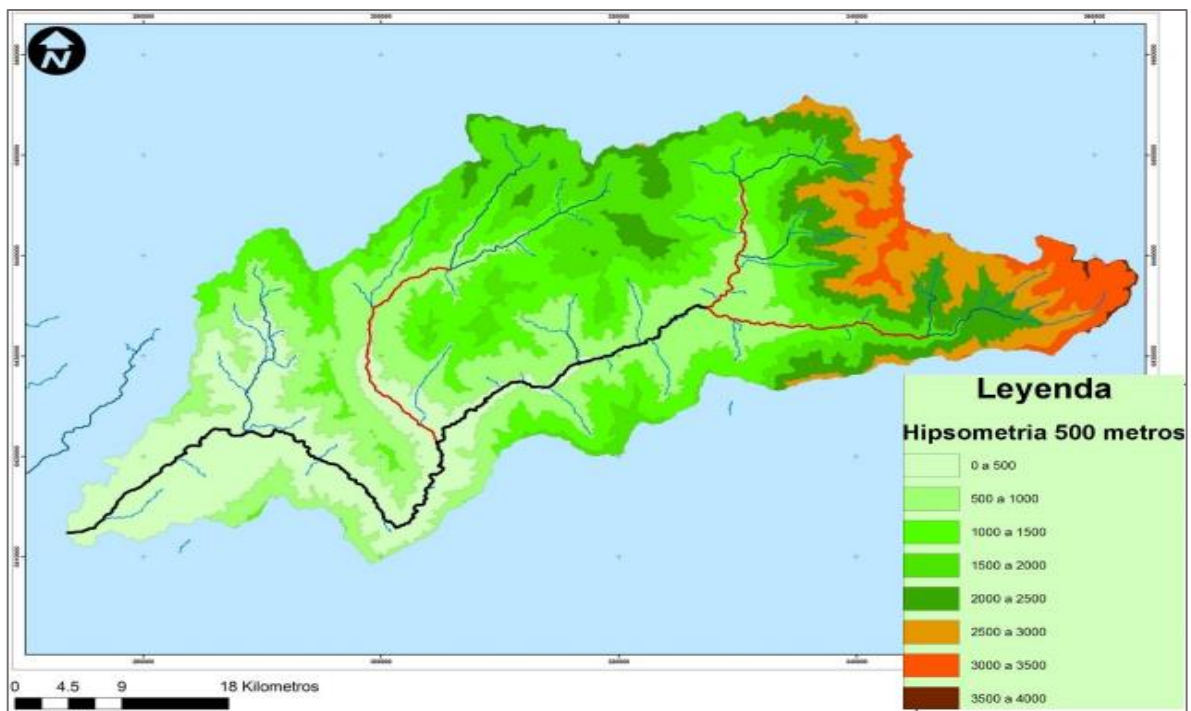
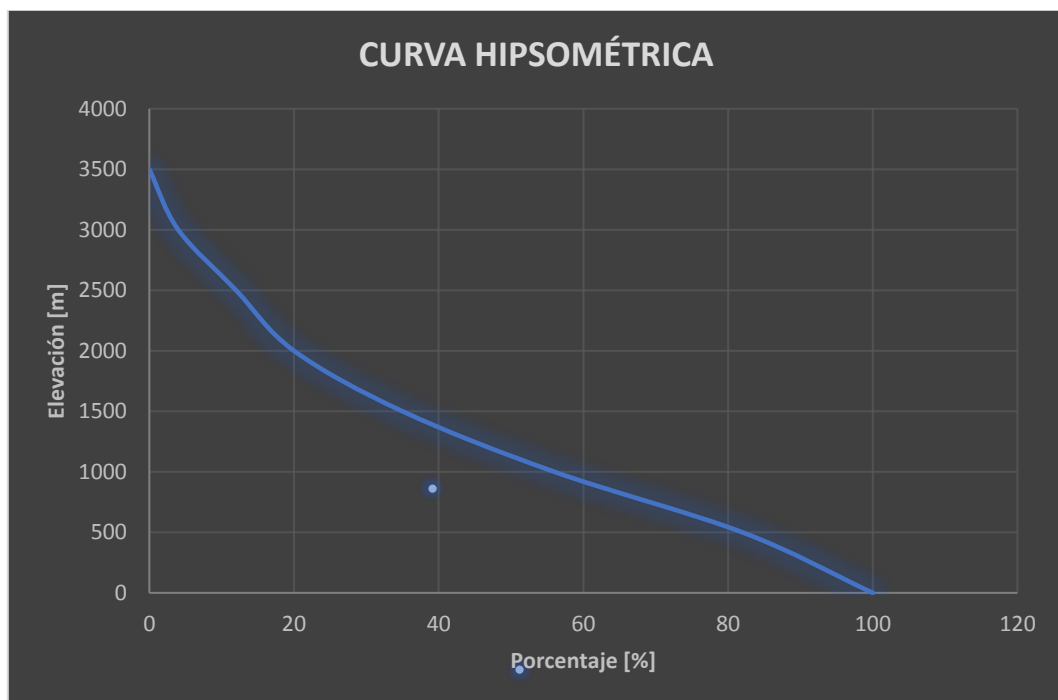


Figura B.1 – Hipsometría de la cuenca del río Petorca (Fuente: [22])



Gráfica B.1 – Curva Hipsométrica de la cuenca del río Petorca (Fuente: [22])

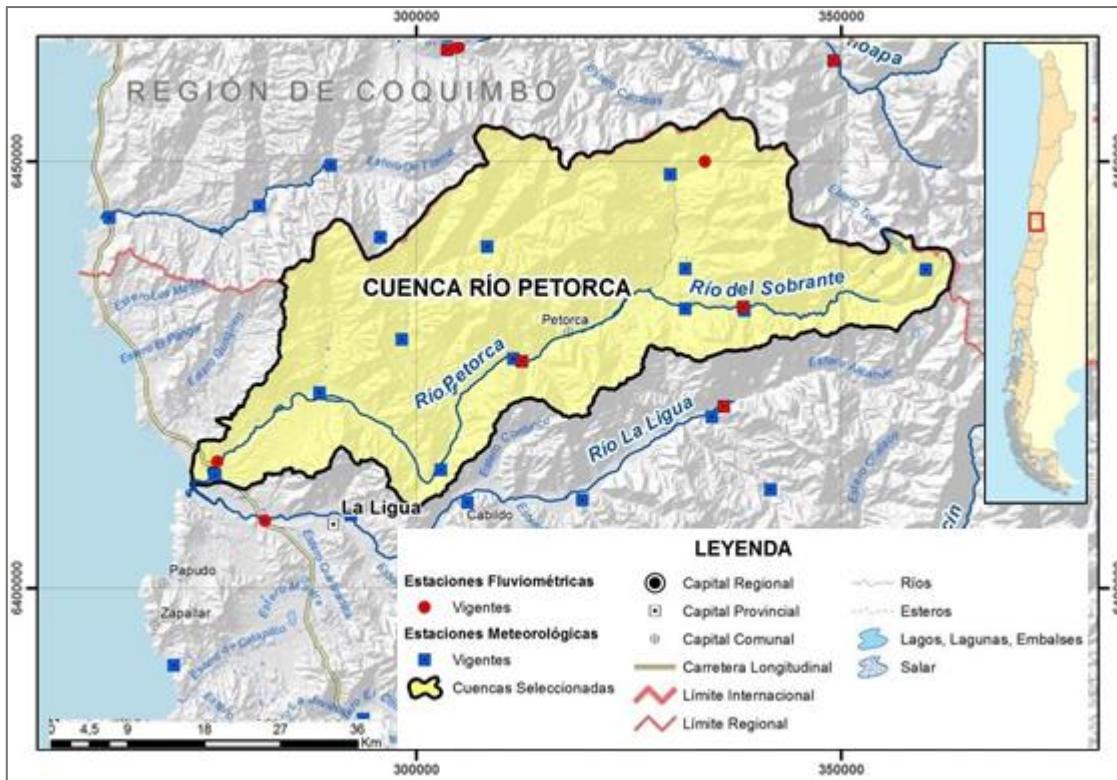
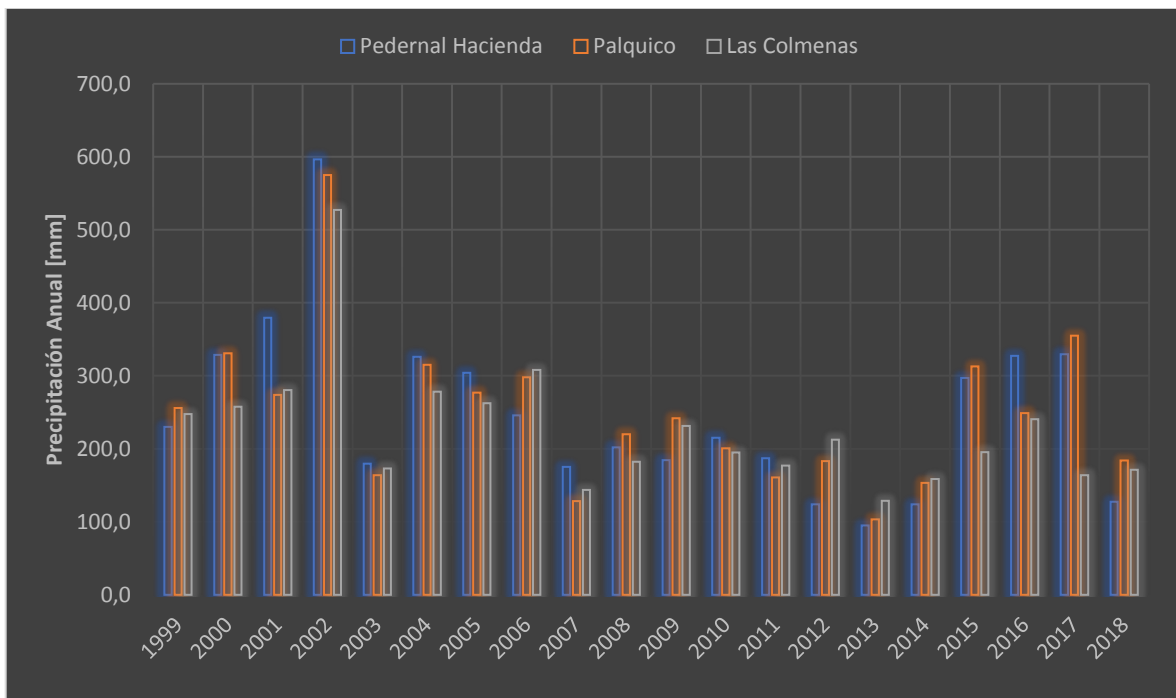
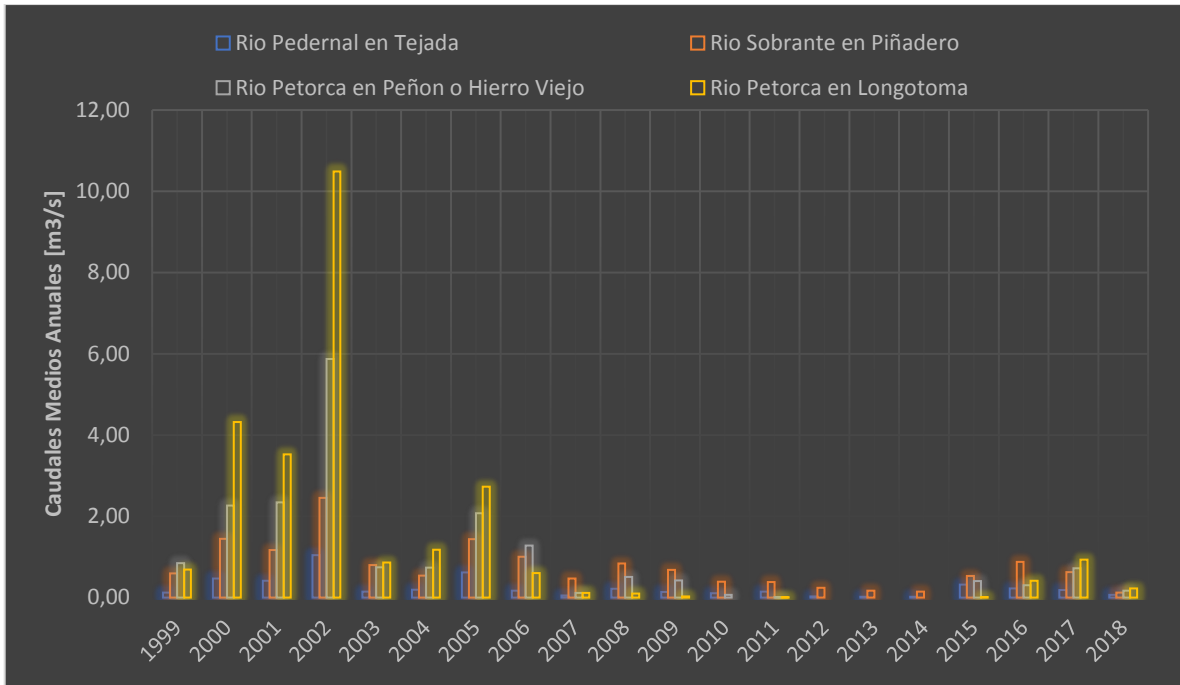


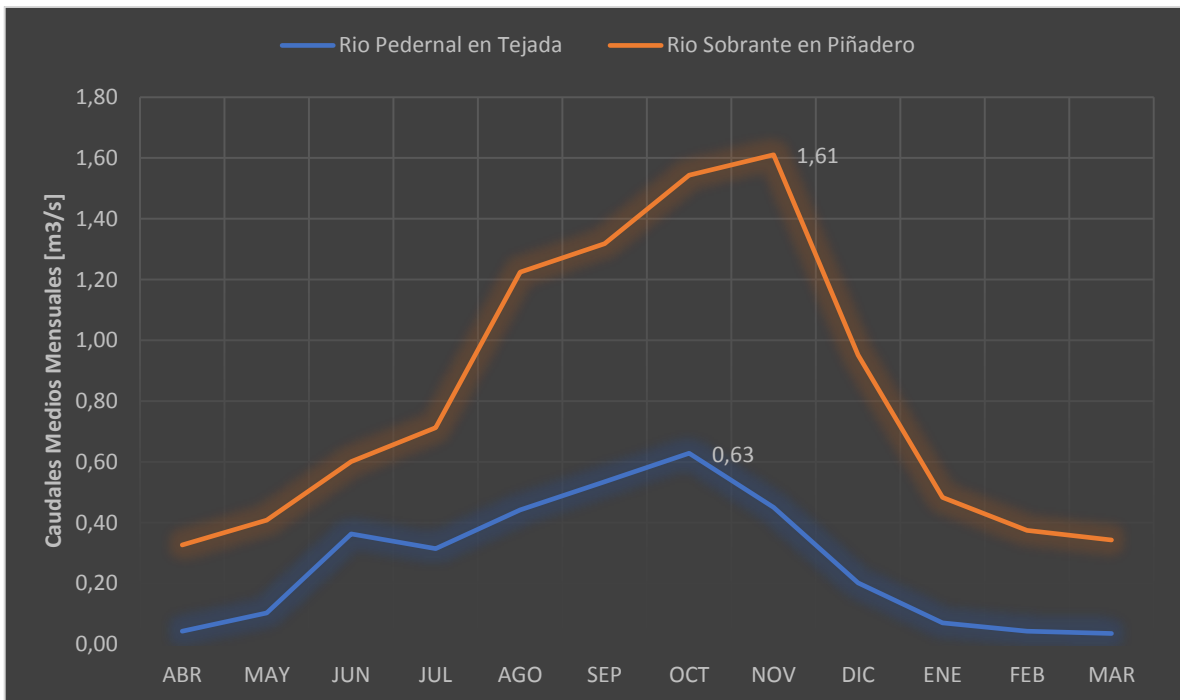
Figura B.2 – Estaciones pluviométricas y fluviométricas en la cuenca del río Petorca (Fuente:[62])



Gráfica B.2 – Precipitaciones anuales de tres estaciones pluviométricas vigentes, período 1999 al 2018 para la cuenca del río Petorca (Fuente: Elaboración propia a partir de la DGA, 2019)



Gráfica B.3 – Caudales medios mensuales de estaciones fluviométricas vigentes, período 1999 al 2018 para la cuenca del río Petorca (Fuente: Elaboración propia a partir de la DGA, 2019)



Gráfica B.4 – Caudales medios mensuales en zona alta período 1989 al 2018 para la cuenca del río Petorca (Fuente: Elaboración propia a partir de la DGA, 2019)

Tabla B.1 – Especies frutales con mayor cultivo en la Provincia de Petorca

COMUNAS	Cabildo	La Ligua	Papudo	Petorca	Zapallar
ESPECIE	SUPERFICIE [Ha]				
Almendro	542,4	50,2	-	33,1	0,5
Arándano Americano	18,4	-	-	13,5	6,9
Cerezo	-	-	-	21,8	-
Chirimoyo	5,3	57,5	-	-	-
Ciruelo Europeo	10,7	-	-	-	-
Granado	3,3	1	-	31,0	3,6
Lima	-	3,2	-	0,1	-
Limonero	389	233,8	-	106,4	28,5
Lúcumo	0,9	21,4	-	-	-
Mandarino	103	19,8	-	152,2	9,1
Naranja	108	23,6	-	30,0	32,0
Nogal	320,2	2,7	0,9	376,4	4,6
Olivo	0,2	255,7	2	20,6	21,1
Palto	2903,9	1097,7	0,6	760,6	44,1
Papayo	-	25,9	-	-	-
Tuna	6,2	11,4	-	24	-
<b>TOTAL</b>	<b>4411,5</b>	<b>1803,9</b>	<b>3,5</b>	<b>1569,7</b>	<b>150,4</b>

Fuente: Elaboración propia a partir del Catastro Frutícola CIREN 2017

Tabla B.2 – Superficie cultivada con especies frutales para la cuenca del río Petorca

Districtos	Superficie [Ha] 1997	Superficie [Ha] 2007	Variación [%]
El Pedernal	7,8	6,7	-14,1
Chalaco	4,6	659,9	14245,7
El Sobrante	13,4	231,8	1629,9
Chincolco	57,7	375,9	551,5
Petorca Oriente	49,7	105,9	113,1
Petorca Poniente	172,9	268,9	55,5
Hierro Viejo	606,1	301,2	-50,3
Pedegua	125,5	434,9	246,5
Las Palmas	204,7	842,2	311,4
CV Longotoma	31,1	250,1	704,2
Trapiche	27,3	47,2	72,9
La engorda	595,4	813,6	36,6
Artificio	144,3	181,1	25,5
<b>TOTAL</b>	<b>2040,5</b>	<b>4519,4</b>	<b>121,5</b>

Fuente: Elaboración propia a partir del INE

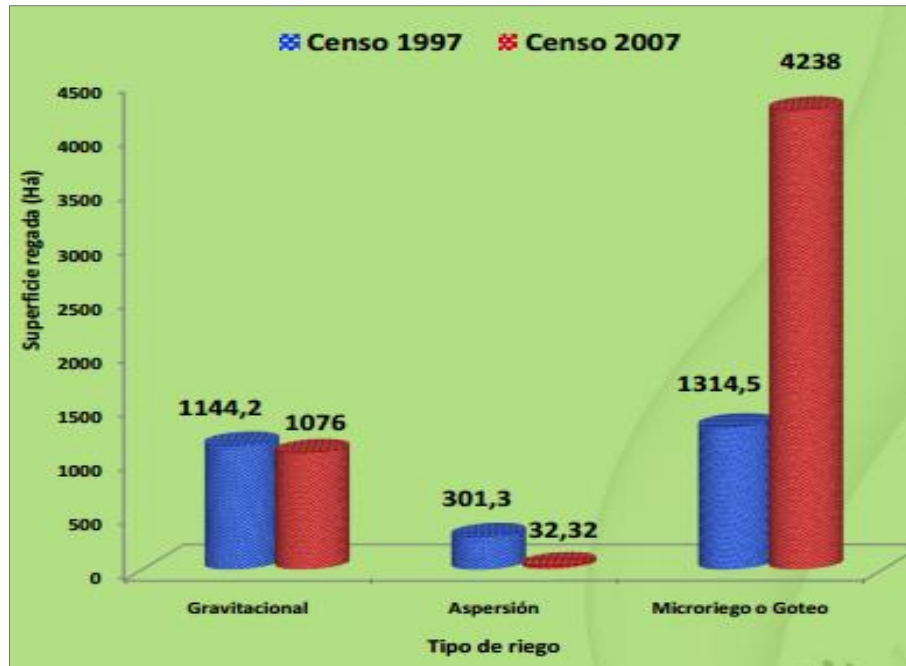


Figura B.3 – Evolución de superficie cultivada por tipo de riego para la cuenca del río Petorca (Fuente: [24])

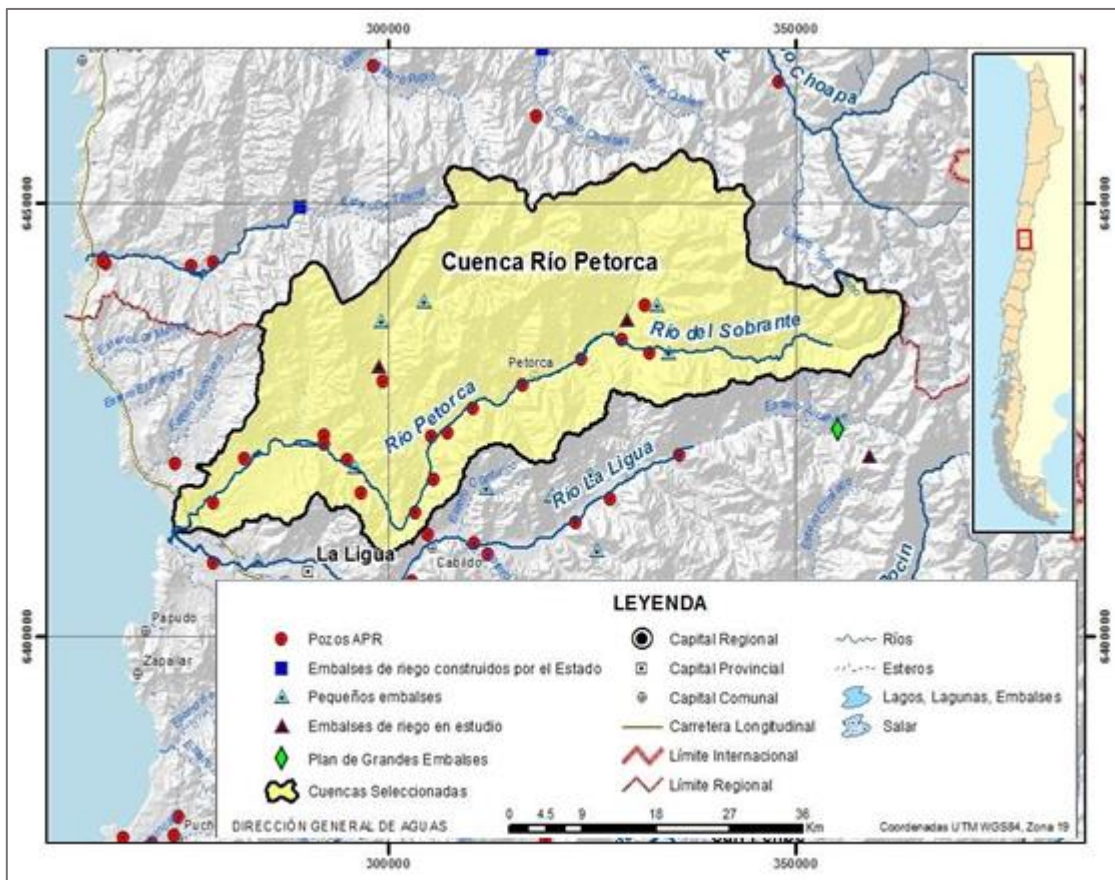


Figura B.4 – Infraestructuras existentes para la cuenca del río Petorca (Fuente:[62])

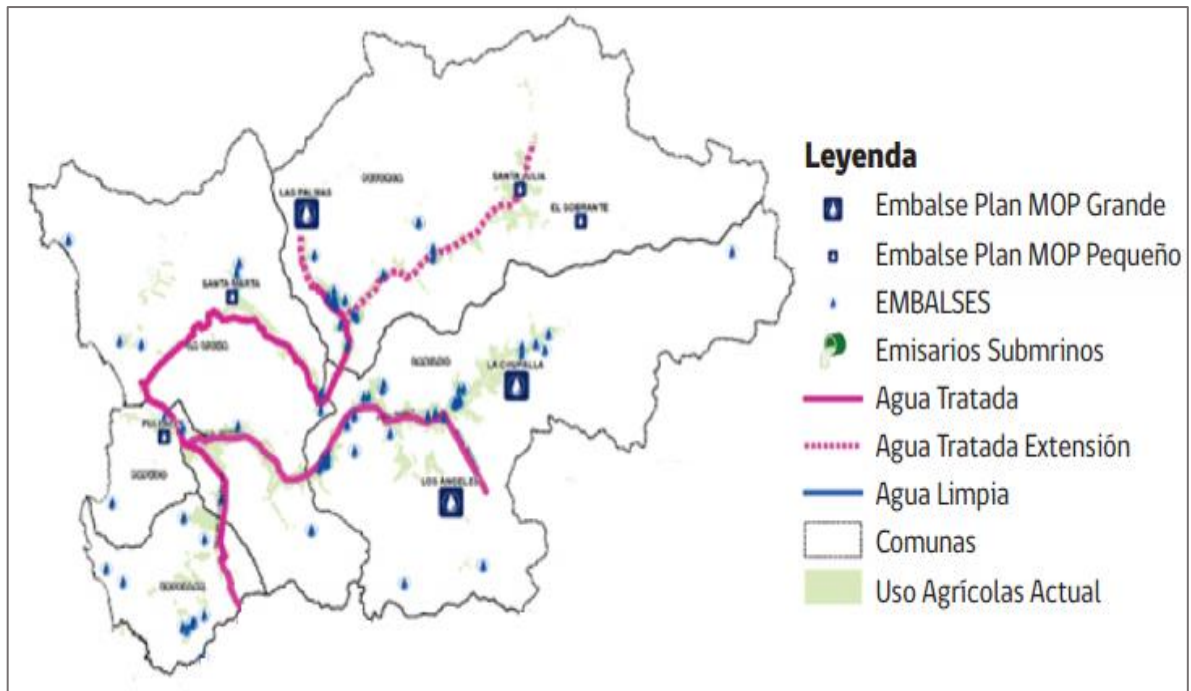


Figura B.5 – Propuesta de infraestructuras de riego para la Provincia de Petorca (Fuente:[25])

## ANEXO C

Latitud (grados)	Peña - Vidal (*) (m.s.n.m)
27,5	2690
28,0	2620
28,5	2550
29,0	2490
29,5	2420
30,0	2350
30,5	2280
31,0	2210
31,5	2150
32,0	2080
32,5	2010
33,0	1940
33,5	1870
34,0	1780
34,5	1640
35,0	1470
35,5	1300
36,0	1150
36,5	1000
37,0	920
37,5	880
38,0	850
38,5	800
39,0	770

VI  
Región  
al  
norte

Area  
Pluvial  
y  
Nival

VII  
Región  
al  
sur

Area  
Nival

Figura C.1 – Línea de nieve promedio (Fuente:[33])

Tabla C.1 – Planilla para cálculo de áreas y volúmenes de almacenamiento

Rango Cota [m.s.n.m.]	Elevación [m.s.n.m.]	Elevación [m]	Área [m <sup>2</sup> ]	Área Acumulada		Volumen Relativo [m <sup>3</sup> ]	Volumen Acumulado [m <sup>3</sup> ]	Volumen Acumulado [Hm <sup>3</sup> ]
				[m <sup>2</sup> ]	[Ha]			

Fuente: Elaboración propia

Tabla C.2 – Coeficientes de frecuencia para zonas homogéneas

ZONA	Duración	Coeficiente de Duración	Coeficiente de Frecuencias					
			T = 2 años	T = 5 años	T = 10 años	T = 20 años	T = 50 años	T = 100 años
Rio Petorca	1 días	1,00	0,55	0,82	1,00	1,18	1,43	1,63
	2 días	1,37	0,51	0,79	1,00	1,21	1,50	1,73
	3 días	1,55	0,49	0,78	1,00	1,23	1,54	1,79

(Fuente:[33])

ESTACION FLUVIOMETRICA	REGION	DURACION (Horas)									
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Embalse La Paloma	IV	0,156	0,266	0,441	0,597	0,667	0,780	0,823	0,866	0,919	1,000
Santiago Qta. Norma	RM	0,161	0,261	0,425	0,556	0,645	0,712	0,774	0,847	0,944	1,000
Rapel	VI	0,147	0,233	0,337	0,465	0,558	0,640	0,709	0,787	0,907	1,000
San Fernando	VI	0,127	0,213	0,346	0,428	0,510	0,587	0,659	0,734	0,830	1,000
Colbún-Colorado	VII	0,123	0,194	0,294	0,407	0,521	0,590	0,680	0,728	0,826	1,000
Chillán	VIII	0,174	0,245	0,365	0,443	0,521	0,608	0,677	0,729	0,891	1,000
Concepción	VIII	0,197	0,307	0,385	0,479	0,569	0,642	0,708	0,778	0,891	1,000
Quilaco	VIII	0,164	0,264	0,390	0,472	0,553	0,621	0,670	0,737	0,877	1,000
Polcura	VIII	0,123	0,193	0,325	0,433	0,524	0,608	0,683	0,741	0,869	1,000
Temuco	IX	0,193	0,317	0,477	0,583	0,657	0,718	0,792	0,826	0,917	1,000
Pullinque	X	0,125	0,205	0,330	0,427	0,497	0,576	0,655	0,711	0,832	1,000
Ensenada	X	0,166	0,233	0,349	0,468	0,543	0,610	0,676	0,735	0,861	1,000
Promedio		0,155	0,244	0,372	0,481	0,564	0,641	0,708	0,768	0,880	1,000

Figura C.2 – Coeficientes de duración para localidades chilenas (Fuente:[33])

N	Nivel de significación $\alpha$							
	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.005	0.002	0.001
1	0.9000	0.9500	0.9750	0.9900	0.9950	0.9975	0.9990	0.9995
2	0.6834	0.7764	0.8419	0.9000	0.9293	0.9500	0.9684	0.9776
3	0.5648	0.6360	0.7076	0.7846	0.8290	0.8643	0.9000	0.9207
4	0.4927	0.5652	0.6239	0.6889	0.7342	0.7764	0.8222	0.8505
5	0.4470	0.5095	0.5633	0.6272	0.6685	0.7054	0.7500	0.7814
6	0.4104	0.4680	0.5193	0.5774	0.6166	0.6529	0.6957	0.7248
7	0.3815	0.4361	0.4834	0.5384	0.5758	0.6098	0.6507	0.6793
8	0.3583	0.4096	0.4543	0.5065	0.5418	0.5743	0.6137	0.6410
9	0.3391	0.3875	0.4300	0.4796	0.5133	0.5444	0.5821	0.6085
10	0.3226	0.3687	0.4093	0.4556	0.4889	0.5187	0.5550	0.5804
11	0.3083	0.3524	0.3912	0.4367	0.4677	0.4954	0.5314	0.5559
12	0.2958	0.3382	0.3754	0.4192	0.4491	0.4767	0.5105	0.5342
13	0.2847	0.3255	0.3614	0.4036	0.4325	0.4592	0.4919	0.5149
14	0.2748	0.3142	0.3489	0.3897	0.4176	0.4435	0.4752	0.4975
15	0.2659	0.3040	0.3375	0.3771	0.4042	0.4293	0.4561	0.4818
16	0.2578	0.2947	0.3273	0.3657	0.3920	0.4164	0.4464	0.4675
17	0.2504	0.2863	0.3180	0.3553	0.3809	0.4046	0.4338	0.4554
18	0.2436	0.2785	0.3094	0.3457	0.3706	0.3938	0.4222	0.4423
19	0.2374	0.2714	0.3014	0.3369	0.3612	0.3838	0.4116	0.4312
20	0.2316	0.2647	0.2941	0.3287	0.3524	0.3745	0.4017	0.4209

Figura C.3 – Valores de  $D_{\alpha}$ , Test de bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov (Fuente: [32])

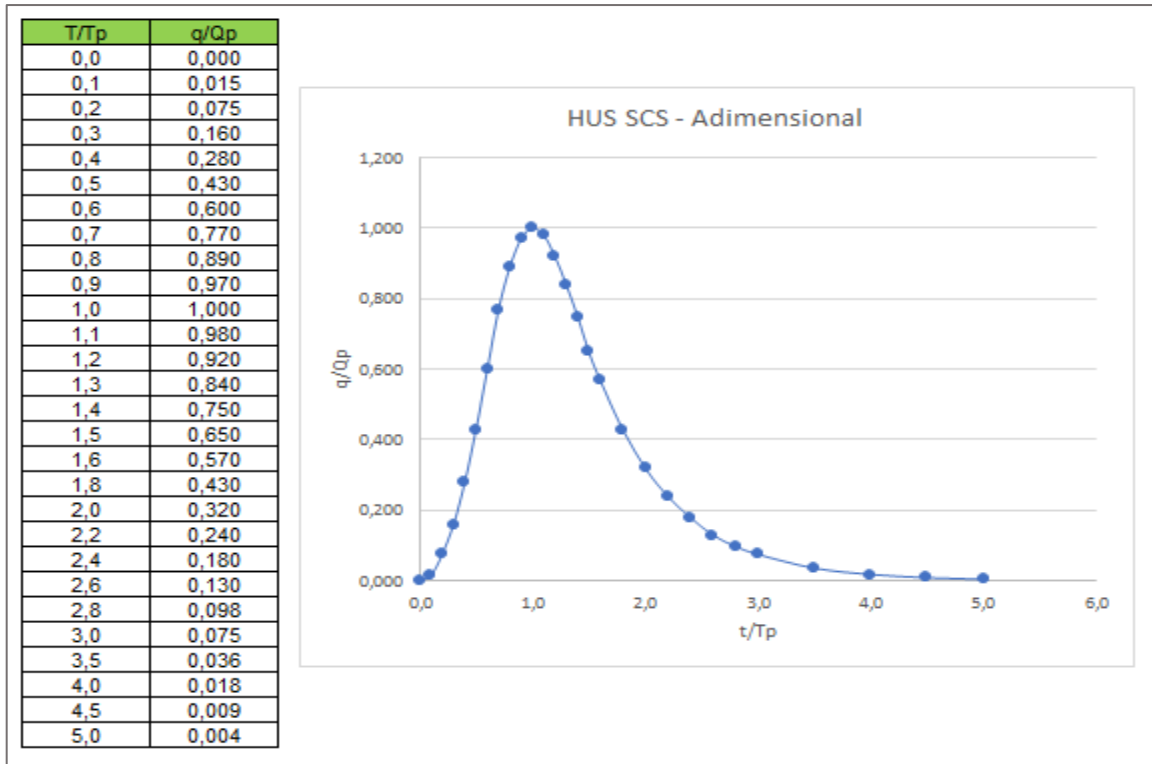


Figura C.4 – Hidrograma unitario adimensional tipo SCS (Fuente:[63])

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
5a.	Algarrobo Cabildo Calera Cartagena Casablanca Catemu Concón El Quisco El Tabo Hijuelas La Cruz La Ligua Limache Llaylay Nogales Olmué Panquehue Papudo Petorca Puchuncaví Putendo Quillota Quilpué Quintero Rinconada San Antonio San Felipe Santa María Santo Domingo Valparaíso Villa Alemana Viña del Mar Zapallar	Calle Larga Los Andes San Esteban	

Figura C.5 – Zonificación sísmica por comunas para la región de Valparaíso (Fuente:[51])

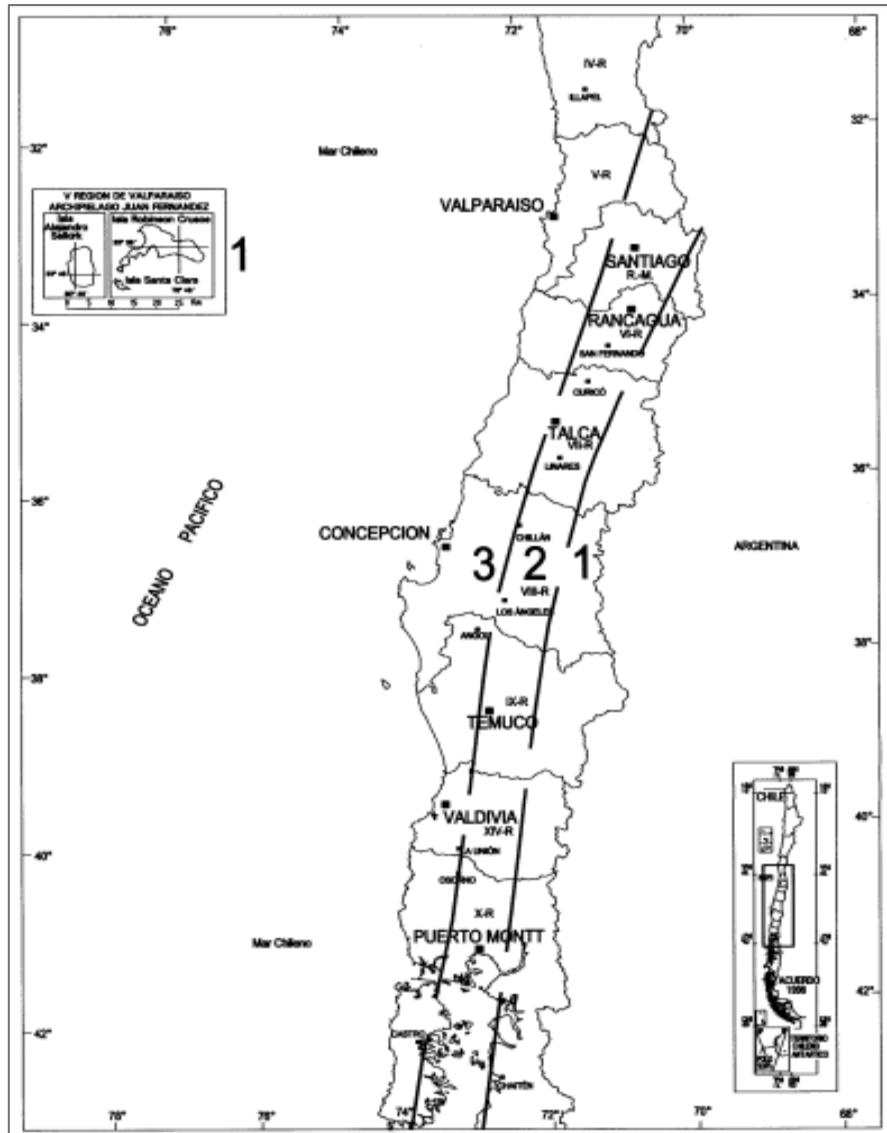


Figura C.6 – Zonificación sísmica de la regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Metropolitana (Fuente:[51])

## ANEXO D

Tabla D.1 – Precipitaciones mensuales, en mm  
Estación Chalaco Hacienda

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1989	0,00	0,00	0,00	6,00	35,00	1,00	83,00	81,00	10,00	0,00	0,00	0,00
1990	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	29,00	29,50	11,00	1,50	0,00	0,00
1991	0,00	0,00	0,00	3,20	25,10	146,90	55,40	7,00	50,00	5,40	0,00	0,00
1992	0,00	0,00	21,00	57,60	68,50	159,50	5,70	47,30	12,00	0,00	6,10	0,00
1993	0,00	0,00	0,00	47,50	73,50	7,30	36,70	32,00	11,00	0,00	0,00	0,00
1994	0,00	0,00	0,00	2,50	11,00	14,00	39,20	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00
1995	19,00	0,00	0,00	6,00	3,00	31,00	23,00	27,00	20,00	0,00	0,00	0,00
1996	0,00	0,00	0,00	18,40	3,00	16,00	116,00	13,00	0,00	5,90	0,00	0,00
1997	0,00	0,00	7,00	0,00	91,30	275,00	38,00	34,50	22,00	58,00	0,00	10,00
1998	0,00	1,00	0,00	15,20	3,00	18,00	0,00	0,00	11,00	0,00	0,00	0,00
1999	0,00	0,00	6,00	5,00		38,00	7,00	72,00	114,00	0,00	0,00	0,00
2000	0,00	0,00	0,00	7,00	21,00	156,00	71,00	0,00	92,50	0,00	0,00	0,00
2001	0,00	0,00	15,00	10,00	30,00	0,00	115,00	61,00	16,00	12,00	0,00	0,00
2002	0,00	0,00	2,50	12,00	131,00	167,00	120,00	40,00	10,60	0,00	0,00	0,00
2003	8,00	0,00	0,00	2,00	80,00	29,00	27,00	4,00	1,00	0,00	2,00	0,00
2004	0,00	0,00	11,00	47,00	2,00	30,20	73,00	73,00	20,00	8,00	10,40	0,00
2005	0,00	0,00	11,00	1,00	19,50	62,00	8,20	86,30	24,00	6,50	6,50	0,00
2006	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	56,50	109,00	11,90	0,00	41,10	0,00	0,00
2007	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	83,00	10,00	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2008	0,00	0,00	0,00	17,00	44,00	16,50	35,80		0,00	0,00	0,00	0,00
2009	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	92,00	10,00	69,00	9,20	0,00	0,00	0,00
2010	0,00	0,00	0,00	0,00	53,50	41,50	24,10	14,00	22,40	11,30	40,00	0,00
2011	0,00	2,00	0,00	0,00	0,30	75,50	32,00	26,40	0,80	0,00	0,00	0,00
2012	0,00	0,00	0,00	9,00	8,00	23,60	0,00	28,10	0,00	17,00	0,00	0,00
2013	1,00	0,00	0,00	0,00	51,50	14,10	1,40	13,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2014	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	64,00	2,00	27,00	29,00	0,00	0,00	0,00
2015	0,00	0,00	20,50	0,00	1,00	0,00	29,50	121,00	22,50	38,50	0,00	0,00
2016			0,00	41,00		145,00	42,00	0,00	0,00	18,50	0,00	0,00
2017	0,00	0,00	0,00	0,00	185,50	39,50	24,50	27,50	13,00	19,00	0,00	0,00
2018	0,00	0,00	0,00	0,00			26,50	11,50	11,00	0,00	0,00	
Módulo Pluviométrico o Promedio Anual = 207 [mm]												

Fuente: DGA 2019

Tabla D.2 – Precipitaciones mensuales, en mm  
Estación El Sobrante Hacienda

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1989	0,00	0,00	0,00	5,30	38,10	0,40	55,60	73,60	7,40	0,00	0,00	0,50
1990	0,00	0,00	1,10	0,20	0,10	0,40	26,10	31,20	5,80	1,20	0,00	0,00
1991	0,00	0,00	0,00	4,10	14,80	123,60	53,90	5,30	48,80	5,00	0,00	0,00
1992	0,00	0,00	19,30	51,20	64,60	154,20	6,20	59,40	11,00	0,00	1,60	0,00
1993	0,00	0,00	0,00	30,10	69,10	3,00	39,10	28,20	4,50	0,00	0,00	0,20

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1994	0,00	0,00	0,00	1,00	9,50	13,70	38,60	6,30	1,00	2,10	0,00	0,00
1995	15,00	0,00	0,00	8,50	2,00	25,70	31,10	27,00	18,50	0,00	0,00	0,00
1996	0,00	0,00	0,00	21,10	3,60	13,30	49,50	7,50	0,50	3,00	0,00	0,00
1997	0,00	0,00	8,50	0,00	81,90	211,00	32,60	33,22	12,80	33,20	0,80	5,10
1998	0,00	3,40	1,20	15,00	14,50	15,90	0,00	0,00	8,90	0,00	0,00	0,00
1999	0,00	0,00	6,50	4,90	7,00	32,70	3,20	78,20	79,30	0,00	0,00	0,00
2000	0,00	0,00	0,00	5,10	19,00	139,00	57,10	0,60	89,50	0,00	0,00	0,00
2001	0,00	0,00	16,20	11,20	29,70	4,40	108,30	45,30	16,30	12,20	0,00	0,00
2002	0,00	0,00	0,30	14,00	115,30	140,10	81,90	41,20	9,60	0,00	0,00	0,00
2003	1,80	0,00	0,00	6,70	40,70	26,80	20,30	2,70	1,80	0,00	3,20	0,00
2004	0,00	0,30	10,20	43,90	5,10	34,90	64,90	64,60	18,80	5,80	12,00	0,00
2005	0,00	0,00	11,80	3,20	14,80	34,30	10,30	54,10	25,70	10,80	6,20	0,00
2006	0,00	0,90	0,00	0,00	2,50	52,70	111,30	23,20	0,00	45,10	0,00	0,00
2007	0,00	0,00	0,00	0,00	2,10	95,00	13,10	33,30	0,00	0,00	0,00	0,00
2008	0,00	0,00	0,00	18,00	45,20	20,40	28,70	79,10	2,80	0,00	0,00	0,00
2009	0,00	0,00	0,00	0,00	3,60	93,80	16,80	61,70	12,10	1,50	0,00	0,00
2010	0,00	0,00	0,00	0,00	44,70	36,30	21,60	13,00	29,00	8,40	31,00	0,00
2011	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,20	24,20	24,10	1,50	0,00	0,00	0,00
2012	0,00	0,00	0,00	15,80	3,00	21,50	2,30	27,60	0,20	15,10	0,00	0,00
2013	1,60	0,00	0,00	0,00	33,00	17,10	2,20	14,20	2,90	0,00	0,00	0,00
2014	0,00	0,00	0,00	0,00	4,00	53,50	8,40	12,80	20,60	0,00	0,00	0,00
2015	0,00	0,00	17,70	0,00	0,00	0,00	31,60	99,20	20,90	25,50	0,00	0,00
2016	0,00	0,00	0,00	52,10	26,20	86,00	26,50	0,00	0,00	17,80		14,00
2017	0,00	0,00	0,00	0,00	141,50	32,00	10,00	34,00	19,30	8,90	0,00	0,00
2018	0,00	0,00	0,00	0,00	5,50		31,10	16,10	16,10	0,00	0,00	0,00
Módulo Pluviométrico o Promedio Anual = 185,6 [mm]												

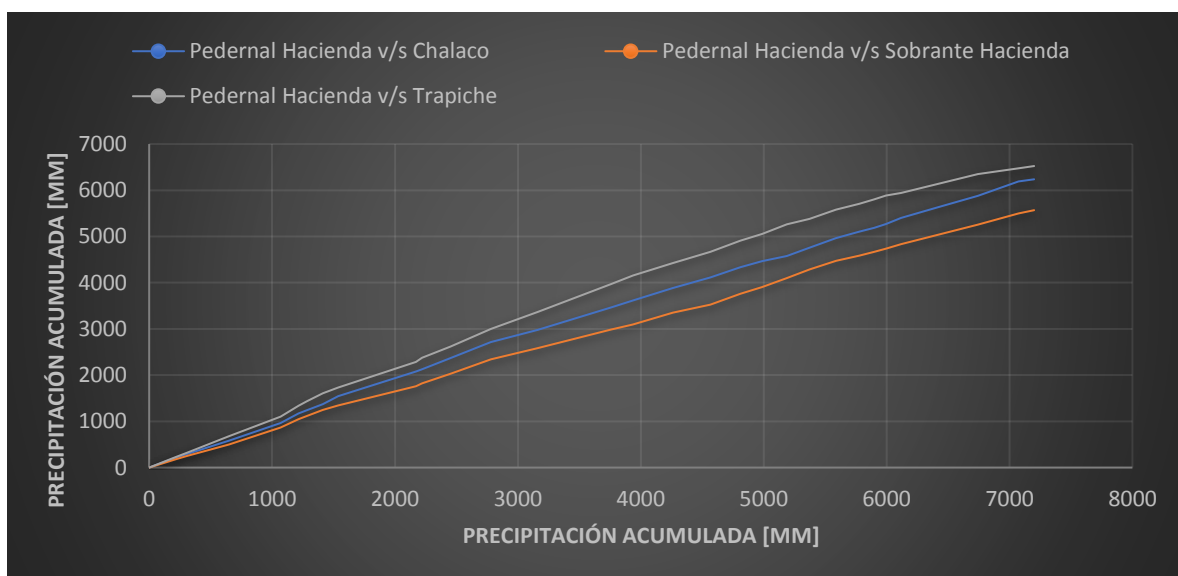
Fuente: DGA 2019

Tabla D.3 – Precipitaciones mensuales, en mm  
Estación El Trapiche

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1989	0,00	0,00	0,00	5,00	44,20	0,30	62,30	107,20	12,00	0,00	0,00	0,00
1990	0,00	0,00	2,20	0,00	3,50	1,00	29,40	34,80	14,50	1,40	0,00	0,00
1991	0,00	0,00	0,00	6,70	51,80	137,00	83,50	14,50	61,00	5,20	0,00	0,50
1992	0,00	0,00	19,00	74,00	82,00	160,00	7,00	63,00	16,00	0,00	5,50	0,00
1993	0,00	0,00	0,00	43,50	94,50	7,90	42,10	30,00	12,00	0,00	0,20	0,00
1994	0,00	0,00	0,00	2,50	14,40	24,00	47,20	8,00	1,50	5,00	0,00	0,00
1995	16,00	0,00	0,00	15,00	0,00	45,50	37,00	33,50	20,50	1,00	0,00	0,00
1996	0,00	0,00	0,00	33,00	3,00	21,50	40,00	19,00	3,50	3,50	0,00	0,00
1997	0,00	0,00	8,50	0,00	94,00	247,50	35,00	125,50	21,50	13,00	2,50	8,00
1998	0,00	8,00	0,00	25,50	17,20	25,00	0,00	0,00	18,00	0,00	0,00	0,00
1999	0,00	0,00	10,50	2,50	12,00	36,00	4,50	90,00	84,00	0,00	0,00	0,00
2000	0,00	0,00	0,00	12,00	29,00	168,00	65,00	0,00	104,00	0,00	0,00	0,00
2001	0,00	0,00	20,00	19,00	40,10	3,00	195,00	78,00	0,00	15,00	0,00	0,00
2002	0,00	0,00	4,00	12,00	121,00	170,00	150,00	124,00	21,00	0,50	0,00	0,00
2003	5,00	0,00	0,00	15,00	60,00	42,00	53,00	6,00	2,00	0,00	2,00	0,00
2004	0,00	1,00	15,00	40,00	5,00	53,50	66,50	55,00	16,00	8,00	12,00	0,00
2005	0,00	0,00	17,00	4,70	23,30	64,50	17,00	67,40	33,00	6,00	10,00	0,00

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2006	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	60,00	119,00	18,90	0,00	43,70	0,00	0,00
2007	0,00	0,00	0,00	0,00	2,40	89,50	20,00	30,90	0,00	0,00	0,00	0,00
2008	0,00	0,00	0,00	18,00	48,00	20,50	37,60	83,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2009	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	100,60			11,90	1,00	0,00	0,00
2010	0,00	0,00	0,00	0,00	48,80	38,40	25,80	16,00	24,50	8,70	38,00	0,00
2011	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	73,50	28,40	27,10	1,00	0,00	0,00	0,00
2012	0,00	0,00	0,00	16,10	4,00	26,20	2,70	28,80	0,00	18,50	0,00	0,00
2013	1,80	0,00	0,00	0,00	37,90	19,30	1,90	16,40	3,40	0,00	0,00	0,00
2014	0,00	0,00	0,00	0,00	4,50	16,70	6,60	13,50	18,00	0,00	0,00	0,00
2015	0,00	0,00	26,00	0,00	0,00		11,60	99,80	25,60	28,50	1,00	0,00
2016	3,40	0,00	0,00	42,90	31,00	55,00	45,00	0,20	0,00	14,30	0,00	19,00
2017	0,00	0,00	0,00	0,00	65,80	28,00			23,50	9,10	0,00	0,00
2018	0,00	0,00	0,00	0,00	10,20		21,40	9,20	5,00	0,00	3,80	
Módulo Pluviométrico o Promedio Anual = 217,5 [mm]												

Fuente: DGA 2019



Gráfica D.1 – Homogeneización de las precipitaciones medias (Fuente: Elaboración propia)

Tabla D.4 – Correlación entre estaciones pluviométricas

Homogeneización Precipitaciones Medias	R <sup>2</sup>
Pedernal Hacienda v/s Chalaco	0,998
Pedernal Hacienda v/s Sobrante Hacienda	0,999
Pedernal Hacienda v/s Trapiche	0,993
Promedio	0,997

Fuente: Elaboración propia

Tabla D.5 – Caudales medios mensuales, en m<sup>3</sup>/s  
Río Pedernal en Tejada

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1989	0,02	0,02	0,02	0,02	0,06	0,04	0,05	0,46	0,54	0,68	0,31	0,11
1990	0,04	0,03	0,05	0,08	0,09	0,09	0,12	0,11	0,19	0,08	0,04	0,02
1991	0,02	0,01	0,02	0,02	0,02	0,34	0,64	0,36	1,04	0,82	0,53	0,30
1992	0,11	0,06	0,05	0,11	0,36	0,78	0,52	0,51	0,99	1,42	0,80	0,34
1993	0,13	0,09	0,07	0,12	0,78	0,29	0,25	0,19	0,28	0,27	0,13	0,07
1994	0,05	0,03	0,03	0,04	0,06	0,07	0,09	0,13	0,10	0,09	0,04	0,02
1995	0,03	0,01	0,01	0,01	0,02	0,04	0,05	0,05	0,07	0,06	0,01	0,01
1996	0,00	0,00	0,00	0,02	0,01	0,02	0,08	0,09	0,08	0,10	0,06	0,03
1997	0,01	0,00	0,01	0,01	0,03	4,81	1,06	2,19	2,71	2,54	3,47	1,99
1998	0,52	0,29	0,14	0,14	0,11	0,11	0,09	0,12	0,09	0,04	0,02	0,01
1999	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,04	0,08	0,06	0,46	0,53	0,18	0,06
2000	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,16	0,62	0,54	0,95	1,88	0,94	0,39
2001	0,11	0,08	0,07	0,07	0,08	0,07	0,80	0,84	0,75	1,12	0,78	0,25
2002	0,11	0,07	0,06	0,07	0,42	1,61	1,20	2,16	1,71	2,42	1,95	0,78
2003	0,30	0,14	0,10	0,08	0,14	0,19	0,25	0,14	0,15	0,16	0,07	0,03
2004	0,03	0,02	0,01	0,01	0,05	0,07	0,10	0,51	0,74	0,46	0,28	0,09
2005	0,06	0,03	0,03	0,03	0,05	0,44	0,18	0,93	1,73	1,80	1,62	0,50
2006	0,11	0,06	0,05	0,05	0,05	0,07	0,30	0,34	0,24	0,48	0,19	0,08
2007	0,04	0,04	0,03	0,04	0,03	0,08	0,09	0,44	0,53	0,63	0,45	0,20
2008	0,04	0,03	0,02	0,03	0,04	0,11	0,09	0,56	0,49	0,75	0,34	0,10
2009	0,06	0,04	0,04	0,03	0,04	0,06	0,12	0,28	0,30	0,36	0,24	0,10
2010	0,06	0,05	0,06	0,06	0,08	0,12	0,13	0,12	0,14	0,21	0,20	0,07
2011	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,04	0,10	0,18	0,53	0,46	0,22	0,20
2012	0,02	0,01	0,01	0,02	0,02	0,04	0,04	0,04	0,05	0,04	0,02	0,02
2013	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,03	0,03	0,01
2014	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,05	0,03	0,03	0,04	0,05	0,03	0,02
2015	0,01	0,01	0,03	0,07	0,09	0,13	1,67	1,18	0,12	0,36	0,10	0,06
2016	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,53	0,27	0,40	0,56	0,47	0,19	0,10
2017	0,07	0,03	0,03	0,02	0,30	0,36	0,26	0,16	0,27	0,40	0,22	0,08
2018	0,04	0,03	0,02	0,02	0,03	0,08	0,11	0,09	0,14	0,14	0,05	0,02

Fuente: DGA 2019

Tabla D.6 – Evapotranspiración potencial, en mm  
Río Pedernal en Tejada

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC
1989	175,0	139,1	121,4	81,9	54,6	47,9	47,0	57,3	74,4	125,2	139,0	161,8
1990	184,5	132,9	125,2	80,0	59,5	51,4	48,8	67,5	82,6	121,8	144,0	168,6
1991	181,1	141,4	121,2	77,1	53,7	41,7	41,6	58,9	82,3	120,9	136,6	145,8
1992	175,1	131,5	114,1	72,0	44,5	36,4	41,4	63,7	83,9	130,5	133,4	164,7
1993	179,5	131,9	127,6	73,3	44,3	43,7	45,9	66,8	81,8	124,7	144,4	166,8
1994	175,1	132,0	119,7	81,5	57,4	45,3	43,2	62,0	91,1	125,5	146,6	174,7
1995	178,3	126,2	123,9	83,0	62,6	46,4	42,7	61,3	82,0	131,8	141,7	159,9
1996	171,6	141,6	126,0	79,2	61,8	45,2	51,8	60,9	91,9	129,3	152,7	166,9
1997	184,9	145,8	124,5	89,2	57,5	36,4	45,7	63,1	77,2	106,9	133,3	154,0
1998	187,4	122,0	114,5	65,4	55,9	46,0	49,8	65,5	82,6	138,3	145,4	167,0

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC
1999	164,5	135,2	121,0	83,1	57,5	43,1	47,0	59,8	73,3	110,6	143,2	163,8
2000	182,4	139,7	127,8	80,2	50,8	38,9	48,1	63,3	77,8	124,0	140,6	172,9
2001	179,8	139,6	121,8	79,6	50,9	49,7	43,6	59,8	73,8	123,9	139,9	170,0
2002	179,5	140,4	128,5	77,6	50,9	42,0	45,6	58,0	82,7	126,0	142,6	159,9
2003	192,0	143,4	124,4	85,0	58,6	45,8	45,7	67,0	90,8	141,1	150,0	173,1
2004	184,9	141,1	130,1	79,4	56,5	47,7	46,3	61,2	92,0	127,4	134,5	174,7
2005	188,2	142,2	118,7	87,7	50,3	40,2	47,1	57,5	76,4	123,2	149,6	162,8
2006	190,2	135,5	132,6	89,3	59,4	46,3	44,1	61,5	90,3	127,0	148,2	175,6
2007	186,1	130,1	124,5	83,0	55,9	43,1	44,6	57,1	85,6	135,2	156,4	170,7
2008	187,5	143,6	129,1	85,3	55,7	45,7	45,9	60,3	82,5	129,9	152,2	166,6
2009	188,6	142,8	136,0	93,3	61,6	48,0	46,9	62,8	74,8	131,2	144,6	175,4
2010	186,6	139,4	130,6	87,0	56,1	44,5	43,2	65,1	88,9	128,0	142,7	158,8
2011	182,1	133,1	124,9	86,8	65,0	45,0	44,0	57,5	98,6	131,6	155,6	168,4
2012	176,0	148,7	140,9	81,6	61,0	49,0	53,5	63,6	90,3	120,5	145,6	168,0
2013	178,5	142,0	129,4	88,3	55,7	47,9	48,3	67,7	88,4	132,3	149,6	175,3
2014	187,9	138,1	125,1	87,4	57,3	43,3	47,3	70,1	76,0	137,6	146,3	166,9
2015	192,5	138,5	132,0	91,4	62,2	56,4	47,3	58,7	78,0	106,6	131,9	170,3
2016	176,3	147,1	123,9	61,3	47,8	45,5	45,5	69,3	98,4	121,7	150,9	164,6
2017	182,0	138,0	125,7	81,8	55,9	45,1	46,1	62,4	83,9	126,2	144,3	166,7
2018	182,0	138,0	125,7	81,8	55,9	45,1	46,1	62,4	83,9	126,2	144,3	166,7

Fuente: Camels 2019

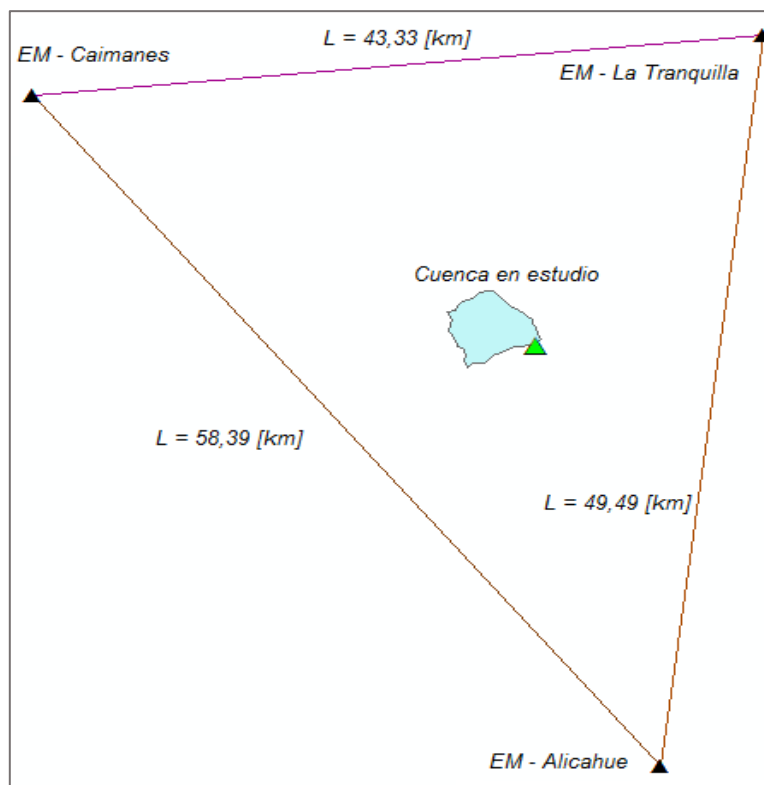
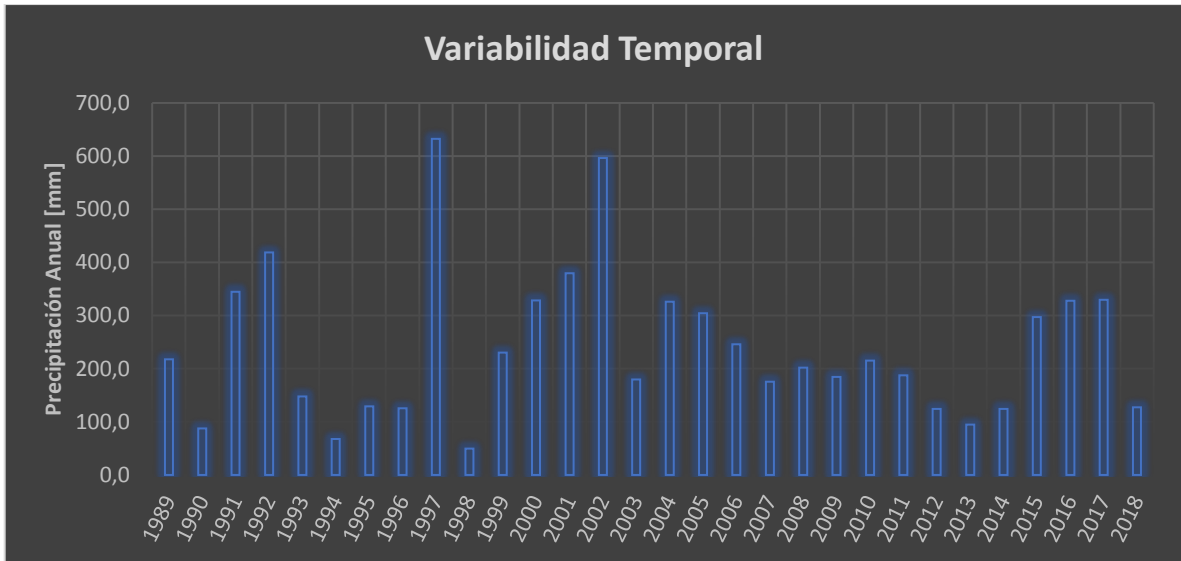


Figura D.1 – Estaciones meteorológicas con información de evaporación (Fuente: Elaboración propia a partir de ArcGIS)



Gráfica D.2 – Homogeneización de las precipitaciones medias (Fuente: Elaboración propia)

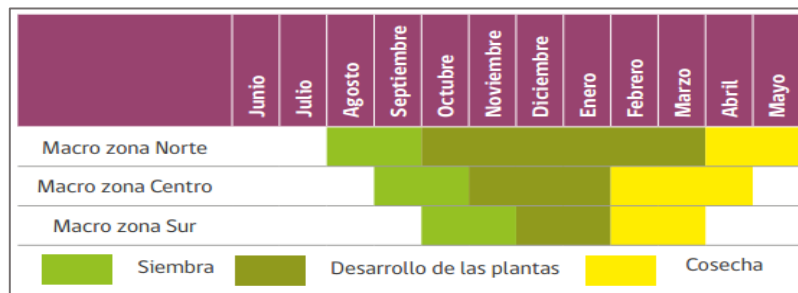


Figura D.2 – Características general de los ciclos vegetativos de la quinoa para distintas zonas de producción en Chile (Fuente: [64])

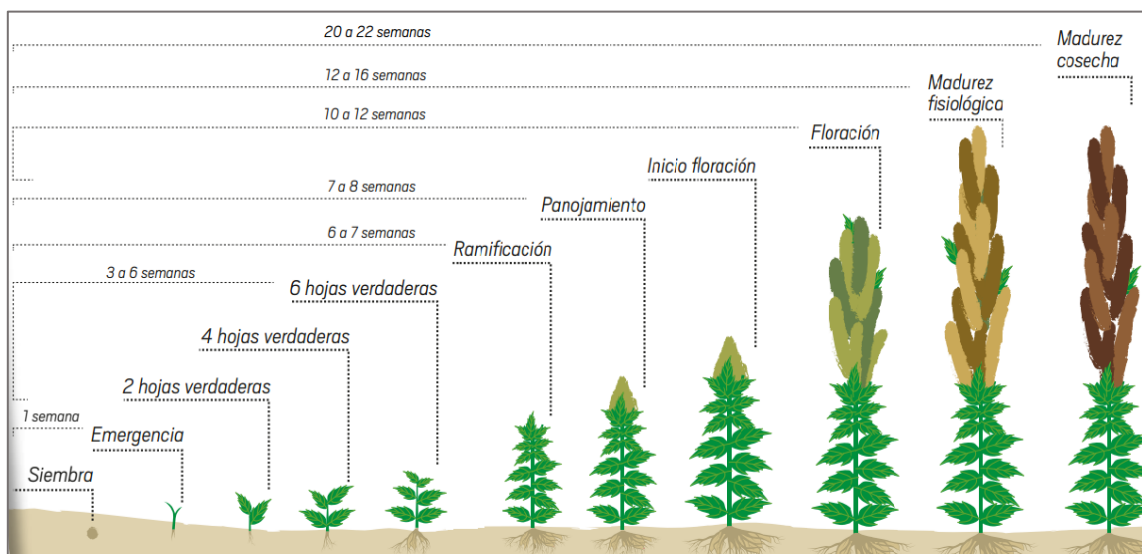


Figura D.3 – Fase fenológica y ciclo de vida de la quinoa (Fuente:[55])

Tabla D.7 – Kr según tipo de riego, en %

Tipo de riego	Eficiencia
Tendido	30%
Surcos	45%
Bordes	60%
Aspersión	75%
Microaspersión	85%
Microjet	85%
Cinta	90%
Goteo	90%

Fuente:[56]

Tabla D.8 – Variación del tiempo por mes, en seg

MES	$\Delta t$	
	Normal	Bisiesto
Enero	2678400	2678400
Febrero	2419200	2505600
Marzo	2678400	2678400
Abril	2592000	2592000
Mayo	2678400	2678400
Junio	2592000	2592000
Julio	2678400	2678400
Agosto	2678400	2678400
Septiembre	2592000	2592000
Octubre	2678400	2678400
Noviembre	2592000	2592000
Diciembre	2678400	2678400

Fuente: Elaboración propia

Tamaño de la cuenca, en km <sup>2</sup>	Descripción
< 25	Muy pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia-pequeña
500 a 2500	Intermedia-grande
2500 a 5000	Grande
> 5000	Muy grande

Figura D.4 – Descripción de la cuenca según su tamaño (Fuente:[41])

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- [1] Centro de Ciencia del Clima y la Resiliencia, "Informe a la Nación La megasequía 2010-2015: Una lección para el futuro," 2015.
- [2] Biblioteca del Congreso Nacional, "Situación de sequía y sus efectos en la región de Valparaíso," 2012.
- [3] F. V. Urzúa, "Situación Hídrica Actual de la Región de Valparaíso - Problemáticas Hídricas Regionales," *Minist. Agric.*, May 2013.
- [4] Comisión Nacional de Riego;EMG consultores, "Estudio análisis impacto de la sequía en el Sector Agropecuario en Chile," 2014.
- [5] Departamento de Geofísica; Universidad de Chile, "Estudio de la variabilidad climática en Chile para el siglo XXI," 2006.
- [6] J. Ulzurún, "Lineamientos para la puesta en valor patrimonial de la Provincia de Petorca," Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, 2015.
- [7] Departamento de Recursos Hídricos/Facultad de Ingeniería Agrícola/Universidad de Concepción, "Diagnóstico para desarrollar plan de riego en las cuencas de los ríos La Ligua y Petorca," Concepción, 2016.
- [8] M. de O. P. Dirección General de Aguas (DGA), "Sendas del Agua N°4: Agua para Petorca," Dec-2018. [Online]. Available: <http://www.dga.cl/estudiospublicaciones/Paginas/Sendas-del-agua.aspx>.
- [9] Instituto Nacional de Derechos Humanos (INDH), "Actualización - Informe Misión de Observación Provincia de Petorca," 2018.
- [10] CIREN, "Superficie actual de frutales en laderas y zonas intervenidas para el potencial cultivo," *Cent. Inf. Recur. Nat.*, 2007.
- [11] P. B. García, "Región De Valparaíso : La Zona De Sacrificio," 2018.
- [12] G. J. Anabalón, "Impactos Espaciales Producidos Por La Proliferación De La Fruticultura," Universidad de Chile, 2006.
- [13] Ilustre Municipalidad de Petorca, "Plan de Desarrollo Comunal (PLADECO)," 2018. [Online]. Available: <https://www.munipetorca.com/pladeco-volumen-1-2-2019/>.
- [14] A. Panez-Pinto, R. Faúndez-Vergara, and C. Mansilla-Quiñones, "Politización de la crisis hídrica en Chile: Análisis del conflicto por el agua en la provincia de Petorca," *Agua y Territ.*, pp. 1–18, 2017.
- [15] Comités y cooperativas APR de Cabildo, Unión de APR cuenca Río Petorca, and MODATIMA, "Comunidades rurales de las comunas de Petorca y Cabildo, unidas por el derecho humano al agua," *MODATIMA*, 2019. [Online]. Available: <http://modatima.cl/2019/03/30/comunidades-rurales-de-las-comunas-de-petorca-y-cabildo-unidas-por-el-derecho-humano-al-agua/>.
- [16] N. Pravda, "Día Mundial del Agua: Chile es el único país del mundo que tiene sus aguas legalmente privatizadas," *Nuevo Correo los Trab.*, pp. 1–5, 2019.
- [17] Comisión Nacional de Riego; CIREN, *Manual de Obras Menores de Riego*. 1996.
- [18] M. A. F. Corte, "Diseño de Presas Pequeñas," Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.
- [19] UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION, *Design of Small Dams*. Washington D.C., 1987.
- [20] Servicio de Evaluación Ambiental, "Guía para Caudal Ambiental para Centrales Hidroeléctricas en el SEIA," 2016.
- [21] Ayala, Cabrera, and Asociados Ltda., "Modelación Hidrogeológica De Los Acuíferos De Ligua Y Petorca," 2014.
- [22] Universidad de Valparaíso; Universidad de La Serena, "Lineamientos Estrategicos para la Sustentabilidad Hídrica de la Cuenca de Petorca," Universidad de Valparaíso, 2012.
- [23] Universidad de Playa Ancha and Fundación de Asistencia Internacional (FAI), "Informe del proyecto sistemas participativos de gestión del agua y desarrollo socio-económico sostenible de la cuenca del río petorca," Valparaíso, 2014.

- [24] Universidad de Valparaíso and Universidad de La Serena, "Agricultura y demanda hídrica en la cuenca del río Petorca," *Universidad de Valparaíso*, 2013. [Online]. Available: <http://www.meteo.uv.cl/surhge>.
- [25] Consejo para el Desarrollo y Sostenibilidad Hídrica de la Región de Valparaíso, "Lineamientos estratégicos de política pública e iniciativas para el desarrollo y sostenibilidad hídrica de la Región de Valparaíso," 2018.
- [26] J. Ávilez López, I. Bonola Alonso, X. Li Liu, G. Salgado Maldonado, A. J. Paredes, and V. Trueba López, "Manual geotécnico para el diseño de presas pequeñas." pp. 1–380, 2007.
- [27] Ministerio de Planificación Federal de Argentina, "Organismo Regulador de Seguridad de Presa - Gestión 2003/2007," p. 12, 2007.
- [28] O. T. y M. A. (MVOTMA) Ministerio de Vivienda and Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA), "Manual de diseño y construcción de pequeñas presas," vol. Hidrología. pp. 1–116, 2011.
- [29] F. CORDOVA, "Informe: Curvas de Nivel." p. 14, 2010.
- [30] Instituto Geográfico Militar, "Información Geoespacial de Chile." [Online]. Available: <https://www.igm.cl/>.
- [31] Y. Morales, "Apuntes de hidráulica aplicada," 2017.
- [32] L. Stowhas Borguetti, "Fundamentos de Hidrología Aplicada." Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, pp. 1–262, 2017.
- [33] Dirección General de Aguas (DGA) and Ministerio de Obras Públicas (MOP), *Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica*. 1995.
- [34] Dirección Regional de Aguas Región de Atacama; 4C Consultores en Ingeniería Civil Ltda, "Estaciones Fluviométricas DGA Cuenca Río Copiapó," vol. V-A, 2017, pp. 55–63.
- [35] C. Boettiger, "Caudal ecológico o mínimo : regulación , críticas y desafíos," *Actas de Derecho de Aguas*, no. 3, pp. 1–12, 2013.
- [36] Ministerio del Medio Ambiente, "Reglamento para la Determinación del Caudal Ecológico Mínimo," *Bibl. del Congr. Nac. Chile*, pp. 1–2, 2013.
- [37] C. P. Morales and R. A. Rojas, "Análisis del manejo operacional para escenarios críticos del Embalse La Paloma," Universidad de La Serena, 2010.
- [38] Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), "Guía para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos." pp. 22–155, 2006.
- [39] Camels, "Información Integrada por Cuencas," 2019. [Online]. Available: <http://www.cr2.cl/camels-cl/>.
- [40] E. Arteaga Tovar, "Memoria de cálculo, planos y presupuestos," *Secretaría de Agricultura y Desarrollo Rural (SAGARPA); INCA Rural*, pp. 1–54.
- [41] Ó. Fuentes Mariles and V. Franco, "Estudio Hidrológico para Obras de Protección." Instituto de Ingeniería (UNAM), pp. 1–156.
- [42] A. Fernández Yantani, "Estudio de habilitación de terrenos en el sector de las ánimas: Factibilidad de desagüe al estero Santa Rosa," Universidad Austral de Chile, 2008.
- [43] F. J. Sánchez Román, "Cálculos Estadísticos en Hidrología," Universidad de Salamanca, Provincia de Salamanca.
- [44] Dirección de Vialidad (MOP), "Procedimientos de Estudios Viales," *Man. Carreteras*, vol. 2, p. 248, 2017.
- [45] J. E. Días Ortiz, "Fundamentos teóricos para el cálculo de caudales máximos," in *Mecánica de los fluidos e Hidráulica*, pp. 1–40.
- [46] E. Varas, "Propagación de crecidas," *Pontif. Univ. Catol. Chile*, pp. 34–39.
- [47] J. Suarez Diaz, "Diseño de Presas de Tierra," *SlideShare*, p. 8, 2014.
- [48] L. I. González de Vallejo, M. Ferrer, L. Ortuño, and C. Oteo, *Ingeniería Geológica*. 2002.
- [49] C. Téllez Quintanar, "Nociones de estabilidad de cortinas," pp. 3–28, 2010.
- [50] L. Araya, "Litología y granulometría de los depósitos sedimentarios," *Explorock SAC*. [Online]. Available: <https://www.explorock.com/litologia-y-granulometria-de-los-depositos-sedimentarios/>.
- [51] Gobierno de Chile, "NCh433 - Diseño sísmico de edificios." Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, pp. 12–35, 2012.
- [52] J. Suárez Díaz, "Análisis Geotécnico," *Deslizamientos Análisis Geotec.*, p. 588, 2009.

- [53] A. O. Oliva González, “Estabilidad de taludes y laderas. Análisis cuantitativo y cualitativo,” *Grup. Iteico Euroam.*, p. 52, 2015.
- [54] GeoStru, “Estabilidad de taludes,” *GeoStru*. [Online]. Available: <https://www.geostru.eu/es/estabilidad-de-taludes/>.
- [55] E. Veas and H. Cortés, “Manual de cultivo para la producción de Quínoa en la Región Semiárida de Chile,” *CEAZA; INIA*. 2018.
- [56] I. Matus Tejo, “El cultivo de la quínoa en Chile,” *INIA*, 2015.
- [57] E. Veas, “Manual del cultivo de la Quinoa: Cultivo ancestral como alternativa eficiente para la adaptación de la agricultura al cambio climático.” 2018.
- [58] R. Pérez Garay, “Patrimonio geológico de la comuna de Petorca (32°S-32°24’S): Análisis de lugares de interés geológico y su contextualización en un modelo de evolución paleogeográfico,” 2018.
- [59] Empresa Nacional de Minería Sub-Gerencia Operación Fomento Zona Sur, “Estudio geológico distrital: Distrito Pedernales.” 2011.
- [60] E. Salinas Riveros, “Análisis de propiedades geotécnicas de algunas rocas comunes en Chile,” Universidad de Chile, 2018.
- [61] F. Marambio, J. Pereira, and A. Russo, “Caracterización de la propiedades geotecnicas de las ‘Andesitas de la mina’. Yacimiento El Teniente. Chile Central.” p. 3, 2000.
- [62] Dirección General de Aguas (DGA), “Cuenca Petorca,” *Información Hídrica de las Cuencas Priorizadas, Fichas Temáticas*, 2017. [Online]. Available: [https://www.mop.cl/Prensa/Documents/06\\_Rio\\_Petorca.pdf](https://www.mop.cl/Prensa/Documents/06_Rio_Petorca.pdf).
- [63] F. J. Sánchez Román, “Ciclo Hidrológico,” Provincia de Salamanca.
- [64] Tierra Adentro, “Quínoa : Un súper alimento para Chile y el mundo,” *INIA;Ministerio Agric.*, 2015.