



**UNIVERSIDAD DE TALCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL DE MINAS**

**EVALUACIÓN PSEUDOESTÁTICA DE LA ESTABILIDAD FÍSICA  
DEL DEPÓSITO DE RELAVES DE MINA CHÉPICA CONSIDERANDO  
UN SISMO SEVERO**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL DE MINAS**

**BERNARDO DE JESÚS GUAJARDO AVENDAÑO**

**PROFESOR GUÍA**

M.Sc. Mauricio Andrés Jara Ortiz

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN**

M.Sc. Francisco Javier Rivas Saldaña

M.Sc. Nicolás Alonso Úbeda Ahumada

**CURICÓ-CHILE**

**2020**

## CONSTANCIA

La Dirección del Sistema de Bibliotecas a través de su encargado Biblioteca Campus Curicó certifica que el autor del siguiente trabajo de titulación ha firmado su autorización para la reproducción en forma total o parcial e ilimitada del mismo.



Two circular official stamps and handwritten signatures in blue ink. The left stamp is from the 'DIRECCIÓN SISTEMA DE BIBLIOTECAS UNIVERSIDAD DE TALCA' and the right stamp is from the 'SISTEMA DE BIBLIOTECAS CAMPUS CURICO'.

Curicó, 2022

## RESUMEN

En este estudio se presenta un análisis de estabilidad pseudoestática del depósito de relaves perteneciente a Mina Chépica.

Para dicho estudio fue necesario recopilar los antecedentes del embalse de Mina Chépica, lo que incluye investigación de sus características geotécnicas mediante una campaña en terreno, toma de muestras y ensayos de laboratorio, además de la comparación de sus diferencias operacionales (diseño e histórica). Estos resultados ayudaron a reconstruir el comportamiento del depósito ante un evento catalogado como un sismo severo, como lo fue el terremoto  $M_w$  8,8 del 27 de febrero de 2010.

La evaluación del comportamiento sísmico del depósito se evaluará bajo la normativa vigente (existente a la fecha de puesta en marcha de proyecto Mina Chépica y la actual), realizando una comparación ante los datos y evidencia conocidas del depósito, que hoy está a cargo del proyecto minero, para establecer su posible comportamiento ante un sismo severo futuro.

En términos operacionales se consideraron dos configuraciones constructivas, (diseño e histórica) las cuales mostraron como resultado que debido a su operación discontinua la configuración histórica contenía menor cantidad de relave de lo que se esperaba en su diseño. Además, se llegó a la conclusión de que la depositación se realizaba mediante *spigots*, y que para la fecha del evento sísmico se encontrarían posicionados en el centro y en la parte izquierda del coronamiento del muro del embalse y poseía una laguna de aguas claras se encontraría ubicada en la cola del depósito, predominantemente en la ladera norte del embalse y con un volumen de agua sin alteración por precipitaciones.

Las distintas propiedades del suelo de fundación y los componentes del embalse como lo son el muro y la cubeta fueron obtenidos mediante la realización de una campaña de ensayos *in situ* y de laboratorio, logrando establecer un perfil de suelo característico para el depósito que fue utilizado para establecer la demanda sísmica en superficie considerando tanto el fenómeno de amplificación dinámica en suelos y efecto de sitio como el registro en roca de la UTFSM para el 27F a modo de señal originaria, estimándose un PGA en superficie igual a 0,54g y un  $k_h$  igual a 0,27g. Utilizando los resultados anteriores y lo indicado por la normativa, se llevó a cabo una evaluación de la estabilidad física del muro principal mediante el análisis basados en el Método de Equilibrio Limite (MEL) utilizando el software SLOPE/W; a través los resultados de estabilidad obtenidos, es posible indicar que el embalse de relaves muestra F.S. mayores a la

unidad (1,0) para un evento sísmico severo, lo anterior se traduce en que las geometrías evaluadas tanto para la configuración de diseño como para la configuración de operación han sido y serán estables, dadas las condiciones y características analizadas en este estudio. Ahora bien, al realizar una verificación con respecto a lo señalado por el DS248 en su artículo 14 letra o), el escenario establecido en la Fase IV (aceleración  $A_0$  superior a NCh433, obtenido en la evaluación de sitio) el muro principal muestra factores de seguridad levemente inferiores a 1,2 (1,1) para la condición de operación, resultado que debe ser interpretado como preliminar y vuelto a verificar una vez se tengan una caracterización de suelos más robusta.

La evaluación de estabilidad física realizada en esta memoria ayuda a reforzar la consideración asociada a que un análisis de amplificación sísmica de un sitio específico tiene gran relevancia al minuto de definir las dimensiones de una presa, y además nos da la oportunidad de elaborar estudios a futuro, asociados a reducir la incertidumbre en la respuesta mecánica de los materiales caracterizados a través de campañas de exploración con mayor nivel de detalle.

Finalmente, podemos concluir que el buen desempeño, reflejado en los FS del depósito de relaves Mina Chépica al evento sísmico ocurrido el 27 de febrero del año 2010, corresponde directamente al bajo nivel de llenado de la cubeta y a la configuración de operación adoptada en ese entonces, la cual, a pesar de presentar grietas en su coronamiento, mantuvo estable el muro del embalse. Lo anterior se suma a que la ubicación del depósito esta confinada por dos laderas compuestas principalmente por macizos rocosos, los cuales poseen baja cobertura de material coluvial.

## ABSTRACT

This study presents a pseudostatic stability analysis for to the tailings dam of Chepica Mine. For this study it was necessary to gather the existing data of the Chepica dam, which includes investigation of its geotechnical characteristics through sampling, *in situ* and laboratory testing, as well as a comparison of its operational differences (design and historical). These results helped to reconstruct the behavior of the Chepica dam in the face of an event classified as a severe earthquake, such as the Mw 8.8 earthquake of February 27th, 2010, which took place in Chile.

The evaluation of the seismic behavior of the deposit will be evaluated under the current normative (existing at the period in which Chepica Mine project started up and the current ones), making a comparison with the known data and evidence of the deposit, to establish its possible behavior in the face of a future severe earthquake.

In operational terms, were considered two constructive settings (design and historical), which showed as a result that due to its discontinuous operation the historical configuration contained less tailings than expected in its design. In addition, it was concluded that the deposition was made out by means of spigots, and that these were positioned in the center and on the left of the crest of the dam by the date of the seismic event, with a clear water lagoon located on the back of the reservoir, predominantly on the northern slope of the reservoir and with a volume of water unaltered by rainfall.

The different properties of the foundation soil and the components of the reservoir (such as the wall and the basin) were obtained by carrying out on-site and laboratory tests, which helped to establish a characteristic soil profile for the dam's material that was used to determinate the seismic demand on the surface, considering both the phenomenon of dynamic amplification in soils and site effect and the recording in rock of the UTFSM for the 27F as the original signal, estimating an PGA on the surface equal to 0.54g and a  $k_h$  equal to 0.27g. Using the above results and what is indicated by the regulations, an evaluation of the physical stability of the main wall was carried out by means of analysis based on the Limit Equilibrium Method (LEM) using the SLOPE/W software; through the stability results obtained, it is possible to indicate that the tailings dam shows FoS greater than a unit (1.0) for a severe seismic event, which means that the geometries evaluated for both the design configuration and the operating configuration have been and will be stable, given the conditions and characteristics analyzed in this study. However, for a verification with respect to that indicated by DS248 in article n°14 letter o), the

scenario established in Phase IV (acceleration  $A_0$  greater than NCh433, obtained in the site evaluation) the main wall shows FoS slightly lower than 1.2 (1.1) for the operating condition, this result should be interpreted as preliminary and verified again once a more robust soil characterization is obtained.

The evaluation of physical stability carried in this report give support the consideration associated with the fact that a seismic amplification analysis of a specific site has great relevance when designing the dam's dimensions, and also gives us the opportunity to elaborate future studies associated with reducing the uncertainty in the mechanical response of the materials characterized through exploration campaigns with a greater level of detail.

Finally, we can conclude that the good performance, reflected in the FoS of the Chepica Mine tailings deposit, for the seismic event occurred on February 27th, 2010, can be attributed directly to the low level of fill and the configuration dam of operation adopted at that moment, which, in spite of presenting cracks in its crest, kept the wall of the reservoir stable. This is in addition to the fact that the location of the reservoir is confined by two slopes composed mainly of rock masses, with a low coverage of colluvial material.

## AGRADECIMIENTOS

### **A Dios**

Por permitirme llegar hasta esta instancia y darme fortaleza en los momentos difíciles.

### **A mis padres y hermanos**

Soraya Velásquez y Bernardo Guajardo, por ser un pilar de apoyo y cariño incondicional, por sus momentos de trabajo y desvelo para poder entregarme todo lo que requería. Aracely y Lucas Guajardo, mis pequeños hermanitos, por ese cariño y fuerza que me entregan siempre.

### **A mis angelitos**

En especial a mi madre Jeanette Avendaño, mis abuelitas Olga Avendaño y Nolfia Avendaño, por su guía y compañía, y por darme fuerzas para poder llegar hasta este momento.

### **A mi familia**

Fabio Velásquez y Familia Velásquez-Álvarez por su apoyo, preocupación y entrega a la distancia.

### **A mis familias adoptivas**

Familias Rojas-Moraga, Canales- Bustos y Orellana-Moreno, me acogieron en su hogar por tiempos cortos, pero fueron un pilar de apoyo fundamental a la hora de buscar sentirme en casa.

### **A mis amigos y compañeros**

Matías Chamorro y Joaquín Díaz, por ser un gran apoyo estos años, por ser mi equipo en todas, por soportarme por casi 6 años; Joaquín Aburto y Giancarlo Quitral, por su apoyo estos años, y en terreno, para la confección de esta memoria. Pía Ruiz, por tu apoyo, tu tiempo, tu paciencia a la hora de escucharme y tu cariño. A todos los que fueron un pilar de apoyo en muchos momentos, que fueron un aporte directo o indirecto en estos años.

### **A mis profesores**

Sr. Mauricio Jara, profesor guía, por su entrega, sabiduría y confianza para llevar a cabo esta memoria. Sr. Francisco Rivas, profesor co-guía, por su entrega, sabiduría y ser el nexo de comunicación con nuestros colaboradores de Mina Chépica; Srta. Cristina Cereceda y al Sr. Cristian Véjares, por ser un gran apoyo en las etapas de recolección de datos por medio de ensayos, su entrega y buena disposición; y Nicolás Úbeda por su tiempo para la revisión de esta memoria.

### **A los colaboradores,**

Sociedad contractual minera Paicavi SA, por permitirnos trabajar en el depósito de relaves de Mina Chépica para la recolección de datos; al laboratorio de la Universidad Andrés Bello, y su profesor encargado, Sr. Walter Vicencio por la facilitación de sus dependencias para la realización de ensayos de permeabilidad.

A los que estuvieron en algún momento, a los que me entregaron agradables momentos y me hicieron vivir experiencias extraordinarias, a todos y cada uno de ustedes,

¡GRACIAS POR SER PARTE DE ESTE FRAGMENTO DE MI VIDA!

Bernardo de Jesús Guajardo Avendaño

---

**Tabla de contenido**

<b>RESUMEN</b> .....	ii
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	vi
<b>CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1 Descripción del problema.....	2
1.2 Solución propuesta .....	3
1.3 Objetivos.....	4
1.3.1    Objetivo General .....	4
1.3.2    Objetivos Específicos.....	4
1.4 Alcances del proyecto.....	5
1.5. Metodologías y herramientas utilizadas .....	5
<b>CAPÍTULO 2 : MARCO TEÓRICO</b> .....	7
2.1 Manejo de relaves.....	8
2.1.1 Embalse de relave.....	8
2.1.2 Descarga de relaves .....	8
2.2 Fallas asociadas a depósitos de relaves .....	9
2.2.1 Deslizamiento Rotacional.....	10
2.2.2 Falla de fundación .....	10
2.2.3 <i>Overtopping</i> o Desbordamiento.....	11
2.2.4 Licuación Sísmica.....	12
2.2.5 Licuación Estática.....	13
2.2.6 Tubificación ( <i>Piping</i> ) .....	13
2.3 Infiltración en depósitos de relaves .....	14
2.4 Drenes en depósitos de relaves.....	14
2.5 Terremoto 27 de febrero de 2010 .....	15

---

2.5.1 Comportamiento de los depósitos de relaves para el terremoto del 27F del 2010 ...	17
2.6 Análisis de estabilidad.....	19
2.6.1 Decreto Supremo N° 248: Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves .....	19
2.6.2 Peligro Sísmico.....	22
2.6.3 Leyes de atenuación.....	23
2.6.4 Estabilidad por método de equilibrio límite .....	25
2.6.5 Método de desplazamiento bloque rígido de Newmark .....	28
2.7 Caracterización geotécnica .....	29
2.7.1 Ensayo infiltración directa en área circular .....	29
2.7.2 Ensayo Porchet .....	31
2.7.3 Ensayo Porchet .....	32
2.7.4 Ensayos en laboratorio.....	33
<b>CAPÍTULO 3 : METODOLOGÍA .....</b>	<b>35</b>
3.1 Metodología.....	36
A. Etapa 1: Análisis operacional.....	36
B. Etapa 2: Caracterización geotécnica .....	36
C. Etapa 3: Ubicación nivel freático.....	37
D. Etapa 4: Identificación de la sollicitación sísmica .....	37
E. Etapa 5: Evaluación pseudoestática .....	37
<b>CAPÍTULO 4 : ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>39</b>
4.1 Estimación volumen de relaves al año 2010. ....	40
4.1.1 Operación y depositación de relaves del embalse según diseño original .....	40
4.1.2 Reconstrucción operación y depositación de relaves histórica del embalse .....	43
4.1.3 <i>Timeline</i> comparativo para el llenado de cubeta de relaves .....	49

---

---

4.1.3.1 Volumen vs Tiempo .....	50
4.1.3.2 Crecimiento Muro vs Tiempo.....	50
4.1.4 Resultados estudio operacional .....	52
4.2 Caracterización geotécnica.....	55
4.2.1 Formaciones geológicas .....	58
4.2.2 Muro .....	62
4.2.3 Relave convencional.....	64
4.2.4 Suelo de fundación .....	65
4.3 Análisis de infiltraciones y estimación del nivel freático.....	68
4.3.1 Análisis configuración de diseño.....	68
4.3.2 Análisis configuración de operación histórica.....	69
4.4 Estudio sísmico.....	70
4.4.1 Efecto de sitio .....	73
4.5 Análisis pseudoestático.....	79
4.5.1 Caso 1: Análisis según consideraciones originales del diseño .....	79
4.5.2 Caso 2: Análisis según DS-248 .....	80
4.5.3 Caso 3: Análisis según Terremoto del 27 de febrero del año 2010.....	86
4.5.4 Comparación de factores de seguridad .....	87
<b>CAPÍTULO 5 : CONCLUSIÓN.....</b>	<b>92</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>96</b>

---

**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 1-1:Ubicación Geográfica .....3

Figura 1-2: Ubicación epicentro 27F y embalse Mina Chépica .....3

Figura 2-1: Embalse Enami Vallenar ..... 8

Figura 2-2:Descarga de relaves subáreas y corrientes superficiales de baja velocidad trenzadas en una playa de colas. ....9

Figura 2-3: Vista Falla por Deslizamiento rotacional ..... 10

Figura 2-4: Vista Falla de Fundación presa Aznacóllar, Mina Los Frailes, ..... 11

Figura 2-5: Vista Falla por Overtopping ..... 11

Figura 2-6: Vista Falla por Licuefacción Sísmica en relaves ..... 12

Figura 2-7: Vista Falla por Licuefacción Tranque Las Palmas, Maule 2010..... 12

Figura 2-8: Vista Falla por Licuefacción Estática ..... 13

Figura 2-9: Vista Falla por Tubificación ..... 14

Figura 2-10: Ejemplo sistema de drenaje y canal de inspección ..... 15

Figura 2-11: Mapa del epicentro (rojo) y replicas (azul) del terremoto del 27 de febrero del año 2010 ..... 16

Figura 2-12: Diagrama de Fuerza horizontal y vertical en un depósito de relaves .....21

Figura 2-13: Zonificación sísmica de las regiones zona centro sur y Tabla Aceleración efectiva máxima según zona ..... 22

Figura 2-14: Mapa de PGA asociado a la Región del Maule, utilizando métodos probabilísticos y determinísticos.....23

Figura 2-15: Diagrama de cuerpo libre sobre el bloque o dovela i .....27

Figura 2-16: Método del bloque deslizante ..... 28

Figura 2-18: Punto 8, ensayo infiltración directa en área circular.....30

Figura 2-19:Punto 5, ensayo Porchet.....31

Figura 2-20: Equipo estándar en terreno ..... 32

Figura 3-1: Metodología utilizada para el desarrollo de esta memoria. ....38

Figura 4-1: Perfiles transversales al eje del muro embalse de relaves Mina Chépica (Elaboración Propia) .....40

Figura 4-2: Representación spigots y laguna de aguas claras según diseño.....41

---

Figura 4-3: Perfil B etapa 1 embalse de relaves mina Chépica .....	41
Figura 4-4: Perfil B etapa 2 embalse de relaves mina Chépica .....	42
Figura 4-5: Perfil B etapa 3 embalse de relaves mina Chépica .....	42
Figura 4-6:Fotografía subetapa 1 embalse de relaves mina Chépica vista desde oficinas – Marzo,2008.....	43
Figura 4-7: Fotografía subetapa 2 embalse de relaves mina Chépica- septiembre, 2012 .....	44
Figura 4-8: Fotografía subetapa 3 embalse de relaves mina Chépica – octubre ,2015 .....	45
Figura 4-9: Fotografía etapa 2 embalse de relaves mina Chépica, vista desde planta de procesamiento de minerales -octubre,2018 .....	45
Figura 4-10: Representación laguna de aguas claras según descarga por spigot derecho .....	46
Figura 4-11:Representación laguna de aguas claras según descarga por spigot central .....	47
Figura 4-12:Representación laguna de aguas claras según descarga por spigot izquierdo .....	47
Figura 4-13: Representación laguna de aguas claras según descarga por spigot lateral .....	48
Figura 4-14: Representación laguna de aguas claras según descarga por spigot central e izquierdo .....	48
Figura 4-15: Embalse de relaves después de evento de precipitación – junio 2019 .....	49
Figura 4-16: Grafica comparativa de volúmenes .....	50
Figura 4-17: Grafica Comparación Operacional de Elevación vs Tiempo .....	51
Figura 4-18: Grafica Comparación Operacional de Elevación vs Tiempo 2010 .....	52
Figura 4-19: Grafica Comparación Volumen Cubeta de Relaves vs Tiempo .....	53
Figura 4-20: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación según diseño (Perfil A) ....	53
Figura 4-21: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación según diseño (Perfil B) ....	54
Figura 4-22: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación según diseño (Perfil C) ....	54
Figura 4-23: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación histórica (Perfil A) .....	54
Figura 4-24: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación histórica (Perfil B) .....	55
Figura 4-25:Modelo embalse de relaves año 2010 para operación histórica (Perfil C) .....	55
Figura 4-26: Puntos utilizados en campaña de terreno en embalse mina Chépica.....	56
Figura 4-27:Mapa geológico del área de estudio.....	58
Figura 4-28: Columna estratigráfica del área Mina Chépica y alrededores .....	59
Figura 4-29: Andesita en zona de lixiviación.....	60
Figura 4-30: Andesita porfídica de piroxeno.....	60

---

---

Figura 4-31: Andesita porfídica gris verdosa .....	61
Figura 4-32: Muro etapa 1 año 2008 .....	62
Figura 4-33: Corte vertical ladera en piscina de recolección .....	63
Figura 4-34: Cubeta de relaves año 2012 .....	65
Figura 4-35: Excavaciones aledañas zona del embalse de relaves de Mina Chépica.....	65
Figura 4-36: Corte Vertical Calicata en suelo de fundación .....	66
Figura 4-37: Columna de suelo zona de estudio.....	68
Figura 4-38: Resultados para diseño con drenaje operativo y no operativo.....	69
Figura 4-39: Resultados para Op. histórica con drenaje operativo y no operativo .....	69
Figura 4-40: Registro de aceleraciones (Fuente: RENADIC) .....	70
Figura 4-41: Comparación Leyes de atenuación con PGA Roca en localidades de Talca y Valparaíso.....	71
Figura 4-42: Comparación Leyes de atenuación con PGA Roca en localidades de Talca y Valparaíso (Elaboración propia).....	72
Figura 4-43: Grafica de amplificación dinámica de suelos (Elaboración propia) .....	74
Figura 4-44: Modelo Deepsoil para columna de suelo mina Chépica (Elaboración propia).....	75
Figura 4-45: Aceleraciones en cada.....	76
Figura 4-46: Modelos QUAKE/W para configuraciones (a) de diseño y (b) operación histórica. ....	77
Figura 4-47: Graficas desplazamiento de Newmark en superficie (a) y muro (b) (Elaboración propia).....	78
Figura 4-48: Modelo original – Carga estática y pseudoestática.....	80
Figura 4-49: Factores de Seguridad para configuraciones (a) de diseño y (b) operación histórica para Fase I - Caso 2 .....	82
Figura 4-50: Factores de Seguridad para configuraciones (a) de diseño y (b) operación histórica para Fase II - Caso 2.....	84
Figura 4-51: Factores de Seguridad para configuraciones (a) de diseño y (b) operación histórica para Fase IV - Caso 2 .....	85
Figura 4-52: Factores de Seguridad para configuración de diseño .....	86
Figura 4-53: Factores de Seguridad para configuración de operación histórica .....	87
Figura 4-54: Grafica Factores de seguridad – Fase I.....	88

---

---

Figura 4-55: Grafica Factores de seguridad – Fase II .....	88
Figura 4-56: Grafica Factores de seguridad – Fase IV .....	89
Figura 4-57: Grafica Factores de seguridad – Situación drenaje operativo .....	90
Figura 4-58: Grafica Factores de seguridad – Situación drenaje operativo .....	91
Figura 4-59: Grafica Factores de seguridad – Situación drenaje operativo .....	91

### ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1: Resumen catastro consecuencias terremoto 27F.....	16
Tabla 2-2: Registros UTFSM Terremoto 27F.....	17
Tabla 2-3: Catastro de comportamiento de depósitos de relave del Terremoto del 27F (SERNAGEOMIN, 2010) .....	18
Tabla 4-1: Resumen campaña de ensayos In-Situ .....	56
Tabla 4-2: Resumen Ensayos de Laboratorio.....	57
Tabla 4-3: Resultados de cada ensayo.....	58
Tabla 4-4: Características andesita lixiviada .....	60
Tabla 4-5: Características andesita Z1.....	61
Tabla 4-6: Características andesita Z2.....	61
Tabla 4-7: Características muro.....	62
Tabla 4-8: Resultados Muro .....	63
Tabla 4-9: Características relave convencional .....	64
Tabla 4-10: Características suelo de fundación.....	66
Tabla 4-11: Resultados Suelo de fundación .....	66
Tabla 4-12: Resumen de propiedades estratos .....	67
Tabla 4-13: Distancias al epicentro .....	70
Tabla 4-14: Leyes de atenuación y registro UTFSM transversal .....	72
Tabla 4-15: Resumen resultados teoría de amplificación sísmica.....	73
Tabla 4-16: PGA Estratos columna de suelo.....	77
Tabla 4-17: Resumen resultados Fase I.....	83
Tabla 4-18: Resumen resultados Fase II.....	85
Tabla 4-19:Resumen resultados Fase IV .....	86
Tabla 4-20: Resumen resultados Drenaje operativo.....	87

---

---

Tabla A-1. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 1 .....	99
Tabla A-2. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 2. ....	99
Tabla A-3. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 3. ....	100
Tabla A-4. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 4. ....	100
Tabla A-5. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 5.....	100
Tabla A-6. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 6.....	100
Tabla A-7. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 8.....	101
Tabla A-8. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 11. ..	101
Tabla A-9. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 12. ..	102
Tabla A-10. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 15. ....	102
Tabla A-11. Límites de Atterberg obtenidos del material de suelo de fundación. ....	103
Tabla A-12. Límites de Atterberg obtenidos del material del coronamiento del muro del embalse de relaves. ....	103
Tabla A-13. Límites de Atterberg obtenidos del material del muro inferior del embalse de relaves. ....	104
Tabla A-14. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 5. ....	105
Tabla A-15. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 6. ....	105
Tabla A-16. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 7. ....	106
Tabla A-17. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 9. ....	106
Tabla A-18. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 11 .....	107
Tabla A-19. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 12. ....	107
Tabla A-20. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 13. ....	108
Tabla A-21. Resumen de densidades para cada material. ....	108
Tabla A-22. Resultados muestra de relave Parte 1 .....	109
Tabla A-23. Resultados muestra de relave Parte 2 .....	110
Tabla A-24. Graficas muestra de relave .....	111
Tabla A-25. Resultados muestra suelo de fundación .....	112
Tabla A-26. Resultados muestra suelo de fundación Parte 2 .....	113
Tabla A-27. Graficas muestra suelo de fundación .....	113
Tabla A-28. Resultados muestra de muro .....	114
Tabla A-29. Graficas muestra de muro .....	115

---

---

Tabla A-30. Prueba de infiltración Porchet, para puntos 5, 6 y 7. ....	116
Tabla A-31. Prueba de infiltración Porchet, para puntos 8 y 10. ....	116
Tabla A-32. Prueba de infiltración Porchet, para punto 13. ....	117
Tabla A-33. Resumen de permeabilidades obtenidas mediante Ensayo Porchet, y permeabilidades promedio. ....	117
Tabla A-34. Prueba de Infiltración directa, para puntos 6 y 5. ....	118
Tabla A-35. Prueba de infiltración directa, para puntos 8, 9 y 10. ....	118
Tabla A-36. Prueba de Infiltración directa, para puntos 13, 14 y 15. ....	119
Tabla A-37. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 5, 6 y 7. ....	120
Tabla A-38. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 8, 9 y 10. ....	121
Tabla A-39. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 13, 14 y 15. ....	122
Tabla A-40. Resumen de permeabilidades obtenidas mediante Infiltración directa, y permeabilidades promedio. ....	123
Tabla A-41. Resumen de permeabilidades ensayo carga variable. ....	124
Tabla A-42. Resumen de permeabilidades ensayo carga variable. ....	124

# CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN

*En este capítulo se da a conocer la problemática y la solución propuesta por el estudio, enmarcando sus objetivos y los antecedentes del lugar de aplicación del proyecto, junto con los alcances y la metodología a utilizar para su desarrollo.*

## 1.1 Descripción del problema

Actualmente en la industria minera existen diversos tipos de obras complementarias que dan soporte a los procesos de explotación y manejo de materiales como relaves, mineral o estéril, o simplemente dan solución a alguna problemática minera. Dentro de estas, es posible encontrar los depósitos de relaves. Estas obras mineras tienen como función principal servir como contenedor de los materiales sólidos provenientes de una planta de concentración, permitiendo almacenar de forma segura los relaves y además dando posibilidad, al operador de mina, de la recuperación del agua que transportan dichos sólidos. Este proceso requiere que dicho depósito sea diseñado según los requerimientos de funcionamiento de la Planta de concentración, pero además considere las distintas sollicitaciones sísmicas y condiciones hidrológicas a fin de que permanezca estable durante su operación y posterior cierre. Es sabido que la pérdida de estabilidad física de un depósito de relaves puede generar problemas, que no solo involucran a esta obra minera, si no que puede perjudicar todos los procesos que involucra una faena minera y además afectar de forma directa al entorno inmediatamente cercano.

El 27 de febrero del año 2010, producto del terremoto Mw 8,8, cuyo epicentro fue ubicado en el mar a 8 km al poniente de la ciudad de Curanipe en la comuna de Cauquenes Región de Maule, a 90 km de Concepción y 340 km de Santiago, se registraron problemas de estabilidad en depósitos de relaves del país los cuales perjudicaron no solo a sus propias faenas, sino también a comunidades aledañas, incluso con resultados fatales (SERNAGEOMIN, 2010).

El caso analizado en este estudio corresponde al depósito de relaves propiedad de Mina Chépica, ubicada en la Región del Maule, Provincia de Talca, Comuna de Pencahue (Figura 1-1), la cual es la minera metálica más cercana al epicentro del sismo señalado con aproximadamente 100 km de distancia (Figura 1-2). También cabe señalar que debido a que se cuenta con muy poca información del depósito, se hizo necesario el realizar estudios de operación, depositación, funcionamiento y composición del embalse de relaves esto con el fin de realizar un retro análisis y evaluar el comportamiento del depósito ante una carga sísmica la cual puede aumentar los desplazamientos del depósito y en consecuencia el riesgo de falla, en especial ante un sismo severo ( $M_w > 7,5$ ),

Este retro análisis considera junto a lo anterior, que el embalse no sufrió mayores daños durante el evento del 27F, por lo que se considera interesante, reproducir la configuración de éste en el año 2010 y generar diferentes análisis con una posterior evaluación de la estabilidad física

pseudoestática del muro principal, considerando dicha a solicitación sísmica para el sitio específico del estudio.

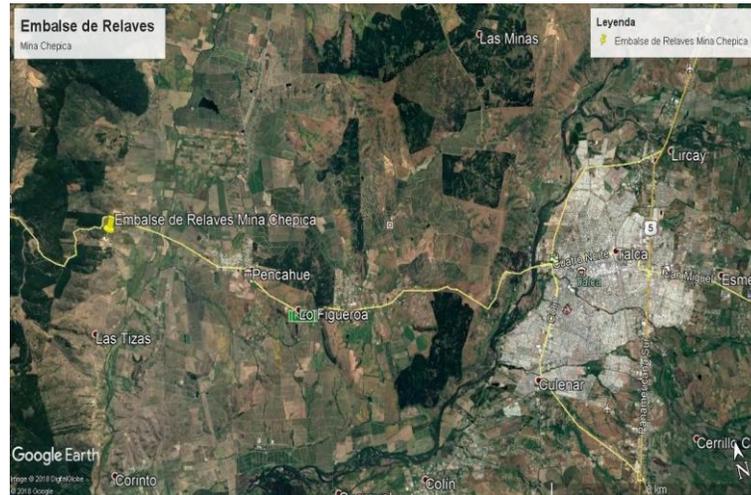


Figura 1-1: Ubicación Geográfica (Google Earth Pro, 2019)

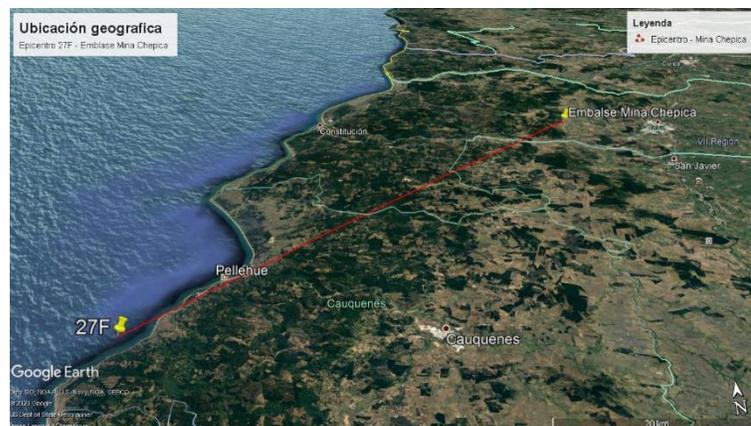


Figura 1-2: Ubicación epicentro 27F y embalse Mina Chépica (Google Earth Pro, 2019)

## 1.2 Solución propuesta

Para responder la interrogante planteada anteriormente, el presente estudio evalúa la estabilidad física del depósito de relaves de Mina Chépica frente a un sismo con características similares al ocurrido el 27 de febrero del año 2010 en Chile (27F). La evaluación considera realizar un estudio previo sobre el desarrollo operacional de la planta para determinar la variabilidad en su configuración física durante su operación. Sobre la base de lo anterior, el estudio considera una comparativa entre los antecedentes históricos y los antecedentes propios del diseño, a fin de establecer la configuración del depósito a inicios del año 2010; además de una caracterización

geotécnica de los suelos y rocas del sector, estudios que serán el soporte para los diferentes análisis de estabilidad física, campanas de terreno y ensayos de laboratorio.

### 1.3 Objetivos

#### 1.3.1 Objetivo General

Evaluar la estabilidad física del depósito de relaves de Mina Chépica considerando la sollicitación generada por un sismo severo.

#### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Identificar las características geológicas y geotécnicas de los componentes del embalse de relaves (suelo de fundación, muro y cubeta) a través de métodos directos (*in situ* y laboratorio) y métodos indirectos;
- Estimar la condición de llenado de la cubeta más representativa a febrero del año 2010, mediante una comparación de la depositación de relaves considerado en el diseño con respecto a los relaves depositados durante la operación entre los años 2003 y 2018.
- Definir las secciones transversales de estudio sobre el depósito, posición de la laguna según descargas o eventos de precipitación, a manera de evaluar el comportamiento de infiltraciones y del nivel freático al interior del depósito, considerando sensibilidad en la operatividad del sistema de drenaje por potenciales problemas de colmatación, para la reconstrucción de su estado en el año 2010;
- Definir la sollicitación sísmica de diseño mediante la normativa chilena vigente a la fecha del evento sísmico del 27F, sus características y la amplificación dinámica del movimiento en la zona de estudio, con el fin de conocer cómo se comportó el embalse bajo dicho evento, y
- Evaluar la estabilidad física del depósito de relaves en dos (2) dimensiones utilizando el Método de Equilibrio Límite (MEL) en software SLOPE/W.

#### 1.4 Alcances del estudio

El presente proyecto de memoria estudiará aspectos vinculados a la operación y manejo del depósito de relaves de mina Chépica a fin de dar soporte a análisis sobre la estabilidad del muro de empréstito frente a una solicitación sísmica severa. Lo anterior se realizará mediante distintas apreciaciones de los antecedentes disponibles de diseño, registros históricos como actualizados de operación, la realización de una caracterización de distintos materiales de depósito de relaves y potencial efecto de sitio. Para esto, se generará una reconstrucción del escenario para el año 2010 del depósito de relaves y posteriores análisis que consideran la evolución de la normativa que regula estos depósitos y las modificaciones generadas en los años 2007, año en que se pone en vigencia el DS-248 y el año 2010 en el cual ocurrió el evento sísmico del 27F.

En el caso del estudio sísmico se empleará el uso de correlaciones y modelamiento, para estimar las aceleraciones en roca y superficie de terremoto Mw 8,8 en el mismo depósito de relaves, esto con el fin de establecer cual pudo ser su real comportamiento ante este terremoto.

#### 1.5. Metodologías y herramientas utilizadas

Dentro de las etapas de estudio más relevantes a realizar dentro de este trabajo se pueden señalar los siguientes:

- Los antecedentes de diseño del depósito consideran estudios topográficos, geotécnicos, geológicos, hidrológicos y aspectos sismológicos requeridos para la puesta en marcha del proyecto. Dichos antecedentes de diseño entregan la condición inicial de operación del depósito;
- Debido a los diversos cambios en la operación de la mina, el llenado de la cubeta del depósito entre los años 2007 y 2016, fue estimada en función de los antecedentes de diseño y los registros históricos e información disponible, a fin de obtener el volumen de llenado de la cubeta de relaves por cada año en dicho periodo, con el cual se realizará una comparativa entre el depósito de relaves planteado en el diseño inicial y la real operación (que se asumirá discontinua) de la compañía, a manera de definir la configuración del depósito al año 2010;

- Determinación del peligro sísmico, considerando la estimación de la aceleración basal y en el coronamiento de la presa a través del concepto de amplificación sísmica utilizando análisis en una dimensión (1D), y
- Finalmente, la evaluación de estabilidad física se realizará a través del Método de Equilibrio Límite (MEL). El modelamiento de la posición del nivel freático y superficies de deslizamiento críticas se generarán en el software Geostudio 2012 utilizando los módulos Seep/W, Quake/W y Slope/W respectivamente. Los coeficientes sísmicos utilizados en el MEL establecerán un nivel de desempeño según las posibles deformaciones o desplazamientos que se puedan generar, los cuales serán estimados bajo el método de Newmark.

# CAPÍTULO 2 : MARCO TEÓRICO

*En este capítulo se exponen conceptos claves, información relevante y metodologías a utilizar para el estudio, el estado del arte y referencias a casos similares.*

## 2.1 Manejo de relaves

Un depósito de relaves es una obra minera, cuya función es almacenar los relaves provenientes de una planta de concentración, permitiendo contenerlo de forma segura y también de recuperar el agua que transportan dichos sólidos. Para su construcción existen diversos tipos de operación y construcción como los tranques y los embalses de relaves, esta última denominación es la que corresponde al depósito de Minera Chépica. Sus características y método de descarga se detallan a continuación:

### 2.1.1 Embalse de relave

Este tipo de depósito como define SERNAGEOMIN (2018), posee un muro de contención que está construido de material de empréstito (suelo y/o rocas), el cual se encuentra impermeabilizado en el coronamiento y en su talud interno, y generalmente están ubicados en alguna depresión del terreno en que no se requiere construcción de un muro de contención.



Figura 2-1: Embalse Enami Vallenar  
(Falcón, 2017)

### 2.1.2 Descarga de relaves

Para el caso de los embalses, se tiene el método de descarga del relave completo, es decir tanto la parte fina como gruesa, el cual requiere que la cubeta del embalse disponga del volumen suficiente para permitir almacenar todos los relaves que se producirán durante la vida útil de la operación.

El tipo de depositación es por medio de puntos de descarga conocidos como *spigots*, que generalmente, como ocurre en Mina Chépica, se utiliza el método de depositación subaérea, y que consiste en la formación de playas conformadas por colas (relaves o *tailings*), donde se generan flujos superficiales de baja velocidad hacia la laguna de aguas claras, producto de la pendiente existente (Figura 2-2). Estas playas se encuentran generalmente en el talud de aguas arriba. (Engels, Gonzalez, Aedo, & McPhail, 2018).



Figura 2-2: Descarga de relaves subaéreas y corrientes superficiales de baja velocidad trenzadas en una playa de colas. (Engels, Gonzalez, Aedo, & McPhail, 2018).

## 2.2 Fallas asociadas a depósitos de relaves

En los últimos 20 años las fallas asociadas a depósitos de relaves se han duplicado, ya sea por causas que involucran directamente la operación y/o diseño de estos, como también las malas decisiones tomadas a la hora de tomar riesgos de baja probabilidad de ocurrencia, que por lo general terminan en resultados catastróficos (Miningpress, 2019).

Los depósitos de relaves deben diseñarse y construirse con un adecuado nivel de seguridad en relación con su estabilidad física, esto en mayor medida en el caso particular Chile, que se ubica en una zona geográfica donde ocurren sismos de gran magnitud ( $M_w > 7,5$ ).

Un depósito de relaves puede sufrir diversas problemáticas que pueden derivar en fallas. Su ocurrencia depende principalmente de 3 factores: las condiciones de emplazamiento, la deficiencia del diseño y la inadecuada operación y control (Palma, 2016). A continuación, presentan algunos de los tipos de deslizamientos que se pueden producir al fallar alguno de estos factores.

### 2.2.1 Deslizamiento Rotacional

Esta falla ocurre cuando la tensión solicitante de corte estática en la posible superficie de rotura es mayor o igual a la resistencia al corte del muro, esto puede generarse por cambios en el nivel freático, cambios en la permeabilidad de los materiales de fundación, alteraciones en el muro de contención causado por vibraciones o cargas de impacto, asentamiento de materiales de fundación u otros problemas. Al producirse la falla, se genera un desprendimiento local del muro y los relaves, generalmente en forma de arco circular (Figura 2-3) en áreas a lo largo de la cara del muro de contención (Palma, 2016).



*Figura 2-3: Vista Falla por Deslizamiento rotacional  
(Palma,2016)*

### 2.2.2 Falla de fundación

Este tipo de falla ocurre cuando existe una capa débil de suelo o roca a poca profundidad bajo la estructura, en los cuales podría ocurrir movimientos a lo largo del plano de falla si es que el peso de la estructura produce esfuerzos que superen la resistencia al corte del suelo de fundación (Palma, 2016).



*Figura 2-4: Vista Falla de Fundación presa Aznacóllar, Mina Los Frailes, (Palma,2016)*

### 2.2.3 *Overtopping* o Falla por Rebalse

El *overtopping*, desbordamiento o rebalse se produce cuando el volumen afluente de un embalse excede la capacidad del depósito, esto puede ocurrir por inadecuado control de los flujos de agua superficial o de agua de lluvias intensas, falla del evacuador de estas aguas, falla de los canales de contorno de existir o por revancha hidráulica insuficiente. En consecuencia, se puede producir la erosión del muro a nivel del coronamiento, producto del flujo generado (Figura 2-5) (Palma, 2016).



*Figura 2-5: Vista Falla por Overtopping (Palma,2016)*

#### 2.2.4 Licuación Sísmica

Se produce por la acción de fuerzas cíclicas externas de rápida acción tales como sismos y explosiones, generando un aumento de presiones intersticiales (en los poros), que no son disipadas de manera rápida en estructuras cuyo diseño u operación no son los adecuados. En consecuencia, se anulan los esfuerzos efectivos de confinamiento y la estructura colapsa, generando grandes deformaciones debido a la reducción de resistencia al corte de los materiales (Palma, 2016), es decir, el material solido adquiere características propias de un líquido (Figura 2-6). Es necesario señalar que, en la Región del Maule, producto del terremoto del 27F del año 2010, ocurrió este caso de falla en un tranque de características y dimensiones similares al depósito de este estudio (SERNAGEOMIN, 2010), como se especifica en la Tabla 2.3.



*Figura 2-6: Vista Falla por Licuefacción Sísmica en relaves  
(Palma,2016)*



*Figura 2-7: Vista Falla por Licuefacción Tranque Las Palmas, Maule 2010  
(Palma,2016)*

### 2.2.5 Licuación Estática

En este caso se produce por la disminución de la resistencia del suelo debido principalmente a una tasa de depositación rápida, lo que aumenta los esfuerzos verticales, y/o a un aumento súbito del nivel freático, incrementando la presión de poros. Generalmente se atribuye a precipitaciones fuertes o a fallas de estructuras contenedoras de agua (Palma, 2016).



Figura 2-8: Vista Falla por Licuefacción Estática  
(Palma, 2016)

### 2.2.6 Tubificación (*Piping*)

La tubificación o *piping* corresponde al arrastre de material fino a lo largo de una vía de filtración, a través o bajo un depósito, formando una red de microtubos, permitiendo el flujo constante a través de ellos. Esto se puede generar a partir de filtraciones existentes en la cara de un depósito, con suficiente velocidad para causar la erosión interna. Los espacios resultantes vaciados promueven la progresiva erosión desde aguas arriba, en el peor de los casos la filtración puede dar resultado a la creación de un canal directo desde la cubeta a la cara de la presa. (Palma, 2016).



*Figura 2-9: Vista Falla por Tubificación  
(Palma,2016))*

### 2.3 Infiltración en depósitos de relaves

El control de infiltración de los flujos propios de un depósito de relaves es un proceso muy importante, ya que esta puede favorecer o perjudicar su funcionamiento. El cómo afecta depende del método de construcción y el material con el que se construyó el muro, tipo de material del suelo de fundación, así como de conocer las propiedades del mismo relave con el que se va a trabajar. Por ejemplo, para poder prevenir y/o limitar la saturación en la base del muro se requiere que la permeabilidad del material del muro exceda la de los relaves depositados por lo menos 2 a 3 veces, esto según Valenzuela (2016), quien indica que de cumplir esto se garantiza que el flujo de agua de los relaves depositados y el agua usada para el transporte y depositación de las arenas sea lo más parecido posible al flujo gravitacional de un medio insaturado.

### 2.4 Drenes en depósitos de relaves

El sistema de drenaje en depósitos de relaves es un elemento muy importante para evacuar las aguas de infiltración sobre la presa y así evitar y/o disminuir diversos problemas, según Stephens (2010), si la infiltración es un problema potencial, contramedidas como filtros, drenes y taludes más recostados, puede reducir cualquier riesgo al mínimo. Dependiendo del material con que se construya el o los muros del depósito y el plan de depositación del relave, puede variar el grado de infiltraciones, las cuales pueden comprometer la integridad del depósito, esto debido a que puede aumentar el nivel freático, dejándolo en un nivel que el muro no pueda soportar. También

se debe considerar, que el sistema de drenaje construido esté en buen estado y cumpla con lo establecido en el diseño (Figura 2-10). Algunos errores comunes a la hora de diseñar u operar un depósito relacionados con el mal funcionamiento de los drenes son:

- Mal dimensionamiento de las secciones drenantes;
- Deficiencias en la generación de las granulometrías correspondientes a materiales de filtro;
- Deficiencias en la distribución de los materiales, potencial segregación;
- Deficiencia en el método de depositación de relave, y
- Cambio en las propiedades del relave.

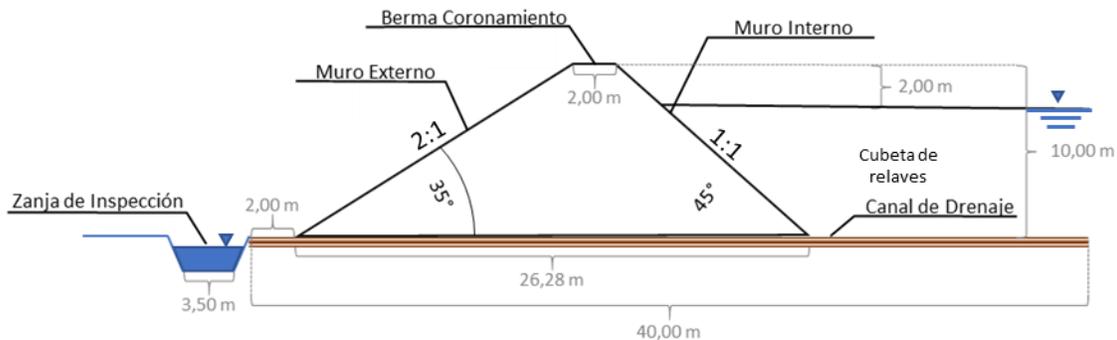


Figura 2-10: Ejemplo sistema de drenaje y canal de inspección. Dimensiones referenciales a modo de esquematización. (Elaboración propia)

## 2.5 Terremoto 27 de febrero de 2010

Uno de los puntos importantes del estudio, es analizar la estabilidad pseudoestática considerando el terremoto ocurrido la madrugada del 27 de febrero del año 2010, el cual es considerado como uno de los eventos sísmicos más grandes de los últimos 20 años de Chile y el mundo. Este evento sísmico tuvo una magnitud  $M_w$  8,8, y su epicentro se ubicó en el mar a 8 km al poniente de Curanipe en la comuna de Cauquenes, en la zona central de Chile, a 90 km de Concepción y 340 km de Santiago, a una profundidad de 30,1 km. Este corresponde a un sismo de subducción interplaca, los cuales se producen por el desplazamiento súbito de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. El área de ruptura del terremoto se extiende desde la Península de Arauco por el sur hasta el norte de Pichilemu, cubriendo unos 450 km de longitud en dirección norte sur con un ancho de unos 150 km (SERNAGEOMIN, 2010). Esta zona de contacto entre las placas, cuya expresión superficial es la fosa marina que se ubica unos 130 km

de la costa hacia el Oeste, se localiza a lo largo del plano inclinado que define el área de falla causante del terremoto (Servicio Sismológico, 2010).

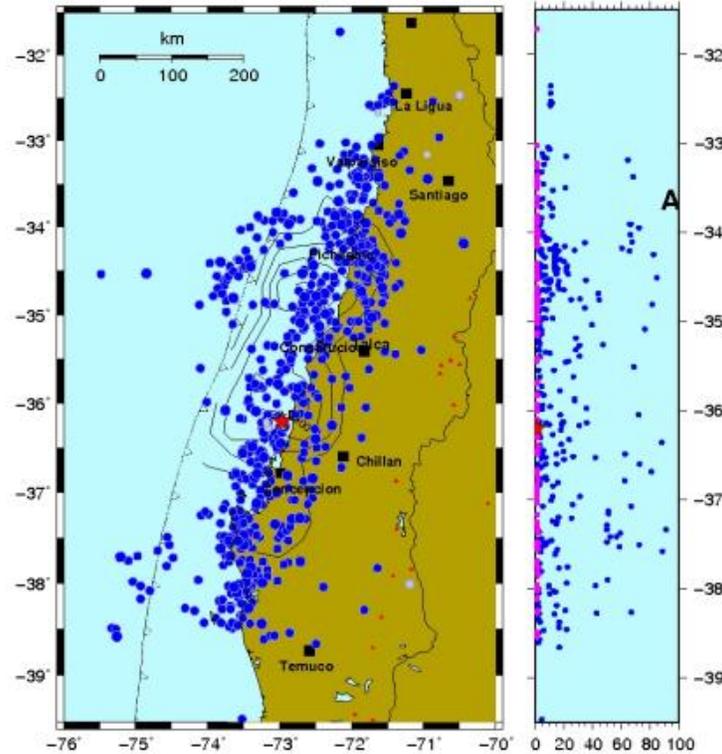


Figura 2-11: Mapa del epicentro (rojo) y replicas (azul) del terremoto del 27 de febrero del año 2010 (Servicio sismológico nacional,2010).

Las cifras de pérdidas tanto humanas como monetarias se especifican en la Tabla 2-1, que da cuenta del gran impacto que tuvo este terremoto para el país.

Tabla 2-1: Resumen catastro consecuencias terremoto 27F (Servicio sismologico, 2010)

<b>Víctimas fatales</b>	521 víctimas fatales y 56 presuntas desgracias
<b>Daños en viviendas</b>	370.000 (11% del total de la zona afectada)
<b>Daños en obras</b>	133 hospitales, 6.168 establecimientos educacionales y 211 puentes destruidos o dañados
<b>Pérdida económica</b>	29 mil 663 millones de dólares (18% del PIB del año 2009)

Con respecto al proyecto minero Mina Chépica, que para ese entonces era operado por la Sociedad Legal Arno de Los Muermos, personal de operaciones reportó grietas ubicadas en muro del embalse de relaves, no obstante, por la información disponible se sabe que fueron

daños menores y no afectó su estabilidad del depósito. Por otro lado, las aceleraciones transmitidas y reportadas en el lugar fueron mayores a las consideradas por la normativa nacional para este tipo de obra, la cual está regida por la normativa chilena NCh 433Of.96 y que considera una aceleración efectiva en superficie igual a 0,4g. El diseño original considera una aceleración máxima horizontal igual a 0,31g y un coeficiente sísmico igual a 0,21g.

Para establecer la potencial sollicitación sísmica en superficie se realizó una evaluación de la respuesta de sitio considerando el concepto de amplificación sísmica en 1 y 2 dimensiones, considerando como input el registro en roca longitudinal (L) y transversal (T) 27F medido en la Universidad Técnica Federico Santa María (UTFSM). El registro al ser medido en roca proporciona el movimiento primigenio del sismo, con este contenido de frecuencias es posible adecuar la señal de entrada en el basamento rocoso bajo del depósito. A continuación, se presenta la Tabla 2-2 resumen de las características del registro

Tabla 2-2: Registros UTFSM Terremoto 27F.

Valparaíso UTFSM		Valor máximo registrado	
Magnitud	8,8Mw	Longitudinal	Transversal
Aceleración (cm/seg <sup>2</sup> )		128,95	285,35
Velocidad (cm/seg)		7,38	16,02
Desplazamiento (cm)		2,48	2,41

### 2.5.1 Comportamiento de los depósitos de relaves para el terremoto del 27F del 2010

El terremoto del 27 de febrero del año 2010 fue uno de los sismos más destructivos que ha tenido Chile y el mundo, con una magnitud igual a 8.8 (Mw). Liberó 1.018 Joules de energía sobre la zona central del país, afectando a miles de personas, estructuras e instalaciones diversas. Las fallas en los depósitos de relaves de Chile se deben en la mayoría de los casos a problemas de diseño y de estabilidad sísmica. En el año 2010, producto del terremoto ocurrieron variados casos de fallas en distintos depósitos. El catastro realizado por SERNAGEOMIN dio cuenta de que los problemas de inestabilidad de taludes y las debilidades de compactación de suelos y/o muros en el sector de la pequeña minería fueron los principales casos de falla, mientras que en mediana minería solo se registró un caso y en la gran minería ninguno. En la Tabla 2-3, se

presentan algunos casos de comportamiento de depósitos de relaves para el 27F, extraídos del catastro realizado por SERNAGEOMIN (2010).

Tabla 2-3: Catastro de comportamiento de depósitos de relaves del Terremoto del 27F (SERNAGEOMIN, 2010)

Deposito	Empresa	Estado	Comportamiento	Ubicación
Tranque Planta Chancón	Compañía minera Chilena Rumana	No operativo	Colapso producto de la baja compactación el muro. Disminuyó el volumen útil de la cubeta del embalse adyacente	Cachapoal, Región de O'Higgins
Tranque Veta del Agua N°5 (Método Aguas arriba)	Particular pequeña minería	No operativo desde 1998	Colapso del muro de arenas, provocando obstrucción con material de relaves en una extensión del orden de 100 m en una quebrada adyacente y paralela al muro de arenas. El material de relaves obstruyó el flujo de agua del estero "El Sauce"	Nogales, en el sector El Melón, Quillota, en la Región de Valparaíso
Tranque de Relaves N° 1 Planta Bellavista (Método Aguas arriba)	Minera Clarita	No operativo desde oct. 2009	Colapso del 80% del muro de arenas, consistente en fracturas longitudinal, subsidencias y desplazamientos del muro producto de la baja compactación, provocando desplazamiento aguas abajo del material cubriendo el tranque N°2	San Felipe, Región de Valparaíso
Embalses Colihue	Codelco División El Teniente	Operativo	No sufrieron Daños	División El teniente, Región de O'Higgins
Embalse Punta Polcura	Compañía minera San Pedro	Operativo	No sufrieron Daños	Til Til, Región Metropolitana
Tranque Las Palmas	Sociedad Contractual Minera Tambillos	No operativo desde 1997	Licueción sísmica en el muro y la cubeta producto de una vertiente no visible desde una quebrada aledaña, provocó la muerte de 4 personas que habitaban en una vivienda cercana producto del flujo de relave, el cual correspondía al 80% del volumen total. Además, se generó obstrucción de los esteros Los Ladrones y Las Palmas producto de los relaves y dispersión de este	Pencahue, Región del Maule

Deposito	Empresa	Estado	Comportamiento	Ubicación
			en suelos aledaños de particulares	
Tranque de Relaves Adosado Planta Alhué	Minera Yamana Gold	Operativo	En este caso se produjeron daños significativos en el muro de arenas, provocando fallas rotacionales localizadas a lo largo del muro, desplazamientos y subsidencias a lo largo del talud aguas abajo y en zonas del talud interior del muro, evidencia de licuefacción en lamas y parte basal del muro, escurrimiento de relaves en sectores del muro de arenas.	Región Metropolitana
Tranques Cauquenes	Codelco División El Teniente	No operativo	No sufrieron Daños	División El teniente, Región de O'Higgins
Tranques Barahona	Codelco División El Teniente	No operativo	No sufrieron Daños	División El teniente, Región de O'Higgins

## 2.6 Análisis de estabilidad

Desde los años 1920s, la estabilidad sísmica de estructuras ha sido analizada mediante el concepto pseudoestático, es decir, los efectos de un sismo o terremoto sobre el sistema son representados por fuerzas constantes horizontales y/o verticales sobre las masas de los materiales que componen el depósito (respuesta inercial).

### 2.6.1 Decreto Supremo N° 248: Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves

Según lo planteado en el reglamento de depósitos de relaves (DS-248, 2007), para el diseño de un depósito en sus etapas de operación y cierre se debe realizar análisis de estabilidad de los taludes que lo conformarán, de acuerdo con el estado actual de conocimiento, incluyendo diferentes fases de precisión según la importancia y la evaluación de los riesgos que el depósito pueda presentar para las áreas adyacentes, como se presenta a continuación:

- Fase I: Simulación de estabilidad estática (análisis pseudoestáticos) asumiendo licuefacción total de los relaves de la cubeta. En esta fase se puede considerar la reducción de resistencia en el relave una vez licuado, la cual puede considerarse como un fluido sin resistencia al corte.
- Fase II: Simulación de estabilidad estática (análisis pseudoestáticos) con determinación simplificada de las presiones de poros, siendo necesario considerar un nivel freático que sea conservador para el análisis de estabilidad, como la presencia de agua una cierta altura dentro del muro. El factor de seguridad (F.S.) resultante del cálculo de las fases anteriores no debe ser menor de uno coma dos (1,2) para el caso de depósitos pequeños (con muros menores de 15 metros de alto), de cumplirse esta condición, no será necesario cumplir la fase III.
- Fase III: Análisis dinámicos basados en ensayos de propiedades dinámicas de los suelos, incluyendo cálculos de desplazamientos. Esta Fase no es necesaria, debido a que el muro, de acuerdo con los antecedentes presentados por la empresa, tiene una altura menor a 15 m.
- Fase IV: Análisis para condición de cierre, incluyendo eventos solicitantes máximos y efectos del tiempo en las propiedades de los depósitos. En esta Fase se solicita considerar el sismo máximo para el análisis de estabilidad, junto con una consideración sobre las propiedades esperadas de los materiales a largo plazo.

En necesario señalar que, para este estudio, no se considerará el cálculo de distancia peligrosa asociada a una rotura de presa de relaves, esto debido a que no se encuentra en los alcances y obedece a una situación no ocurrida en el embalse Chépica. La aplicación de la normativa vigente se realizará considerando lo dispuesto en la Guía para el cumplimiento de DS248 Depósitos de relaves bajo producción de 5.000 tpm de Urbano & Falcón (2016).

Asociado esta guía, se determina que para la Fase III, es necesario establecer que en la actualidad existen variadas metodologías numéricas para poder representar el comportamiento dinámico tanto de los materiales como de los sistemas compuestos por suelos. El análisis pseudoestático,

representa los efectos de las vibraciones de un terremoto mediante aceleraciones pseudoestáticas que producen fuerzas  $F_h$  y  $F_v$ , y las cuales actúan a través del centroide de la masa de falla.

Esto es planteado por Kramer (1996), donde las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas son:

*Ecuación 1: Fuerzas pseudoestáticas (Kramer, 1996)*

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = K_h W \quad \text{y} \quad F_v = \frac{a_v W}{g} = K_v W$$

Donde  $a_h$  y  $a_v$  son las aceleraciones horizontales y verticales respectivamente,  $k_h$  y  $k_v$  son los coeficientes pseudoestáticos horizontales y verticales adimensionales, también conocidos como coeficientes sísmicos, y  $W$  es el peso de la masa de falla. (Figura 2-12).

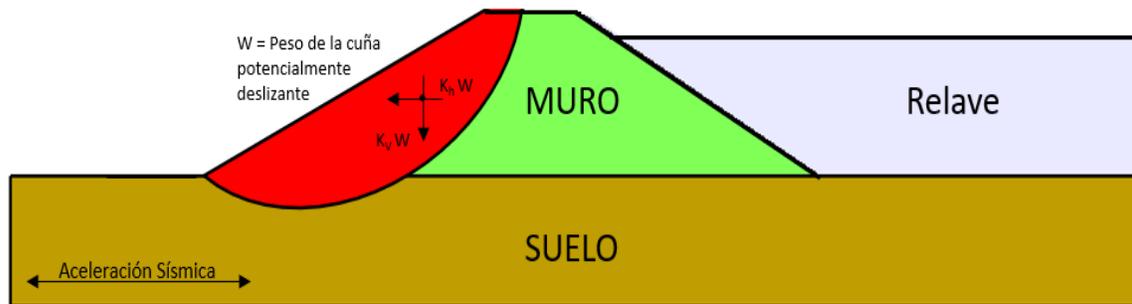


Figura 2-12: Diagrama de Fuerza horizontal y vertical en un depósito de relaves (Elaboración Propia)

En Chile, para el análisis de estabilidad de presas de relaves la componente vertical de las aceleraciones de un terremoto es normalmente despreciada en el método pseudoestático y el coeficiente sísmico normalmente representa una fuerza horizontal, lo anterior asociado a la poca probabilidad de ocurrencia en simultáneo de ambas componentes. Este coeficiente  $kh$  es calculado según el Manual de Carreteras (2002) y la norma chilena NCh 433 (2009) considerando que en Chile existen 3 zonas sísmicas, las cuales modifican la aceleración efectiva máxima del suelo como se muestra en la Figura 2-13, para el caso de la zona centro sur del país.

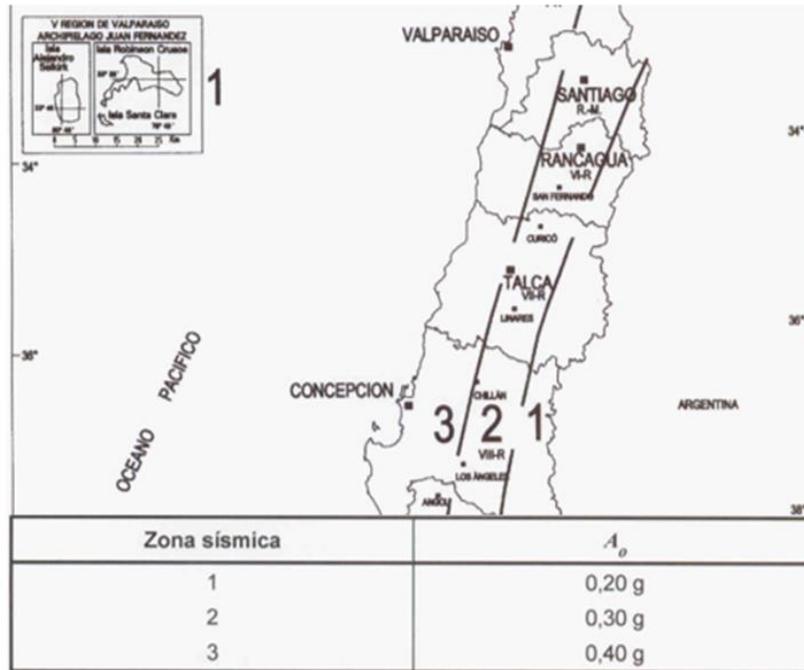


Figura 2-13: Zonificación sísmica de las regiones zona centro sur y Tabla Aceleración efectiva máxima según zona (Norma Chilena NCh 433, 2009)

Considerando la aceleración efectiva máxima según la Figura 2-13 se tiene que el coeficiente sísmico horizontal se calcula con la siguiente expresión:

Ecuación 2: Coeficiente sísmico horizontal (Manual de Carreteras, 2002)

$$k_h = 0,5 \cdot A_o$$

### 2.6.2 Peligro Sísmico

Chile posee una dinámica de placas convergentes que hace necesario un análisis cuantitativo de la amenaza sísmica, esto busca lograr cuantificar tanto la actividad sísmica asociada a la subducción misma, como la caracterización de la cinemática y la dinámica de fallas actividad o potencialmente activas (Alfaro, 2011). Las posibles repercusiones que puedan generar estos sismos derivan en tener que evaluar la estabilidad de variadas estructuras en minería, una de ellas es los depósitos de relave. El año 2011, considerando la cuantiosa cantidad de datos obtenidos de variados sismos y la alta actividad sísmica de la zona de la Región del Maule, se realizó un estudio para determinar las posibles aceleraciones que pueden afectar a dicha zona, para lo cual se consideraron sismos de origen interplaca, intraplaca oceánica y fuentes corticales, en las cuales se consideró un periodo de retorno de 475 años.

Se determinó que la zona del Maule posee un riesgo sísmico alto, con una aceleración en superficie promedio de 0.3g, cuya distribución del riesgo no es homogénea puesto que aumenta en la zona de subducción, alcanzando valores de hasta 0,5g en zonas como Pichilemu. La zona de interés para este estudio, la zona de Péncahue posee un riesgo sísmico entre 0,3g y 0,4g (Alfaro, 2011), como se presenta en la Figura 2-14.

### 2.6.3 Leyes de atenuación

Las leyes de atenuación son expresiones matemáticas que, en función de la magnitud (M), distancia al epicentro (R) e intensidad de un sismo definen la aceleración espectral que se puede esperar en un determinado lugar dado un sismo. Existen muchas expresiones matemáticas realizadas por diferentes expertos en el área, para este estudio se considerará la Montalva (2017).

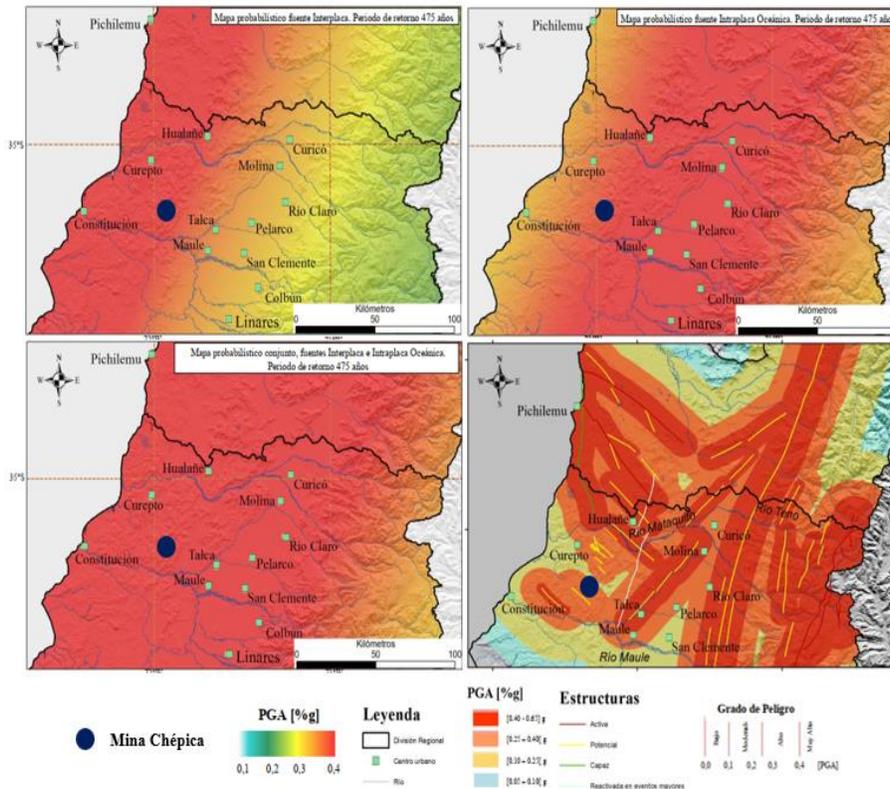


Figura 2-14: Mapa de PGA asociado a la Región del Maule, utilizando métodos probabilísticos y determinísticos (Alfaro, 2011)

Montalva (2017) propone una ecuación que incluye el Vs30, correspondiente a la velocidad de propagación de onda media a 30 metros de profundidad del punto, la magnitud de momento del sismo  $M_w$ , la distancia R epicentro en km y una serie de constantes C y  $\theta$  que provienen de

registros de acelerógrafos ubicados en Chile. La idea es sintetizar una función que determine como es el PGA (*peak ground acceleration*) en función de la distancia, la cual se puede estimar bajo las siguientes expresiones:

*Ecuación 3: Ecuaciones Ley de atenuación (Montalva, 2017)*

$$\begin{aligned}\mu(z|\theta) &= \ln SA(T) \\ &= \theta_1 + f_{source} + f_{Path} + f_{event/depth} + f_{site} + f_{FABA}\end{aligned}$$

$$f_{source} = \theta_4 \Delta C_1 + f_{mag}(M_w)$$

$$f_{mag} = \begin{cases} \theta_4 (M_w - (C_1 + \Delta C_1)), & \text{if } M_w \leq (C_1 + \Delta C_1) \\ \theta_5 (M_w - (C_1 + \Delta C_1)), & \text{if } M_w > (C_1 + \Delta C_1) \end{cases}$$

$$f_{Path} = [\theta_2 + \theta_{14} f_{event} + \theta_3 (M_w - 7.2)] \ln (R + C_4 \exp (\theta_9 (M_w - 6))) + \theta_9 R$$

$$f_{event/depth} = [\theta_{14} + \theta_3 (\min (Z_h, 120) - 60)] f_{event}$$

$$f_{site}(PGA_{1000}, V_{s30}) = \begin{cases} \theta_{12} \ln \left( \frac{V_s^*}{V_{lin}} \right) - b \ln (PGA_{1000} + c) + b \ln \left( PGA_{1000} + c \left( \frac{V_s^*}{V_{lin}} \right)^n \right), & \text{if } V_{s30} < V_{lin} \\ \theta_{12} \ln \left( \frac{V_s^*}{V_{lin}} \right) + b \ln \left( \frac{V_s^*}{V_{lin}} \right), & \text{if } V_{s30} \geq V_{lin} \end{cases}$$

$$V_s^* = \begin{cases} 1000, & \text{if } V_{s30} > 1000 \\ V_{s30}, & \text{if } V_{s30} \leq 1000 \end{cases}$$

$$f_{FABA}(R) = \begin{cases} \left( \theta_7 + \theta_8 \ln \left( \frac{\max(R, 8.5)}{40} \right) \right) f_{FABA}, & \text{if } F_{event} = 1 \\ \left( \theta_{15} + \theta_{16} \ln \left( \frac{\max(R, 100)}{40} \right) \right) f_{FABA}, & \text{if } F_{event} = 0 \end{cases}$$

Por otra parte, se tiene la Teoría de Amplificación Sísmica, la cual utiliza la función de transferencia de cada estrato de una columna de suelo específica. Para esto se requiere el cálculo de la razón de impedancia ( $\alpha$ ) y el periodo fundamental de cada estrato. A continuación, se presentan sus respectivas ecuaciones.

Ecuación 4: Razón de impedancia y máximo de la función de transferencia

$$\alpha = \frac{\rho_{arcilla} \cdot V_{S_{arcilla}}}{\rho_{Roca} \cdot V_{S_{roca}}} \Rightarrow F_{max} = \frac{1}{\alpha}$$

Ecuación 5: Período fundamental

$$T = \frac{4H}{V_S} [s]$$

Donde, H es la altura o largo del estrato, Vs es la velocidad de onda asociada al material del estrato y T es su período fundamental.

Después se procede a obtener la función de transferencia utilizando estos parámetros calculados, aplicando la siguiente expresión a cada período del registro.

Ecuación 6: Función de transferencia

$$F = \frac{1}{\sqrt{\left(\cos\left(\frac{2\pi}{V_S} \cdot \frac{H}{t_i}\right)\right)^2 + \alpha^2 \left(\sin\left(\frac{2\pi}{V_S} \cdot \frac{H}{t_i}\right)\right)^2}}$$

Donde,  $t_i$  el tiempo en el intervalo i, que en este estudio es la duración del evento sísmico.

#### 2.6.4 Estabilidad por método de equilibrio límite

El método de equilibrio límite (MEL) nos permite calcular la estabilidad de un talud, asemejando condiciones estáticas sin considerar las deformaciones del material, estableciendo que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura, donde existe una masa de terreno superior a esta que se desplaza y produce la ruptura del terreno. Por lo cual la relación existente entre la superficie superior a la línea de ruptura y la inferior se define como factor de seguridad (F.S.) o FoS (*Factor of Safety*) el cual se expresa mediante la siguiente expresión:

---

*Ecuación 7: Factor de Seguridad*

$$F.S. = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}}$$

Esta expresa que cuando la razón entre las fuerzas que ejercen es  $F.S. > 1$  se establece una relación de estabilidad entre los bloques, lo cual se considera matemáticamente estable, no obstante, en la práctica un  $F.S. > 1,5$  se considera aceptable en un periodo de tiempo prolongado. La fuerza resistente se define como la fuerza que se opone al deslizamiento del bloque a lo largo de la línea de ruptura, en términos prácticos es la cohesión y la fricción del material que evitan el deslizamiento, estos parámetros pueden expresarse como tensión mediante el criterio de falla *Mohr Coulomb*. Es importante señalar que el MEL no estima deformaciones en el sistema bajo análisis.

*Ecuación 8: Tensión resistente - Criterio de Mohr-Coulomb*

$$\tau = c' + \sigma \tan (\phi')$$

Donde,  $\tau$  es la tensión resistente,  $c'$  es la cohesión del material,  $\sigma$  es el esfuerzo efectivo sobre el material y  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna del material.

- Método de Morgenstern y Price (1965)

El método de Morgenstern & Price (1965) (M-P) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas (Figura 2-15), lo que lo hace un método más riguroso, el cual permite una mayor versatilidad ante cualquier forma análisis de talud.

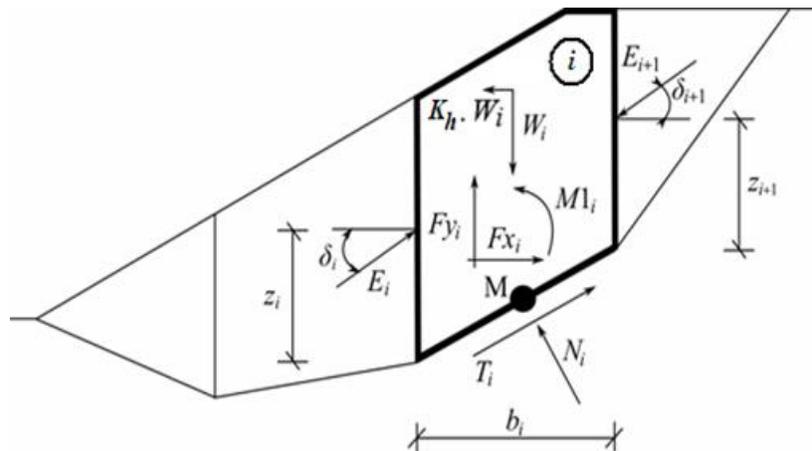


Figura 2-15: Diagrama de cuerpo libre sobre el bloque o dovela  $i$  (Morgenstern & Price, 1965)

Donde,

- $W_i$  corresponde al peso del bloque  $i$ , incluyendo el coeficiente vertical  $k_v$ ,
- $k_h \cdot W_i$  corresponde a la inercia horizontal,
- $N_i$  corresponde a la fuerza normal a la superficie,
- $T_i$  corresponde a la fuerza de corte a la superficie,
- $E_i, E_{i+1}$  corresponden a la fuerza ejercida por los bloques vecinos inclinados,
- $F_{x_i}, F_{y_i}$  corresponden a fuerzas verticales y horizontales extra en el bloque  $i$ ,
- $M_i$  corresponde al momento de fuerzas sobre el punto  $M$ , y
- $U_i$  corresponde a la presión de poros del bloque  $i$ .

El método de M-P considera que las dovelas que dividen el bloque son siempre verticales, y la línea de acción del peso  $W_i$  y la componente normal  $N_i$  pasan por el centroide de cada segmento  $i$ , y la superficie  $M$ , el ángulo de inclinación del bloque  $i$  es diferente para cada segmento, lo cual permite cualquier forma de superficie de falla (Morgenstern & Price, 1965).

La elección de los ángulos de inclinación  $\delta_i$  de las fuerzas  $E_i$  actuando entre los bloques se realiza con la ayuda de la función Half-sine que es el punto límite multiplicado por el parámetro  $\lambda$  da como resultado el valor de la inclinación del ángulo  $\delta_i$ .

Para la estimación de factor de seguridad mediante el método de M-P se consideran la ecuación 9, la cual permite calcular los momentos  $Z_i$  de las fuerzas actuando entre los bloques para un valor dado de  $\delta_i$ , conociendo el valor del lado izquierdo en el origen de la superficie de deslizamiento, donde  $Z_1=0$ . (Morgenstern & Price, 1965). Para más información se puede consultar el manual del Slope/W.

Ecuación 9: Método M-P (Morgenstern & Price, 1965)

$$E_{i+1} = \frac{[(w_i - Fy_i)\cos\alpha_i - (K_h W_i - Fx_i)\sin\alpha_i - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i)] \frac{\tan\varphi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} - (W_i - Fy_i)\sin\alpha_i - (K_h W_i - Fx_i)\cos\alpha_i + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \frac{\tan\varphi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})}$$

### 2.6.5 Método de desplazamiento bloque rígido de Newmark

El análisis de desplazamientos que propuso Newmark (1965) se basa en el supuesto de un bloque que desliza sobre una superficie inclinada, el cual está sujeto a aceleración basal como se muestra en la Figura 2-16, que representa un bloque deslizante.

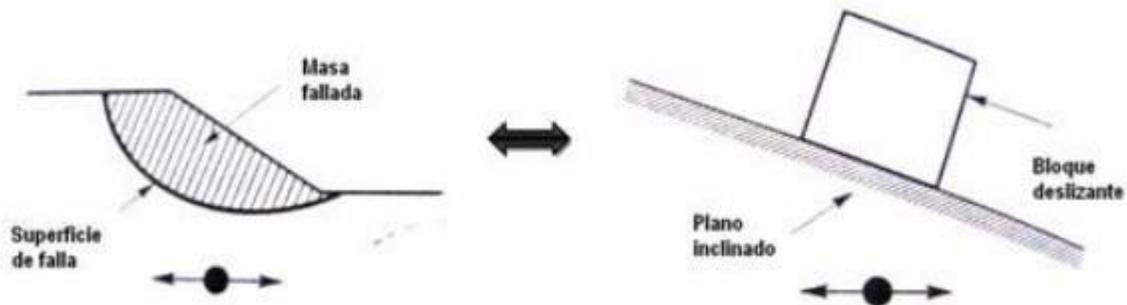


Figura 2-16: Método del bloque deslizante (Newmark, 1965)

Se define aceleración de rotura (o crítica), como aquella aceleración límite, por sobre la cual se producirá el deslizamiento del bloque, es decir la mínima aceleración que el suelo requiere para superar la máxima resistencia del bloque deslizante, esto se calcula en función de un factor de seguridad estático y la geometría del talud. En consecuencia, se dice que cuando las aceleraciones de la onda sísmica exceden la resistencia del bloque, este se mueve, mientras que el resto del tiempo el bloque permanece en reposo, de esta forma, se calcula la deformación acumulada durante todo el sismo, mediante la doble integración de las aceleraciones que

sobrepasan la aceleración crítica. En la primera integración se obtendrán las velocidades y en la segunda los desplazamientos.

Algunas consideraciones del método son:

- En el talud existen planos de debilidad bien definidos y el movimiento ocurrirá a lo largo de superficies específicas o planos, de manera similar a los supuestos en el análisis estático usual de estabilidad de taludes;
- Existirán deformaciones permanentes solo si el esfuerzo dinámico supera la resistencia al cortante del talud;
- Los deslizamientos se producen hacia abajo. La resistencia ocurre hacia arriba se considera infinita y el bloque no se moverá, aunque la aceleración crítica se exceda en la dirección contraria, y
- La aceleración crítica se calcula mediante el método de equilibrio límite (MEL). (Punto 2.6.4).

## 2.7 Caracterización geotécnica

Para la obtención de los diversos parámetros que se requieren para la confección de los modelos de infiltración y de equilibrio límite, se requiere de la realización de variados ensayos, dentro de los que se tienen ensayos en *in situ* y ensayos de laboratorio. Los ensayos realizados son: Clasificación de Suelos, Densidad por cono de Arena, Infiltración directa en área circular y Ensayo Porchet, Corte Directo, Permeabilidad, Consolidación. A continuación, se presentan la descripción de cada uno de los ensayos realizados.

### 2.7.1 Ensayo infiltración directa en área circular

El ensayo de infiltración directa en área circular se utiliza en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, y en rocas muy fracturadas, este es una modificación del método llamado Slug test cuya la gran diferencia es que en el ensayo realizado no se intercepta en nivel freático. Existen dos métodos, el de carga constante y el de carga variable, ambos permiten obtener la permeabilidad de los estratos. Para la realización de esta prueba *in situ*, se

consideró un tubo de 1 m de largo, el cual fue enterrado a 30 centímetros de la superficie (Figura 2-17), quitando la capa vegetal en los casos de suelo. Este ensayo se realizó bajo el método de nivel constante y nivel variable.



Figura 2-17: Punto 8, ensayo infiltración directa en área circular  
(Fuente propia)

Los resultados de este ensayo se presentan en el Anexo 6 del presente informe y se utilizan en el punto 4.2, para la caracterización geotécnica. Las fórmulas utilizadas para calcular la permeabilidad a partir de las tasas de infiltración fueron:

*Ecuación 10: Permeabilidad carga constante*

$$k = \frac{Q}{F \times H}$$

donde:

- Q=tasa de infiltración (m<sup>3</sup>/s)
- H=altura del nivel freático(m)
- F=factor de forma (m)

$$F = 0,336 \frac{\log \left( \frac{l + l^2 + D^2}{l} \right)}{h}$$

donde:

- l=largo de infiltración (m)
  - d=diámetro de la superficie de infiltración (m)
- h=altura total(m)

*Ecuación 11: Permeabilidad carga variable*

$$k = \frac{2\pi r}{11(t_2 - t_1)} \times \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

donde:

- r=radio de la superficie de infiltración (m)
- h=altura del nivel freático (h)
- t=tiempo de medición

### 2.7.2 Ensayo Porchet

Este ensayo permite obtener la permeabilidad y los niveles de infiltración de los materiales del embalse de relaves. Para esto se generaron excavaciones de 30x30x15 cm (Figura 2-18). Los resultados están en el Anexo 5 del presente informe.



*Figura 2-18: Punto 5, ensayo Porchet  
(Fuente propia)*

A continuación, se calcula la permeabilidad a partir de la siguiente expresión:

Ecuación 12: Permeabilidad por ensayo Porchet

$$k = \frac{R}{2(t_2 - t_1)} \times \ln \left( \frac{2h_1 + R}{2h_2 + R} \right)$$

donde:

- r=radio equivalente de la superficie de infiltración (m)
- h=altura del nivel freático (h)
- t=tiempo de medición (s)

### 2.7.3 Ensayo densidad por cono de arena

Este método establece un procedimiento para determinar en terreno la densidad de suelos, es el método más utilizado y representa una forma indirecta de obtener el volumen de la excavación utilizando por medio de una arena estandarizada compuesta por partículas cuarzosas, sin imperfecciones, no cementadas, de granulometría redondeada y comprendida entre las mallas N° 10 y N° 35 (Según la ASTM D2488)

El ensayo permite obtener la densidad de terreno y así verificar los resultados obtenidos en faenas de compactación de suelos, en las que existen especificaciones en cuanto a la humedad y la densidad. Para este caso, se utilizó el equipo estándar para el ensayo como se muestra en la Figura 2-19. Los resultados de este ensayo se encuentran en el Anexo 3 del presente informe.



Figura 2-19: Equipo estándar en terreno  
(Fuente propia)

#### 2.7.4 Ensayos en laboratorio

##### I. Análisis granulométrico

Este ensayo tiene como objetivo determinar de forma cuantitativa la distribución de tamaños de partículas del suelo, esto con el fin de poder clasificar en material. Para el procedimiento se utilizó la norma ASTM D2487. Los resultados del ensayo se presentan en el Anexo 1 del presente informe.

##### II. Ensayo de límites de Atterberg

El ensayo de límites de atterberg se utiliza para caracterizar el comportamiento de los suelos finos en presencia de fluidos. Con este ensayo se puede obtener el los limites plásticos y líquidos de una muestra, lo entregara más información para su clasificación. El procedimiento utilizado está basado en la norma ASTM D-4318. Los resultados del ensayo se encuentran en el Anexo 2 del presente informe.

##### III. Ensayo de corte directo

Este ensayo consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento. Para este estudio se aplicó la norma ASTM D3080 y se utilizaron muestras de suelo de fundación, muro y relave. Los resultados del ensayo se encuentran en el Anexo 4 del presente informe, mientras que la revisión de los datos obtenidos será a través de la teoría de presiones laterales, la cual calcula un valor  $Z$ , que representa la altura máxima que puede tener el material resistiendo en corte vertical sin apuntalamiento. Para esto se utilizaron las siguientes expresiones:

*Ecuación 13: Teoría de presiones laterales*

$$Z = \frac{2C\sqrt{k}}{\gamma \cdot k} \qquad K = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

- Z es la altura máxima que puede tener el material resistiendo su empuje activo,
- C es la cohesión del material
- k es la relación entre la presión lateral u horizontal respecto de a la vertical,
- $\gamma$  es la densidad del material
- $\phi$  es el Angulo de fricción interna del material

#### IV. Ensayo de permeabilidad por método de carga constante y variable

Con este ensayo se obtuvo la permeabilidad saturada de los materiales que componen el embalse de relaves y su suelo de fundación. El procedimiento utilizado fue extraído de la norma ASTM D2434. Los resultados del ensayo se encuentran en el Anexo 7 del presente informe.

# CAPÍTULO 3 : METODOLOGÍA

*En este capítulo se expone de forma detallada la metodología del estudio realizado, sus etapas y las tareas de cada una de ellas.*

### 3.1 Metodología

Con el fin de lograr el objetivo de evaluar la estabilidad física pseudoestática del depósito de relaves de Mina Chépica y su comportamiento frente a un sismo severo, se plantean 5 ejes de desarrollo para el proyecto los cuales pretenden abarcar los objetivos específicos del estudio y en su conjunto lograr cumplir el objetivo general, dichos ejes son: análisis operacional, caracterización geotécnica, ubicación del nivel freático, identificación de la sollicitación sísmica y evaluación pseudoestática, cada uno de estos contiene subetapas y tareas las cuales se presentan en detalle a continuación.

#### A. Etapa 1: Análisis operacional

El estudio operacional contempla el análisis de la geometría y el manejo de relaves de diseño y el realizado en la operación histórica, con el fin de estimar las curvas de crecimiento del relave considerando la elevación y el volumen depositado en el tiempo. También se realizó una comparación de la línea de tiempo operacional del diseño contra la que se llevó a cabo. El resultado final son el volumen de relaves y la altura de la cubeta tanto para la operación del diseño y la operación histórica al año 2010.

#### B. Etapa 2: Caracterización geotécnica

La caracterización geotécnica de los distintos componentes del depósito se realizará mediante métodos indirectos y métodos directos, estos últimos tanto en terreno (*in-situ*) como con ensayos de laboratorio, estos ensayos buscan obtener datos para poder alimentar los modelos a confeccionar en etapas posteriores. También se realizó una caracterización geológica geotécnica de las formaciones que componen el suelo de fundación, el cual contempló la revisión de sondajes previos e informes geológicos de la zona.

En el caso de los ensayos *in-situ*, se realizaron ensayos de infiltración Porchet, ensayos de infiltración directa en área circular, tanto de carga constante como de carga variable y ensayos de densidad *in-situ* por el método del cono de arena según la ASTM D1556, tanto en el muro, en el pie del muro (aguas abajo) y en el suelo de fundación.

Para el caso de toma de muestras, se consideran los distintos componentes del depósito de relaves, como son el material de la cubeta, donde se tomó muestras de relave fresco y relave consolidado, material del muro, donde se tomaron muestras del coronamiento y del pie del muro (cara aguas abajo), y material del suelo de fundación, donde se tomaron muestras de los lugares aledaños al depósito, como son frente al muro, y en sus costados. Estas muestras fueron utilizadas para los ensayos de clasificación, según la norma ASTM D-422 y el ensayo de límites de Atterberg, según la norma ASTM D4318.

#### C. Etapa 3: Determinación del nivel freático

Para la definición del nivel freático en el depósito, se contempla un análisis de infiltraciones bajo la generación de modelos 2D en el software SEEP/W. Se consideran 3 secciones transversales del depósito de relaves para cada situación de operación; considerándose adicionalmente que el sistema de drenaje pudiese estar operativo y no.

#### D. Etapa 4: Identificación de la sollicitación sísmica

El estudio sísmico contempla el analizar 3 situaciones distintas a las cuales se verá enfrentado el sistema. La primera de ellas es utilizando los datos propuestos por el diseño original del depósito, la segunda considera la normativa vigente según el DS248 y por último se considera la estimación de las aceleraciones superficiales considerando el registro del 27F y la teoría de amplificación sísmica y efecto de sitio.

#### E. Etapa 5: Evaluación pseudoestática

Con los datos obtenidos anteriormente se procede a la evaluación de estabilidad física de las 3 secciones transversales utilizadas en la etapa 3, la cual se realizará a través del Método de Equilibrio Límite (MEL) y la metodología planteada por (Morgenstern & Price, 1965). El modelamiento de la posición del nivel freático, aceleraciones críticas y estabilidad de superficies de deslizamiento se estimarán utilizando los módulos SEEP/W, QUAKE/W y SLOPE/W respectivamente. Los coeficientes sísmicos utilizados en el MEL establecerán un nivel de desempeño según las posibles deformaciones o desplazamientos que se puedan generar, las cuales serán estimados bajo el método de Newmark.

A continuación, se muestra un diagrama en el que se muestra la metodología planteada previamente:



Figura 3-1: Metodología utilizada para el desarrollo de esta memoria.  
(Elaboración propia)

# CAPÍTULO 4 : ANÁLISIS DE RESULTADOS

*En este capítulo se exponen los análisis y resultados obtenidos en cada etapa del estudio señalados anteriormente.*

#### 4.1 Estimación volumen de relaves al año 2010.

Para la confección de los análisis de estabilidad se planteó la confección de 3 perfiles transversales que representaran el embalse de relaves (Figura 4-1), no obstante, para definir la geometría de estos, es necesario revisar y analizar los antecedentes de operación del depósito. Es por esto por lo que sobre la base de los antecedentes disponibles se realizó una reconstrucción de la posible operación que tuvo el depósito de relaves desde los años 2003 al 2016 a fin de generar una comparativa del llenado de la cubeta con la proyección del diseño original. Esta comparación se presenta continuación.

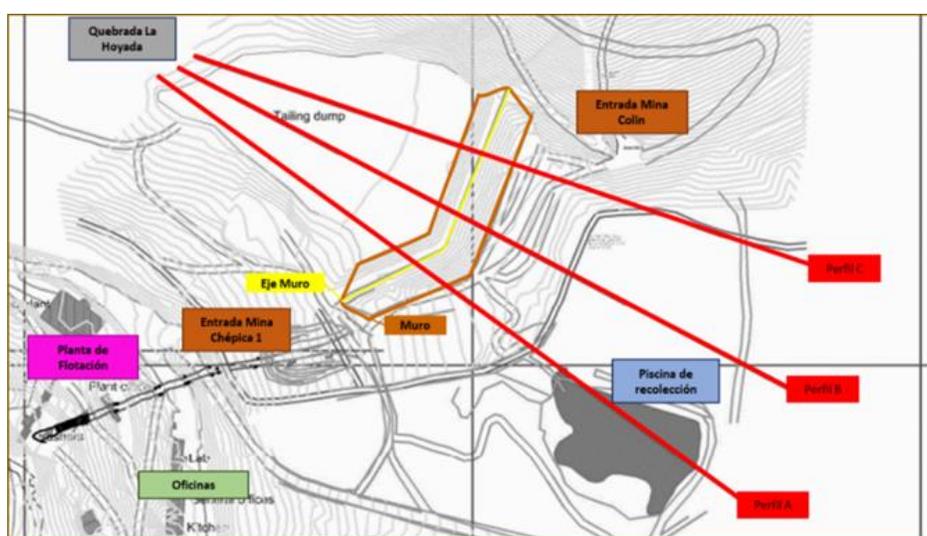


Figura 4-1: Perfiles transversales al eje del muro embalse de relaves Mina Chépica (Elaboración Propia)

##### 4.1.1 Operación y depositación de relaves del embalse según diseño original

La operación proyectada contenida para el periodo entre los años 2008 y 2017, mostrada en el informe de aprobación presentado en el año 2003 con tramitación en los posteriores años. Producción establecida como constante es igual a 120 toneladas por día (tpd) de mineral, esto equivale a 114 tpd de relave y un volumen de estos aproximado a 28.800 m<sup>3</sup> al año, distribuida en los niveles de cada etapa.

Por otro lado, se plantea potenciales descargas de relaves a través de 3 *spigots* en las siguientes posiciones (Figura 4-2)

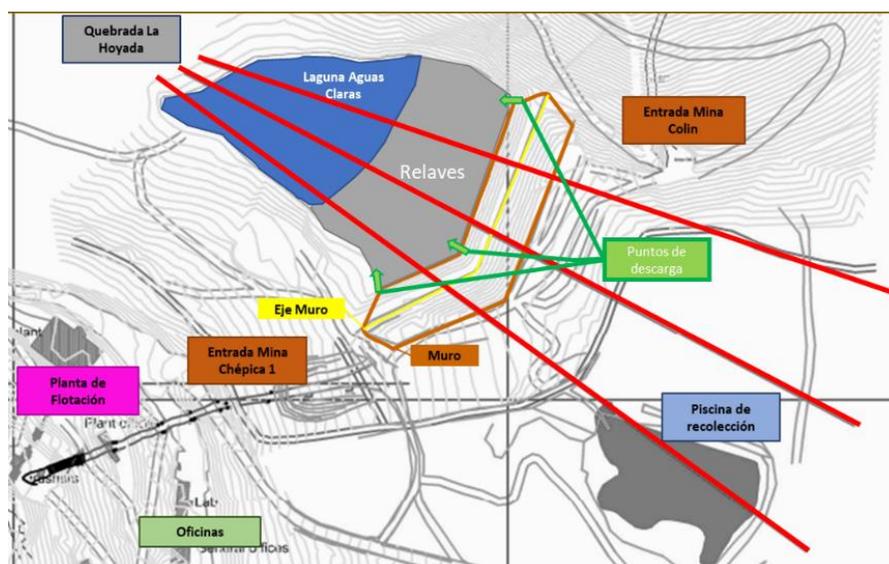


Figura 4-2: Representación spigots y laguna de aguas claras según diseño (Elaboración Propia)

Además, se considera que la revancha operacional entre el crecimiento del muro y el crecimiento de la cubeta de relaves es igual a un (1) metro y el crecimiento del muro se realizaría en 3 etapas, las cuales se detallan a continuación:

- Etapa 1: En esta se considera una elevación de 5,5 m, desde EL.84 m s.n.m. a la EL.89,5 m s.n.m., proporcionando una capacidad total de 97.911 m<sup>3</sup> de relaves. Esta etapa se extendería desde el año 2008 hasta mediados del año 2010. (
- Figura 4-3).

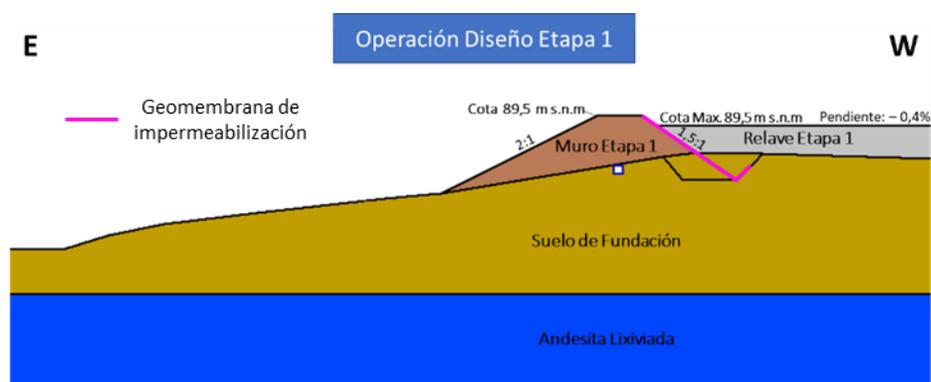


Figura 4-3: Perfil B etapa 1 embalse de relaves mina Chépica (Elaboración propia- software Geostudio 2012)

- Etapa 2: Esta etapa elevaría el coronamiento del muro desde la EL.89,5 m s.n.m. a la EL.94 m s.n.m, aumentando 4,5 m en su altura de coronamiento, incrementando en 68.678 m<sup>3</sup> de relaves, llegando a una capacidad total de 166.589 m<sup>3</sup>. Su operación se extendería desde mediados del 2010 hasta el año 2012. (Figura 4-4).



Figura 4-4: Perfil B etapa 2 embalse de relaves mina Chépica  
(Elaboración propia- software Geostudio 2012)

- Etapa 3: Para esta etapa el coronamiento se elevaría hasta la EL.98,5 m s.n.m., aumentando en 4,5 m, generando una capacidad total de 328.381 m<sup>3</sup>, es decir esta etapa aumenta la capacidad del depósito en 161.792 m<sup>3</sup>. Su operación se extendería desde el año 2013 hasta el año 2017. (Figura 4-5)

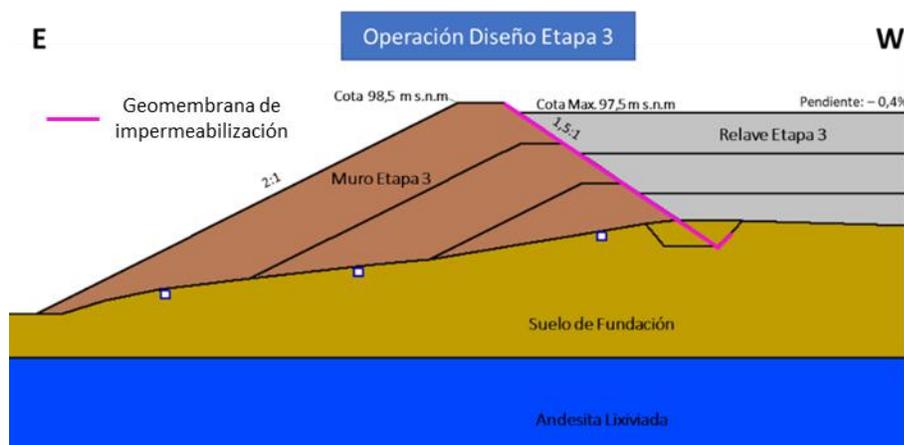


Figura 4-5: Perfil B etapa 3 embalse de relaves mina Chépica  
(Elaboración propia- software Geostudio 2012)

El detalle de los antecedentes utilizados encuentra contenido en el Anexo 8 del presente documento.

#### 4.1.2 Reconstrucción operación y depositación de relaves histórica del embalse

La reconstrucción de la actividad operacional discontinua consideró antecedentes propios de la mina, como registros de producción, antecedentes recopilados en visitas a terreno, estudio de la topografía actual del depósito de relaves e inclusive entrevistas a exfuncionarios de la operación de la mina y de la oficina técnica.

La construcción del muro de empréstito fue en el año 2008, el cual se elevó como primera etapa hasta la EL. 90,4 m s.n.m., es decir el muro la Etapa 1 tenía una 5,5 m. La operación y depositación de relaves se llevó a cabo entre los años 2008 y 2016, no obstante, esta fue interrumpida en varias oportunidades, ya sea por problemas operacionales o por cambios en la figura del Operador Mina. Debido a esto, solo se realizó la Etapa 1 del muro, y por otro lado la depositación de relaves al interior de éste se puede dividir en 3 subetapas (periodos) según el operador respectivo, estas se detallan a continuación.

- La primera subetapa de depositación, operada por la empresa Sociedad Legal Arno de Los Muermos, se llevó a cabo entre junio del 2008 hasta octubre del 2009. En esta operación produjo 36.260 ton de mineral, con un promedio aproximado de 47 tpd, los cuales generaron un total de 24.605 m<sup>3</sup> de relaves, esto considerando una razón 1:20 (Mineral: Relave) y una densidad de relave de 1,4 ton/m<sup>3</sup>. Con este periodo de operación finalizado se tiene el relave llega a una EL.86,5 m s.n.m., es decir se eleva 3,5 m. En la Figura 4-6, se presenta el muro de esta subetapa, en el año 2008, antes de iniciar operaciones de descargas de relaves.



Figura 4-6: Fotografía subetapa 1 embalse de relaves mina Chépica vista desde oficinas – Marzo, 2008  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

- La segunda subetapa de depositación, operada por la Compañía Minera Polar Mining Chile Ltda, se llevó a cabo entre noviembre del 2011 y diciembre 2014. En esta operación produjo 73.426 ton de mineral, con un promedio aproximado de 48 tpd, generando 49.825 m<sup>3</sup> de relaves. Con esta operación finalizada se tiene que la elevación de la cubeta llega a la EL.88,5 m s.n.m, es decir se eleva 2 m con respecto a la etapa anterior. En la Figura 4-7, se aprecia el embalse en operación en el año 2012, donde se puede ver 2 puntos de descarga de relaves.



Figura 4-7: Fotografía subetapa 2 embalse de relaves mina Chépica- septiembre, 2012  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

- La tercera subetapa de depositación, operada por la empresa Xtract Resources PLC, ocurrió entre mayo 2015 y agosto del 2016. En esta operación se produjeron 17.752 ton de mineral, con un promedio de 23 tpd, generando 12.046 m<sup>3</sup> de relaves, lo que en con produjo que la cubeta se elevara a la EL.89,4 m s.n.m., es decir 0,9 m con respecto a la operación anterior, quedando con 1 metro de revancha, finalizando su funcionamiento, hasta fines del año 2018 (Figura 4-8).

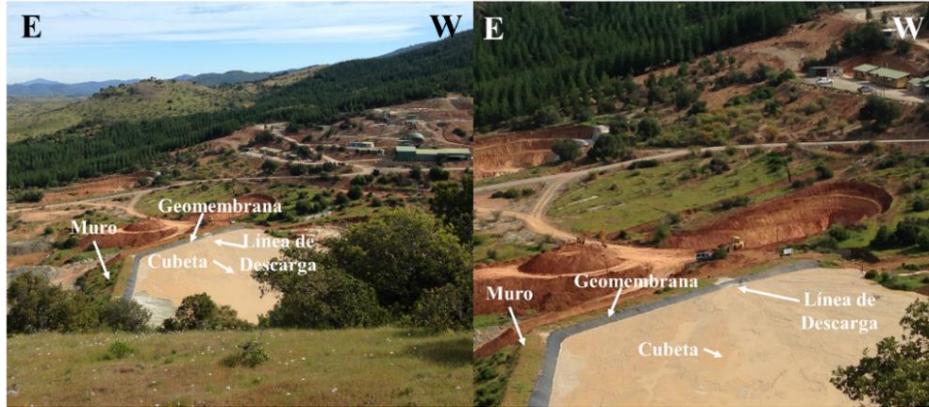


Figura 4-8: Fotografía subetapa 3 embalse de relaves mina Chépica – octubre ,2015  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

Entre los meses de abril y mayo del año 2018, se realizó el recrecimiento del muro, para la etapa 2, elevando en 3,6 m el coronamiento desde la EL.90,4 m s.n.m hasta la EL.94 m s.n.m., de la mano de la Sociedad Contractual Minera Paicaví SA (ver en la Figura 4-9), quien inicio operaciones a fines del año 2018.



Figura 4-9: Fotografía etapa 2 embalse de relaves mina Chépica, vista desde planta de procesamiento de minerales - octubre,2018  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

Al comparar las configuraciones operacionales, se tiene que la histórica no replica lo planteado en el diseño, esto debido a diversos factores asociados cambios de operador de mina y producción de mineral, lo que provocó que la depositación de relaves en la cubeta sea en general discontinua. Por otra parte, al momento de construir el muro de la primera etapa se tomó la decisión de elevarlo 0,9 metros más que lo presentado en el diseño, esta decisión ayudo a que en el futuro no se requiera un recrecimiento temprano de muro para la etapa 2, se puede atribuir esta decisión a que no consideraban tener grandes producciones de mineral como para cumplir los tiempos del plan de crecimiento del embalse, no obstante la empresa minera decide tomar

como resguardo elevarlo más para cubrir una posible demanda. Los detalles de los antecedentes utilizados se detallan en el Anexo 9 del presente informe.

Para el caso de las descargas mediante *spigots* durante el año 2010, debido a que la operación se encontraba suspendida, se consideraron los antecedentes de años anteriores a fin de poder crear distintas posibilidades en la ubicación de la laguna de aguas claras. A continuación, se detallan las 5 alternativas de laguna, con sus respectivas consideraciones según variación en la descarga.

- **Descarga por *Spigot* derecho:** Para este caso, debido a la pendiente existente de 0,4%, se tendría que la laguna ubicaría al final del embalse de relaves, situación muy parecida al diseño, y que según información recopilada y la evidencia en terreno, se infiere que para el inicio de operación del depósito, es decir la primera subetapa, se utilizó este sector de descarga (Figura 4-10).

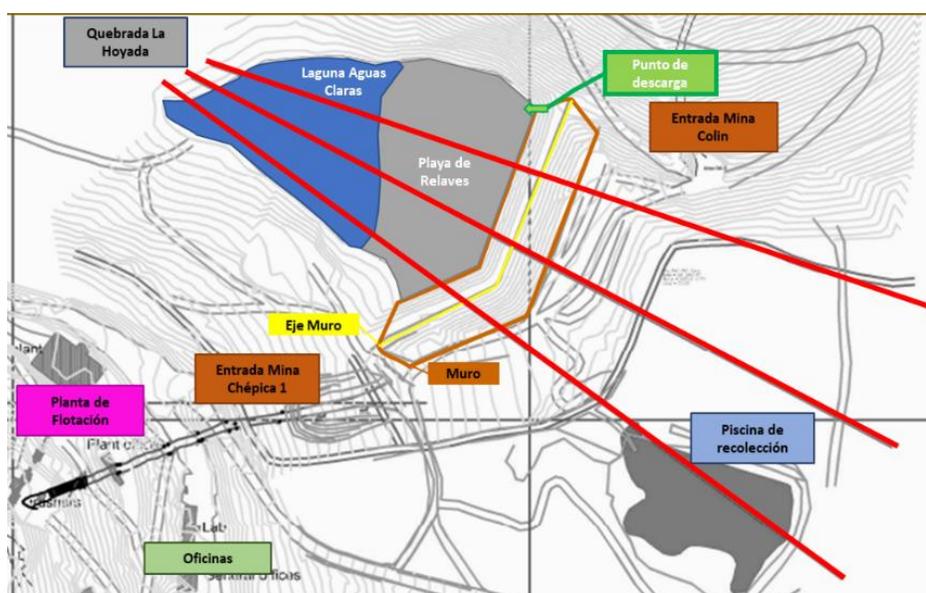


Figura 4-10: Representación laguna de aguas claras según descarga por *spigot* derecho  
(Elaboración Propia)

- **Descarga por Spigot Central:** Para este caso, debido a la pendiente existente, se tendría que la laguna ubicaría al final del embalse de relaves, muy similar al anterior caso, no obstante, la playa de relaves sería mayor en el área central. (Figura 4-11).

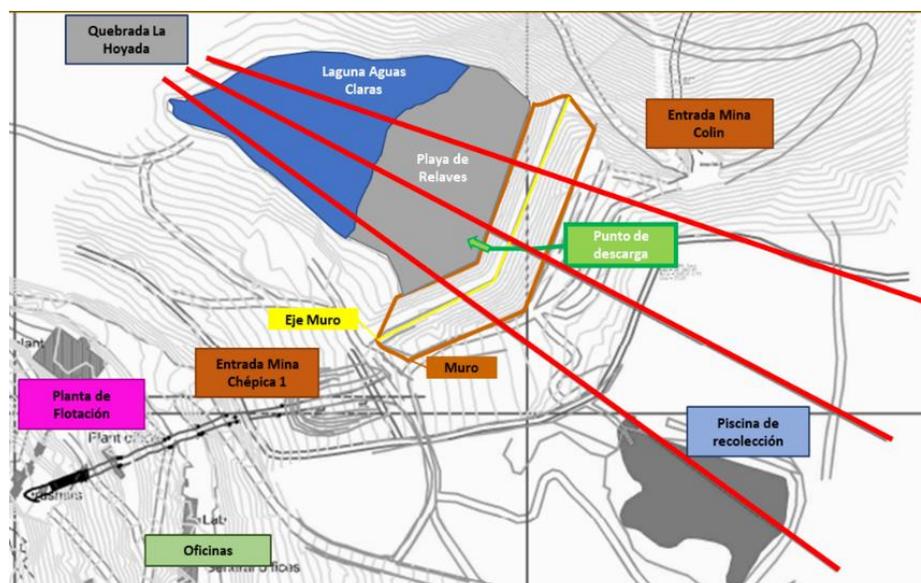


Figura 4-11: Representación laguna de aguas claras según descarga por spigot central (Elaboración Propia)

- **Descarga por Spigot Izquierdo:** Para este caso la laguna se ubicaría en la parte sur del depósito, entre el muro y la ladera del embalse de relaves, siguiendo la dirección de descarga, no se tiene información de su uso continuo en el caso histórico (Figura 4-12).

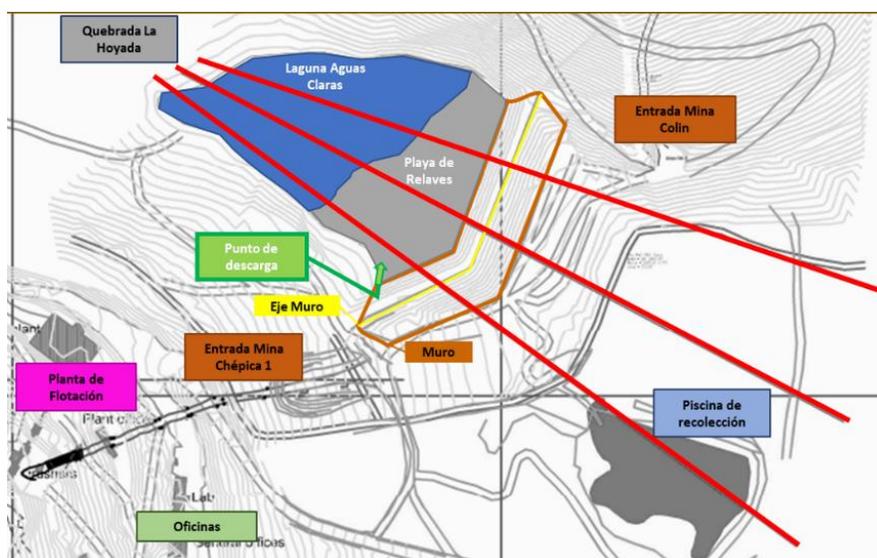


Figura 4-12: Representación laguna de aguas claras según descarga por spigot izquierdo (Elaboración Propia)

- Descarga por Spigot Lateral:** Para este caso la laguna ubicaría en la ladera sur del embalse, siguiendo la dirección de descarga y la pendiente de 0,4%, este punto es utilizado en la actualidad en la faena. (Figura 4-13).

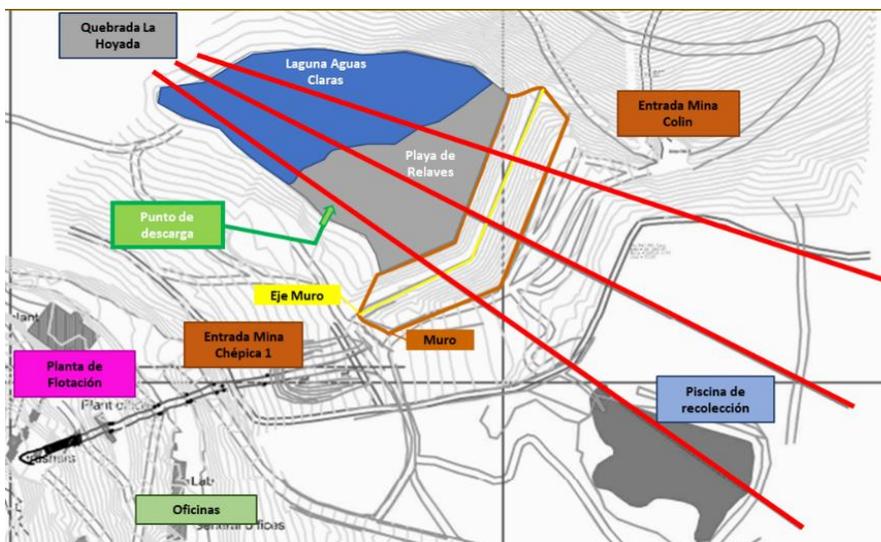


Figura 4-13: Representación laguna de aguas claras según descarga por spigot lateral (Elaboración Propia)

- Descarga por Spigots Central y Izquierdo:** Para este caso la laguna ubicaría en la cola del embalse, específicamente en la ladera norte. Este es el único caso que considera 2 spigots, y se tiene como evidencia la fotografía mostrada en la Figura 4-7. Al ser el caso más cercano a la fecha que se desea reconstruir, será el que se considerará para el año 2010. (Figura 4-14).

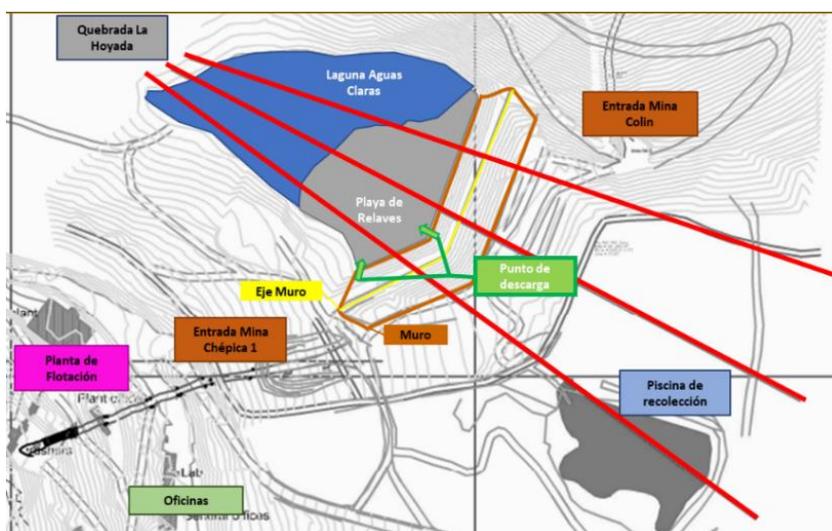


Figura 4-14: Representación laguna de aguas claras según descarga por spigot central e izquierdo (Elaboración Propia)

Al no conocer las condiciones exactas del embalse para febrero del año 2010, se decidió considerar el caso de descarga por los *spigots* central e izquierdo, debido a que se tiene evidencia de su uso en una fecha cercana a la del terremoto. Por otra parte, se vio la posibilidad de evaluar este caso considerando un estado sin laguna, no obstante, al no disponer de mayor información sobre los niveles freáticos reales al interior de la cubeta, esto se descartó, en consecuencia, se evaluará solo el caso de drenaje operativo.

Otro caso que se evaluó fue considera la laguna en condiciones de precipitación, lo anterior asociado a lo evidenciado en el mes de junio 2019, donde se pudo apreciar que la cubeta de relaves quedaba casi en su totalidad cubierta por la laguna de aguas claras.



Figura 4-15: Embalse de relaves después de evento de precipitación – junio 2019  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

No obstante, esto último se descartó del análisis para la reconstrucción de febrero del 2010, ya que según la Red Agroclimática Nacional (AGROMET), en dicho mes tuvo un total de 3,6 mm de agua caída, que comparados a lo caído en junio del 2019 que ascendió a un total de 73,8 mm de agua caída. Además, se debe considerar que para junio del 2019 el embalse estaba en operación normal, en comparación con febrero del 2010, donde como se mencionó anteriormente la operación se encontraba detenida ya por aproximadamente 3 meses.

#### 4.1.3 *Timeline* comparativo para el llenado de cubeta de relaves

La reconstrucción de esta comparativa es fundamental a la hora de poder establecer la configuración física del depósito de relaves al año 2010. Es necesario conocer tanto la potencial cantidad de relave que tuvo la cubeta, como la altura y taludes del muro al minuto de enfrentarse a la sollicitación sísmica del 27F.

#### 4.1.3.1 Volumen de relaves vs Tiempo

La operación histórica (línea segmentada) debido a problemas o diferencias operacionales no tuvo un nivel de logro similar al esperado en la Etapa de Diseño (línea continua), esto se ve reflejado en la Figura 4-16. Lo volúmenes estacionarios constantes de la cubeta obedecen a no depositación de relaves en esta.

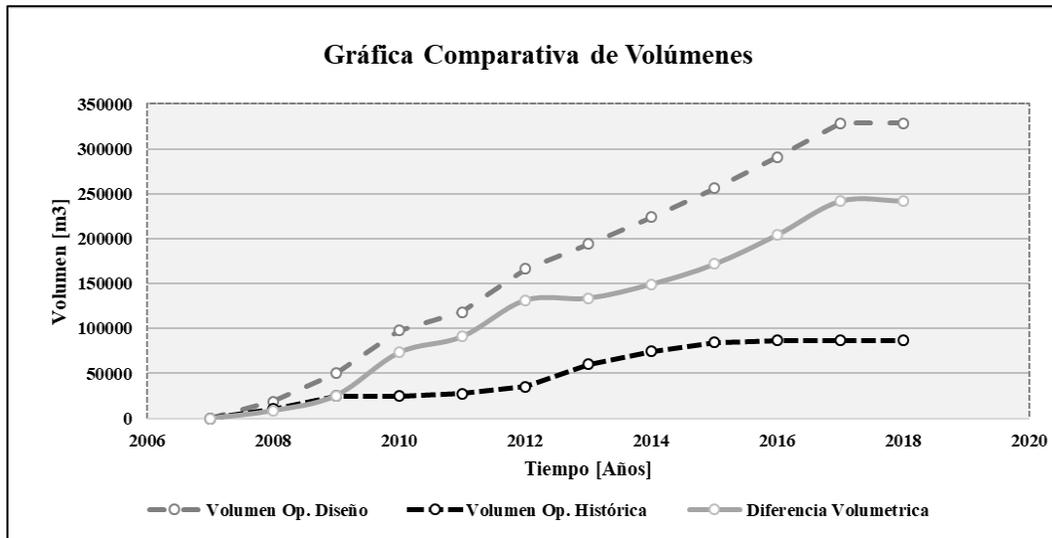


Figura 4-16: Gráfica comparativa de volúmenes  
(Elaboración Propia)

Como se puede ver en la gráfica anterior los volúmenes de relaves manejados en la operación histórica son en promedio un 68% menores a los esperados en el diseño, esto se debió a la operación discontinua que tuvo Mina Chépica, por los diversos cambios de operador.

#### 4.1.3.2 Crecimiento Muro vs Tiempo

Las diferencias anteriormente mostradas pueden observarse también a través de la gráfica Crecimiento Muro en el Tiempo.

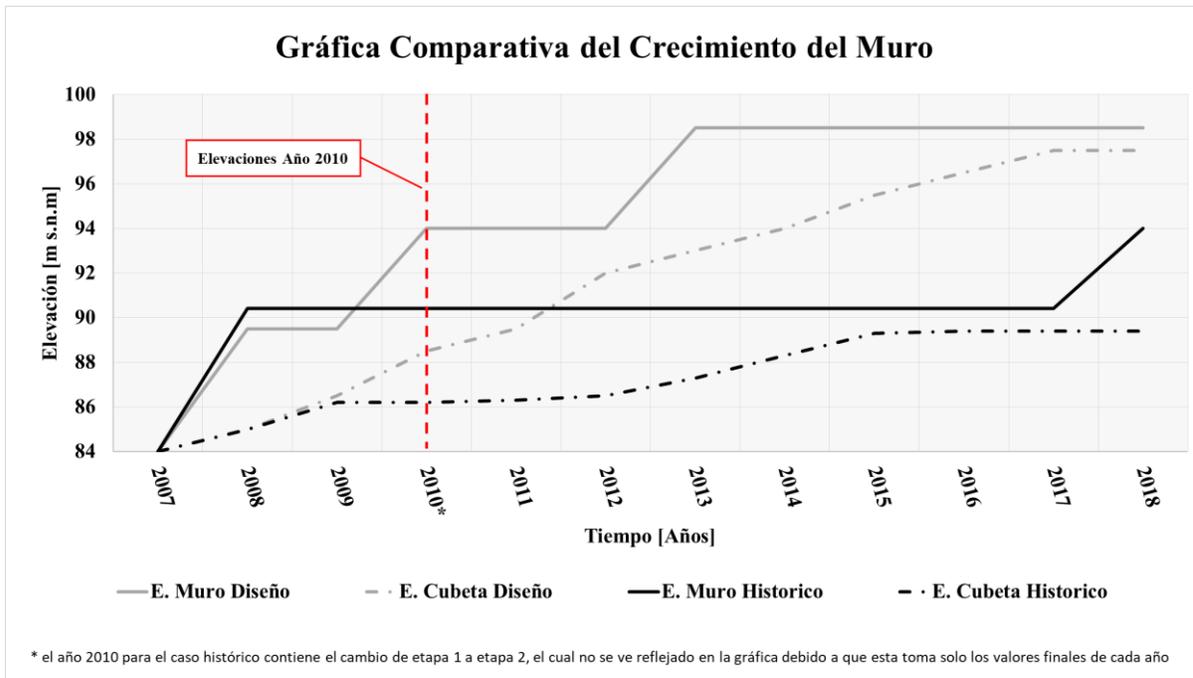


Figura 4-17: Gráfica Comparación Operacional de Elevación vs Tiempo (Elaboración Propia)

En la Figura 4-17, se muestra el crecimiento establecido para el depósito en el diseño original, la línea en gris muestra la elevación del muro para cada una de las etapas constructivas. Según los antecedentes revisados, el primer crecimiento de la altura del muro se realizaría entre los años 2009 y 2010, asociada a poder evitar que la elevación del relave alcance el coronamiento del muro, manteniendo la revancha establecida por el DS-248 del 2007, que especifica que la distancia mínima entre el coronamiento del muro del depósito y la cubeta debe ser de 1 m. El siguiente crecimiento de la altura del muro se produciría según el diseño entre los años 2012 y 2013. Para el año 2016, el depósito de relaves habría cumplido con su vida útil, quedando con una revancha de 1 m, respetando lo especificado por el DS-248.

Por otro lado, de la misma Figura 4-17, se establece que la Operación Histórica considera solo el muro establecido en la Etapa 1 durante los años 2007 y 2017. También se puede apreciar que, al inicio de las operaciones y a diferencia del diseño, se opta por la construcción de un muro 0,9 m más alto sobre el diseño original (EL.90,4 m s.n.m.), lo cual permite no invertir recursos en un levantamiento del coronamiento del muro en el año 2016. Finalmente, en el año 2018, se realiza un levantamiento de muro a la etapa 2, llegando a la EL. 94 m s.n.m., esto a cargo de un nuevo operador, la Sociedad Contractual Minera Paicaví SA.

4.1.4 Resultados estudio operacional

Los datos de elevaciones de muro y cubeta fueron estimados considerando las gráficas anteriormente presentadas, generando un análisis solo para el año 2010, el cual se presenta en la Figura 4-18 y Figura 4-19, donde se pueden ver las elevaciones y el volumen de relaves respectivamente, para cada mes del año 2010.

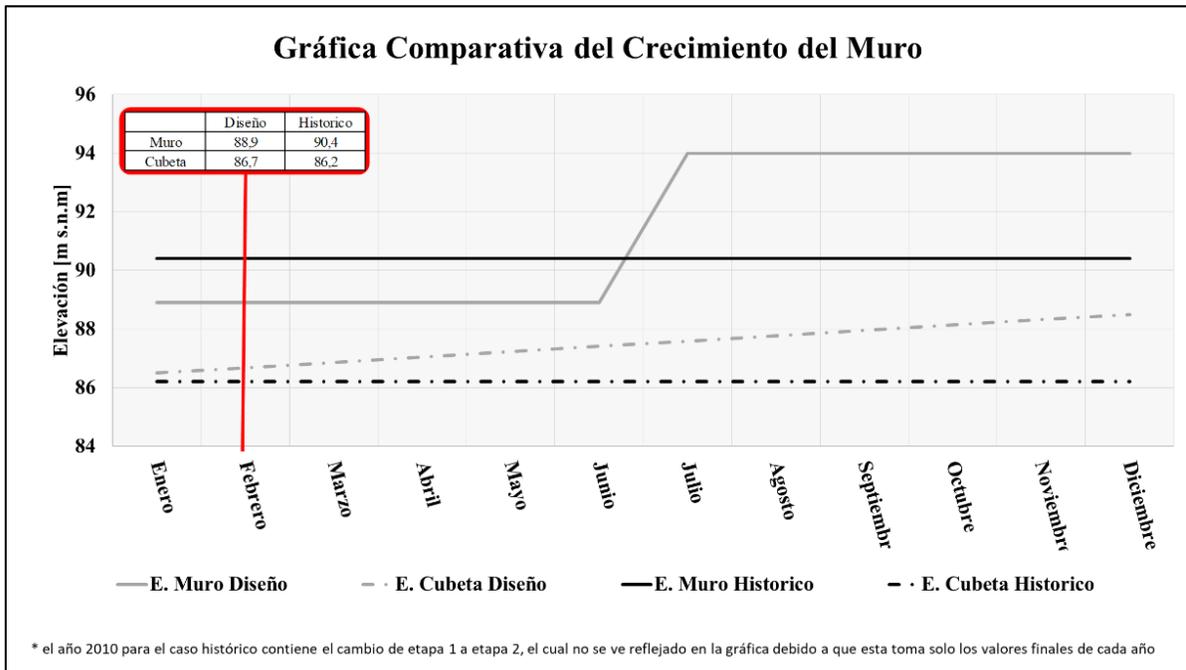


Figura 4-18: Grafica Comparación Operacional de Elevación vs Tiempo 2010  
(Elaboración Propia)

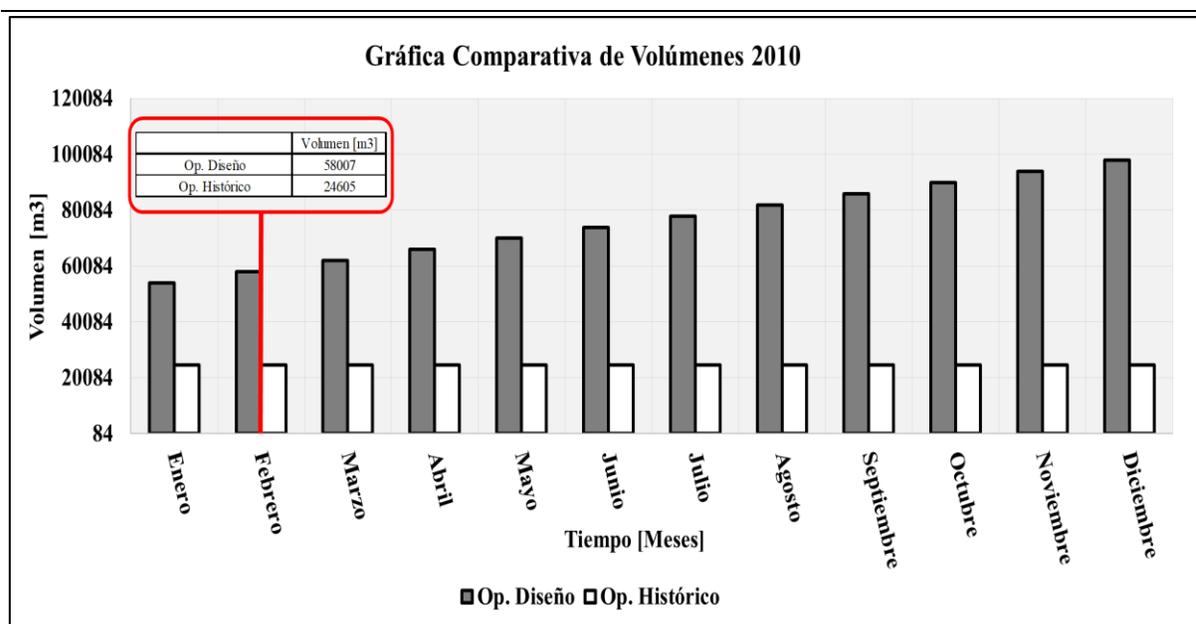


Figura 4-19: Grafica Comparación Volumen Cubeta de Relaves vs Tiempo (Elaboración Propia)

Considerando los antecedentes anteriores, a continuación, se presentan las principales características geométricas que serán representadas en embalse a análisis en el software SLOPE/W.

- **Año 2010 según diseño:**

Para el caso de la operación de diseño se tiene que para el año 2010, una intersección entre las etapas 1 y 2, no obstante, debido a que el sismo es en el mes de febrero, se asume que aún se está en la etapa 1 es decir el muro se eleva hasta la EL. 89,5 m s.n.m, con un volumen de cubeta de 54.016 m<sup>3</sup> de relave, el cual se encuentra en la EL. 87 m s.n.m. Como se muestra en las siguientes figuras.



Figura 4-20: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación según diseño (Perfil A) (Elaboración Propia)

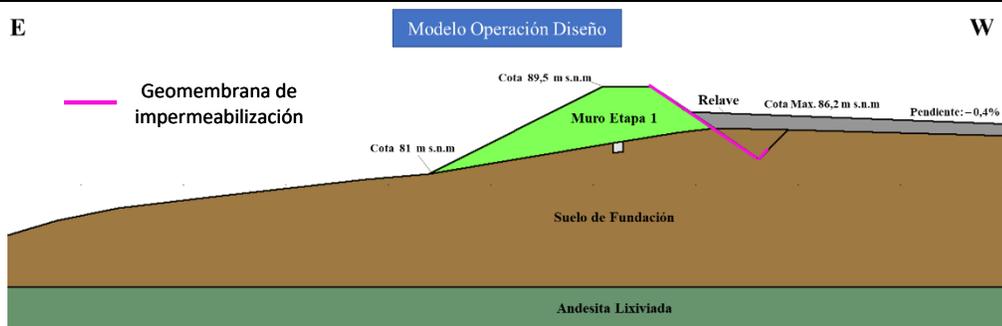


Figura 4-21: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación según diseño (Perfil B)  
(Elaboración Propia)

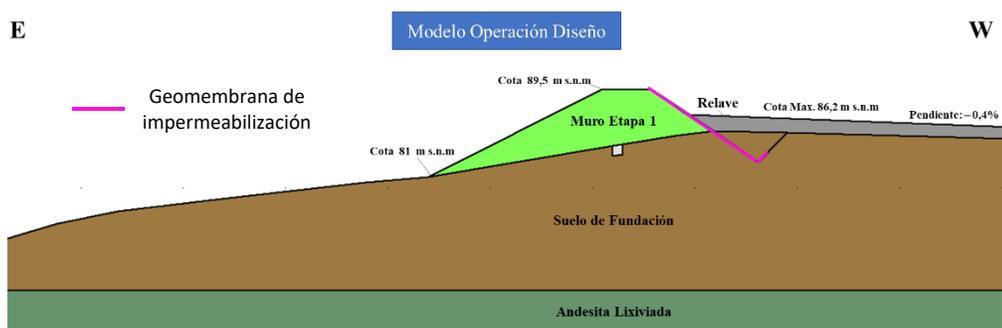


Figura 4-22: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación según diseño (Perfil C)  
(Elaboración Propia)

- **Año 2010 según operación histórica:**

Para el caso de la operación histórica, para ese año se tiene que no hubo producción, esto debido a que la faena estaba detenida desde fines del año 2009, por lo que el muro se encuentra en la etapa 1, es decir en la EL. 90,4 m s.n.m., con un volumen de cubeta de 24.605 m<sup>3</sup>, ubicado en la EL. 86.2 m s.n.m. Como se muestra en las siguientes figuras.

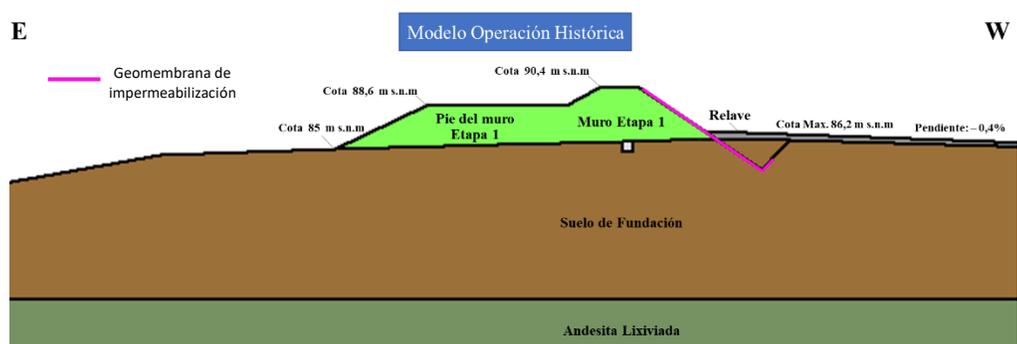


Figura 4-23: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación histórica (Perfil A)  
(Elaboración Propia)

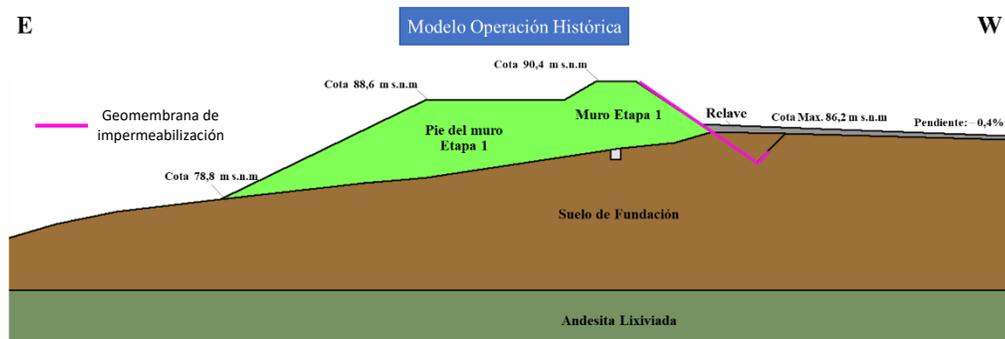


Figura 4-24: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación histórica (Perfil B)  
(Elaboración Propia)

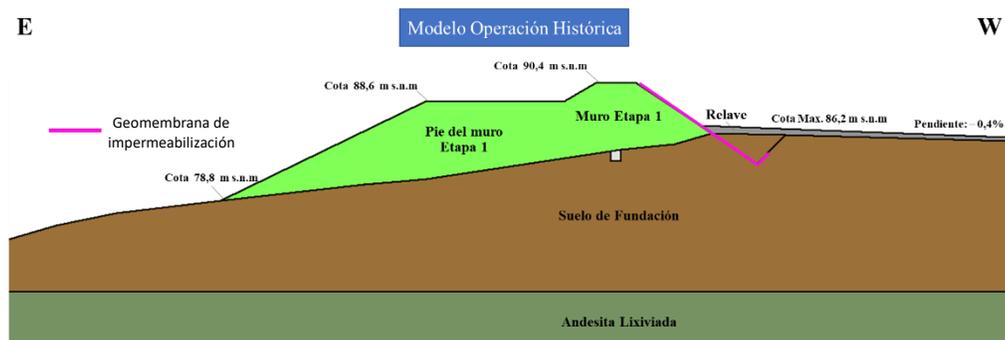


Figura 4-25: Modelo embalse de relaves año 2010 para operación histórica (Perfil C)  
(Elaboración Propia)

Como se mencionó anteriormente, para el caso de diseño, se considera la depositación por medio de los 3 *spigots* del muro (Figura 4-2), mientras que para el caso de operación histórica, se decidió considerar solo el caso del *spigots* central e izquierdo (Figura 4-14).

#### 4.2 Caracterización geotécnica

Para el análisis, se requiere contar con información asociada a la composición y comportamiento de los distintos tipos de materiales que interactúan en dicho modelo. En función de lo anterior, se realizó una caracterización geotécnica de los distintos componentes del depósito de relaves, con el fin de clasificar los materiales y obtener sus parámetros de infiltración y resistencia. Para esto se utilizaron tanto los datos obtenidos desde antecedentes facilitados por la empresa, Sociedad Contractual Minera Paicaví S.A., como los diferentes datos y resultados obtenidos de una campaña de ensayos en terreno y en laboratorio.

Cabe señalar, que entre los datos facilitados se encuentra una campaña de sondajes anterior al proyecto mina Chépica correspondiente a los sectores de mina Colin y mina Chépica 2, ambas

colindantes a el embalse de relaves. Estos datos fueron utilizados para la caracterización geológica del suelo de fundación y roca del sitio.

Para el caso de la campaña en terreno (Tabla 4-1), se realizaron ensayos en un total de 15 puntos, los cuales detallan en la Figura 4-26 que se presenta a continuación.

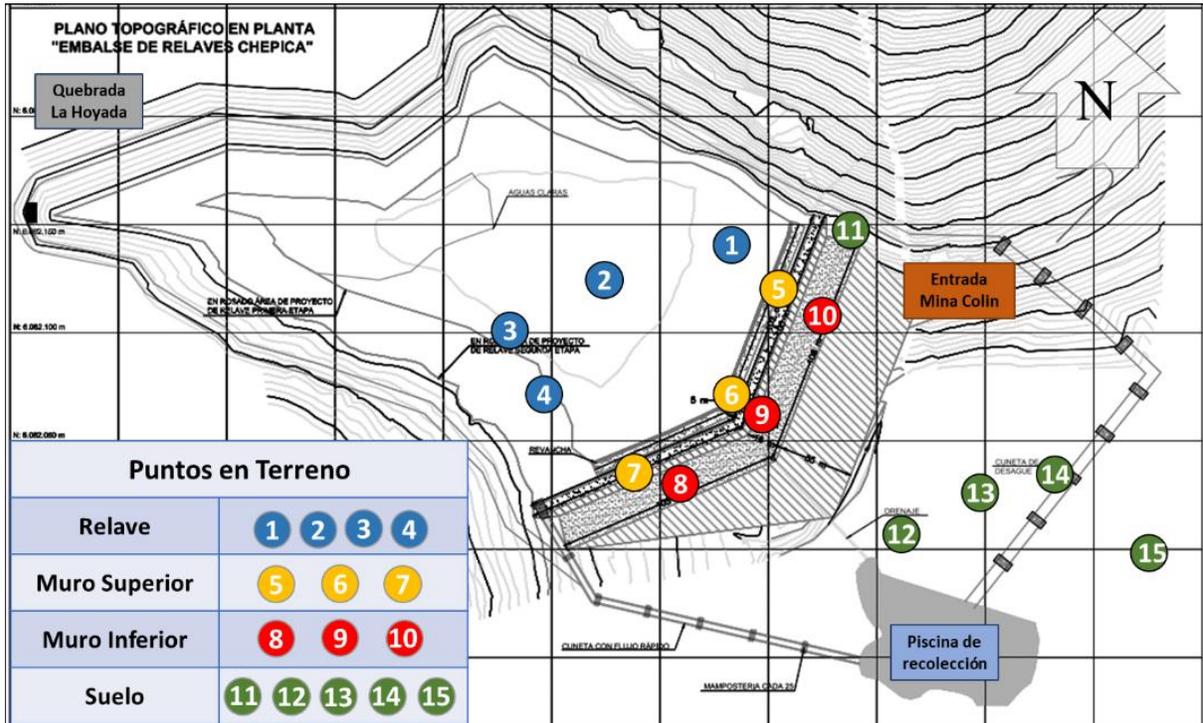


Figura 4-26: Puntos utilizados en campaña de terreno en embalse mina Chépica (Elaboración Propia)

Los ensayos in situ, realizados en cada punto se especifican en la Tabla 4-1

Tabla 4-1: Resumen campaña de ensayos In-Situ

Ensayos In-Situ						
Ensayo	Ensayo de infiltración directa en área circular		Ensayo Densidad In-Situ	Ensayo Porchet	Muestreo	
	Nivel Constante	Nivel Variable	Cono de arena			
Puntos	1				✓	
	2				✓	
	3				✓	
	4				✓	
	5	✓	✓	✓	✓	✓
	6	✓	✓	✓	✓	✓
	7		✓	✓	✓	✓
	8	✓	✓		✓	✓

Ensayos In-Situ						
Ensayo	Ensayo de infiltración directa en área circular		Ensayo Densidad In-Situ	Ensayo Porchet	Muestreo	
Método	Nivel Constante	Nivel Variable	Cono de arena			
	9	✓	✓	✓	✓	
	10	✓	✓		✓	
	11			✓		✓
	12			✓		✓
	13	✓	✓	✓	✓	✓
	14	✓	✓			✓
	15	✓	✓			✓

Con las muestras obtenidas en la campaña de terreno, se realizaron los diversos ensayos de laboratorio, como se detalla en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2: Resumen Ensayos de Laboratorio

Laboratorio						
Ensayo	Clasificación USCS		Ensayo Permeabilidad		Ensayo Corte Directo	
Método	Granulometría	Límites de Atterberg	Carga Constante	Carga variable		
Puntos	1	✓	✓	✓	✓	
	2	✓		✓	✓	
	3	✓	✓	✓	✓	
	4	✓		✓	✓	
	5	✓	✓		✓	
	6	✓	✓		✓	
	7				✓	✓
	8	✓	✓			✓
	9					✓
	10				✓	✓
	11	✓	✓			✓
	12	✓	✓		✓	
	13				✓	✓
	14				✓	
	15	✓	✓			

Los resultados de los ensayos se resumen en los anexos del presente informe como se resume en la Tabla 4-3.

Tabla 4-3: Resultados de cada ensayo

Ensayo	ANEXO
Granulometría	Anexo 1
Límites de Atterberg	Anexo 2
Densidad in situ	Anexo 3
Corte directo	Anexo 4
Porchet	Anexo 5
Infiltración directa área circular	Anexo 6
Permeabilidad carga constate/variable	Anexo 7

En las siguientes secciones se presentan las características de cada uno de los materiales según los datos obtenidos.

#### 4.2.1 Formaciones geológicas

Para la evaluación de peligro sísmico y efecto de sitio, es necesario conocer tanto el suelo de fundación, como también las formaciones geológicas bajo este. Para esto, se realizó una revisión de los antecedentes geológicos del sector de Mina Chépica y sus alrededores, los cuales pasamos a ver a continuación. Según lo explicado por Rivas (2015), la zona de estudio se encuentra predominado por rocas del Jurásico Medio correspondiente a unidades de andesitas porfíricas (Figura 4-27),.

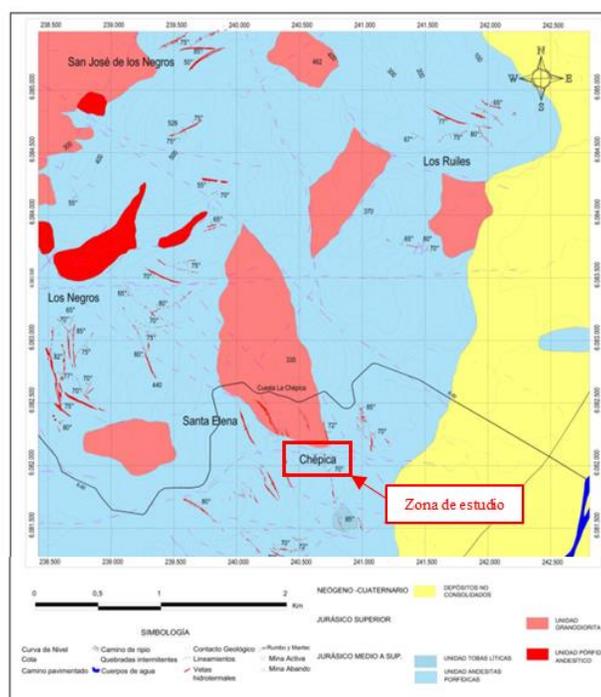


Figura 4-27: Mapa geológico del área de estudio  
(Modificación - Geología y condiciones de formación del yacimiento chépica – (Rivas,2015))

Se la figura anterior podemos inferir que las estratificaciones que corresponde a la zona donde se emplaza el depósito de relaves de mina Chépica corresponden a la Formación Altos de Hualmapu (M5), según la columna global de estratos de la Figura 4-28. No obstante, en este estudio, no se considerará la unidad correspondiente a la toba lítica, esto debido a que esta se encuentra en un sector que esta fuera del área del embalse.

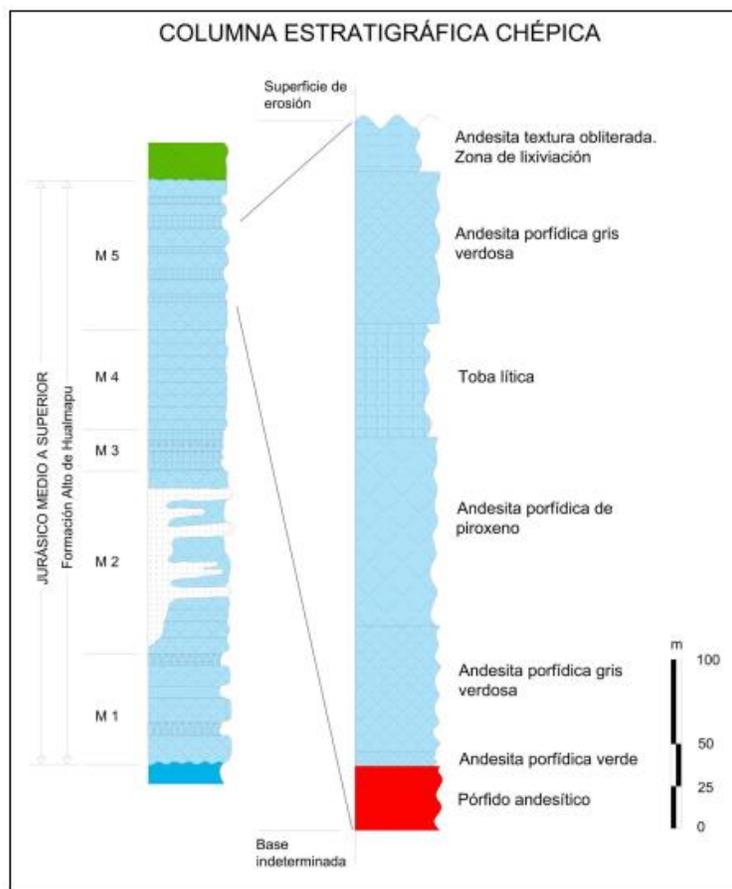


Figura 4-28: Columna estratigráfica del área Mina Chépica y alrededores (Rivas,2015)

Por lo tanto, la columna queda compuesta por 3 estratos, los cuales denominaremos de techo a base como: Andesita lixiviada, Andesita porfídica Z1 y Andesita porfídica Z2, esto sumado a un estrato superficial que se denominará suelo de fundación. A continuación, se muestran las distintas características de cada unidad litológica.

- Andesita lixiviada: Se extiende bajo el suelo de fundación con un espesor aproximado de 30 m, esto se consideró según una revisión de sondajes de mina Colin, que se encuentra al costado norte del depósito de relaves. Se compone de andesita

color pardo rojizo de textura obliterada, muy fracturada, por lo que posee características de una capa meteorizada. (Figura 4-29).



Figura 4-29: Andesita en zona de lixiviación (Rivas,2015)

Tabla 4-4: Características andesita lixiviada

Andesita Lixiviada				
<b>Clasificación:</b>	Roca Fracturada		<b>RQD</b>	15-50
<b>Densidad (<math>\gamma</math>)</b>	27	kN/m <sup>3</sup>	<b>GSI</b>	(10-40)
<b>Permeabilidad K</b>	3,03E-07	m/s	<b>s</b>	Muy mala - mala
<b>C</b>	150	MPa	<b><math>\phi</math></b>	32°
<b>V<sub>s</sub></b>	1000-1500	m/s	<b>Resistencia</b>	44,23 MPa

- Andesita porfídica Z1: Se extiende bajo la andesita lixiviada, por aproximadamente 116 m, posee competencia mala y buena, es decir, posee fracturas, pero no en toda su extensión. Se compone de andesita gris verdosa. (Figura 4-30).



Figura 4-30: Andesita porfídica de piroxeno (Rivas,2015)

Tabla 4-5: Características andesita Z1

Andesita Z1				
<b>Clasificación:</b>	Roca Semi Fracturada		<b>RQD</b>	45-60
<b>Densidad (<math>\gamma</math>)</b>	27	kN/m <sup>3</sup>	<b>GSI</b>	20-60
<b>Permeabilidad K</b>	7,10E-07	m/s	<b>Calidad Roca</b>	Mala - Regular
<b>C</b>	150	MPa	$\phi$	32°
<b>V<sub>s</sub></b>	2000-3000	m/s	<b>Resistencia</b>	82,4 MPa

- Andesita porfídica Z2: Se extiende bajo la andesita porfídica Z1 por 196 m de potencia, hasta donde se tiene registro, se compone de andesita gris verdosa, fenocristales de plagioclasas y piroxeno, de competencia buena (Figura 4-31).



Figura 4-31: Andesita porfídica gris verdosa (Rivas,2015)

Tabla 4-6: Características andesita Z2

Andesita Z2				
<b>Clasificación:</b>	Roca Competente		<b>RQD</b>	75-90
<b>Densidad (<math>\gamma</math>)</b>	27	kN/m <sup>3</sup>	<b>GSI</b>	60-80
<b>Permeabilidad K</b>	8,10E-07	m/s	<b>Calidad Roca</b>	Muy mala - mala
<b>C</b>	150	MPa	$\phi$	32°
<b>V<sub>s</sub></b>	2000-3000	m/s	<b>Resistencia</b>	153,82 MPa

De los estratos expuesto anteriormente se generara la columna de suelo para el estudio (Figura 4-37), donde el suelo de fundación, la andesita lixiviada y la andesita porfídica Z1 serán unidades litológicas que podrían modificar los resultados de los estudios de nivel freático y del estudio sísmico, mientras que el ultimo estrato, andesita porfídica Z2, se considerará como roca

de fundación, debido a su buena competencia y características que la hacen una roca impermeable

#### 4.2.2 Muro

El muro de empréstito del embalse de relaves de Mina Chépica, según los ensayos realizados, es una arena arcillosa de baja plasticidad, se presume que este material fue extraído desde lo que hoy es la piscina de recolección de agua y también de las laderas. Sus propiedades se resumen en la Tabla 4-7.

Tabla 4-7: Características muro

<b>Muro (Empréstito)</b>				
<b>Clasificación:</b>	Arena arcillosa (SP-SC)		<b>LL</b>	38%
<b>Densidad (<math>\gamma</math>)</b>	20,3	kN/m <sup>3</sup>	<b>LP</b>	22%
<b>Permeabilidad K</b>	5,20E-06	m/s	<b>IP</b>	16%
<b>% Finos</b>	47		<b>D<sub>10</sub></b>	0,15 mm
<b>C</b>	104,02	kPa	<b>D<sub>30</sub></b>	0,59 mm
<b><math>\phi</math></b>	23	°	<b>D<sub>60</sub></b>	1,8 mm
<b>V<sub>s</sub></b>	500 - 700	m/s	<b>C<sub>u</sub></b>	12
<b>Grado Plasticidad</b>	Baja Plasticidad		<b>C<sub>c</sub></b>	1,29
<b>Curva Granulometría</b>	Anexo 1			

Estas propiedades serán utilizadas para representar el muro de la etapa 1 (Figura 52), en las evaluaciones a realizar.



Figura 4-32: Muro etapa 1 año 2008  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

Para poder corroborar la magnitud de la cohesión estimada en laboratorio, se utilizó la teoría de empuje lateral. Basado en los resultados obtenidos, para el muro podemos decir que existe la posibilidad de tener cortes verticales con magnitudes de 15 m aproximadamente. Lo anterior podría explicar los cortes verticales aledaños a la actual piscina de recolección de agua, los cuales tienen magnitudes de 10 m aproximadamente mostrados en Figura 4-33, lugar de donde se cree, se extrajo material para la construcción del muro del embalse de relaves.

Tabla 4-8: Resultados Muro

<b>Z (m)</b>		15,57	
<b>C (kPa)</b>	104,02	<b><math>\phi</math> (°)</b>	23
<b><math>k_a</math></b>	0,43	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	20,3



Figura 4-33: Corte vertical ladera en piscina de recolección  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

Los cortes poseen una altura que varía aproximadamente entre 9 y 11 metros de largo visibles, esta variación se debe a que parte de la ladera se encuentra sumergida bajo la piscina, es por eso que, al compararla con los 18,67 m calculados considerando la cohesión del ensayo de corte directo. Por lo tanto, se puede concluir que los resultados serían adecuados para representar el muro, el cual contiene este material.

### 4.2.3 Relave convencional

El relave de Mina Chépica se genera en la planta de flotación, al procesar minerales de cobre y oro principalmente, este proceso busca recuperar estos metales, por medio de la reacción de diversos reactivos, uno de ellos son los colectores, el cual tiene como función hacer que las partículas con minerales de cobre generen una conducta hidrófoba, al contrario de los depresores que buscan que otro tipo de minerales que no son de interés se mantengan en el agua. Otro reactivo son los espumante, el cual tiene como función hacer flotar los minerales de cobre que ya se unieron a los colectores y, por último, se agregan otros compuestos, para controlar, por ejemplo, el pH de la pulpa y que el proceso no presente problemas.

Para el caso particular de los relaves, de acuerdo con lo estipulado en el punto 11.3 de la norma ASTM D4318 (sf.) el contenido fino se clasifica como no plástico, por lo que utilizando la clasificación modificada de Prakash y Sridharan (2012) los relaves se pueden clasificar como SMN (arena limosa no plástica), cuyas propiedades se presentan en la Tabla 4-9.

Tabla 4-9: Características relave convencional

Relave				
<b>Clasificación:</b>	Arena limosa no plástica (SMN)		<b>LL</b>	No plástico
<b>Densidad (<math>\gamma</math>)</b>	15,5	kN/m <sup>3</sup>	<b>LP</b>	No plástico
<b>Permeabilidad K</b>	1,94x10 <sup>-06</sup>	m/s	<b>IP</b>	No plástico
<b>% Finos</b>	21,70		<b>D<sub>10</sub></b>	0,06 mm
<b>C</b>	0,12	kPa	<b>D<sub>30</sub></b>	0,10 mm
<b><math>\phi</math></b>	0	°	<b>D<sub>60</sub></b>	0,18 mm
<b>V<sub>s</sub></b>	<300	m/s	<b>C<sub>u</sub></b>	3
<b>Grado Plasticidad</b>	Nula		<b>C<sub>c</sub></b>	0,93
<b>Curva Granulometría</b>			Anexo 1	

Estas propiedades serán utilizadas para representar el material de la cubeta de relaves Figura 4-34), en las evaluaciones a realizar.

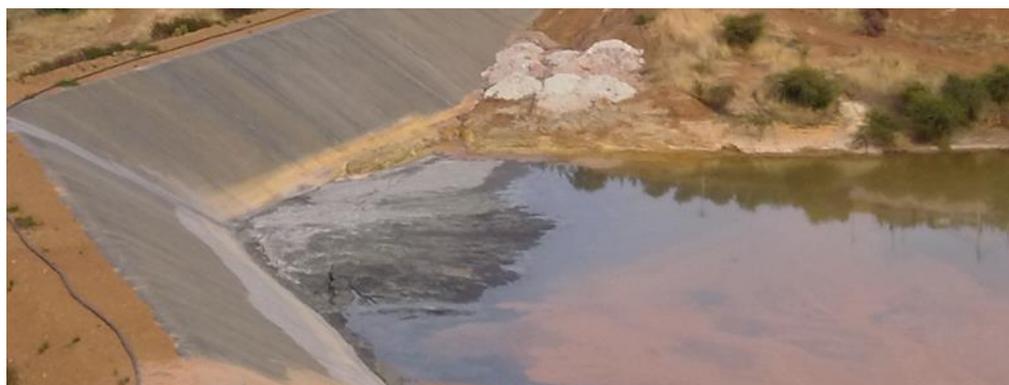


Figura 4-34: Cubeta de relaves año 2012  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

#### 4.2.4 Suelo de fundación

En la zona donde se emplaza el muro, su espesor (potencia) varían entre 1.5 y 20 m, distancia que se consideró por excavaciones aledañas a la zona del embalse de relaves, además de los caminos, piques y cortes de laderas, las cuales se pueden ver en la Figura 4-35.

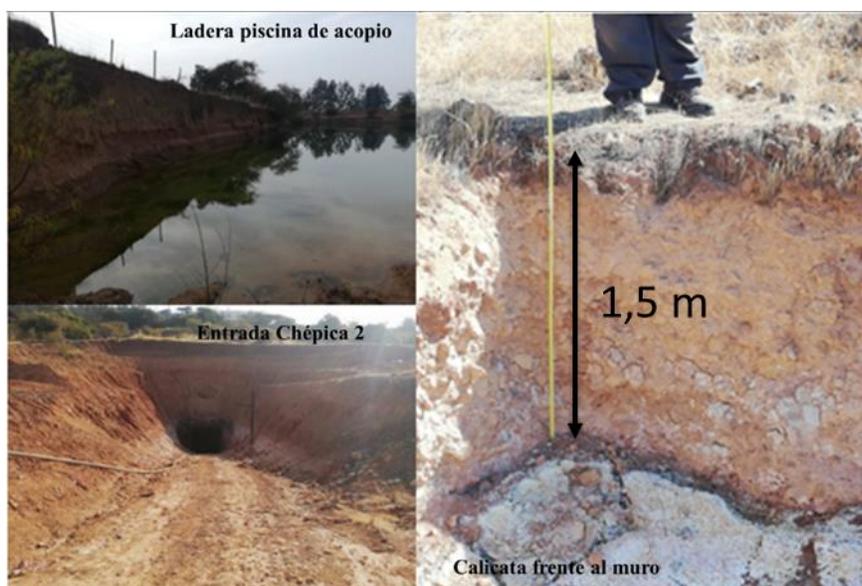


Figura 4-35: Excavaciones aledañas zona del embalse de relaves de Mina Chépica  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

Se compone mayoritariamente de arena con presencia arcilla (SP-SC) de baja plasticidad, cuyas características se resumen en la Tabla 4-10.

Tabla 4-10: Características suelo de fundación

Suelo de Fundación				
<b>Clasificación:</b>	Arena arcillosa (SP-SC)		<b>LL</b>	31%
<b>Densidad (<math>\gamma</math>)</b>	18,3	$\text{kN/m}^3$	<b>LP</b>	17%
<b>Permeabilidad K</b>	$5,43 \times 10^{-06}$	m/s	<b>IP</b>	14%
<b>% Finos</b>	38		<b>D<sub>10</sub></b>	0,11 mm
<b>C</b>	11,75	kPa	<b>D<sub>30</sub></b>	0,40 mm
<b><math>\phi</math></b>	29	°	<b>D<sub>60</sub></b>	0,14 mm
<b>V<sub>s</sub></b>	400 - 800	m/s	<b>C<sub>u</sub></b>	10,36
<b>Grado Plasticidad</b>	Media a Baja Plasticidad		<b>C<sub>c</sub></b>	1,28
<b>Curva Granulometría</b>		Anexo 1		

Para este caso se comparará el resultado de Z (Tabla 4-11), con el corte vertical (Figura 4-36) de la calicata encontrada en las cercanías del lugar de muestreo.

Tabla 4-11: Resultados Suelo de fundación

	<b>Z (m)</b>	2,18	
<b>C (kPa)</b>	11,75	<b><math>\phi</math> (°)</b>	29
<b>k<sub>a</sub></b>	0,35	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	18,3



Figura 4-36: Corte Vertical Calicata en suelo de fundación  
(Fotografías Sector Deposito de Relaves)

Considerando que la profundidad de este corte es mayor a la visible, superando los 2,09 metros medidos, lo cual al compararlo con los 2,18 m que entrega la expresión, se puede concluir que los resultados son adecuados para representar este material correspondiente al suelo de fundación.

La caracterización de la resistencia del material indica una cohesión con magnitud variable, según lo apreciado en terreno, los cortes verticales sobrepasan los 2 metros de profundidad, por lo que se opta por la utilización de una cohesión mayor a al valor esperado 11,75 kPa, siendo esta de 21,75 kPa, que representa lo obtenido en los ensayos.

Tabla 4-12: Resumen de propiedades estratos

	Clasificación	Densidad [kN/m <sup>3</sup> ]	Permeabilidad [m/s]	Cohesión	Ángulo de fricción (°)
Muro	Arena arcillosa (SP-SC)	20,3	5,20E-06	104 [kPa]	23
Relave	Arena (SC)	15,5	1,94E-06	0,12 [kPa]	0
Suelo de fundación	Arena arcillosa (SP-SC)	18,3	5,43E-06	150 [MPa]	32
Andesita Lixiviada	Roca Fracturada	27	3,03E-07	150 [MPa]	32
Andesita Z1	Roca Semifracturada	27	7,10E-07	150 [MPa]	32
Andesita Z2	Roca Competente	27	8,10E-07	150 [MPa]	32

Finalmente, el perfil geotécnico y geológico para depósito de relaves de mina Chépica, con sus respectivos  $V_s$ , cuyos rangos fueron tomados de tablas de velocidades de SHERIFF & GELDART (1991). El perfil se presenta en la Figura 4-37.



Figura 4-37: Columna de suelo zona de estudio (Elaboración Propia)

### 4.3 Análisis de infiltraciones y estimación del nivel freático

Se consideraron las características de los materiales que se presentan en el punto anterior (4.2), en 3 perfiles transversales, considerando lo expuesto en la memoria “Evaluación de la distribución y capacidad de flujo del sistema de drenaje en depósito de relaves Mina Chépica” de (Diaz,2019), y adaptándolo a las condiciones operacionales y de diseño de febrero del año 2010.

#### 4.3.1 Análisis configuración de diseño

La configuración de diseño contempla lo expuesto en el punto 4.1.4, llevado a los estados planteados anteriormente. Como se puede ver para el modelo del Perfil B (Figura 4-38), para el estado de drenaje operativo, se tiene que el flujo proveniente de la laguna de aguas claras en la cubeta de relaves desciende por el suelo de fundación, no interceptando el muro y el sistema de drenaje, de forma muy similar a lo que ocurre en el estado drenaje no operativo.

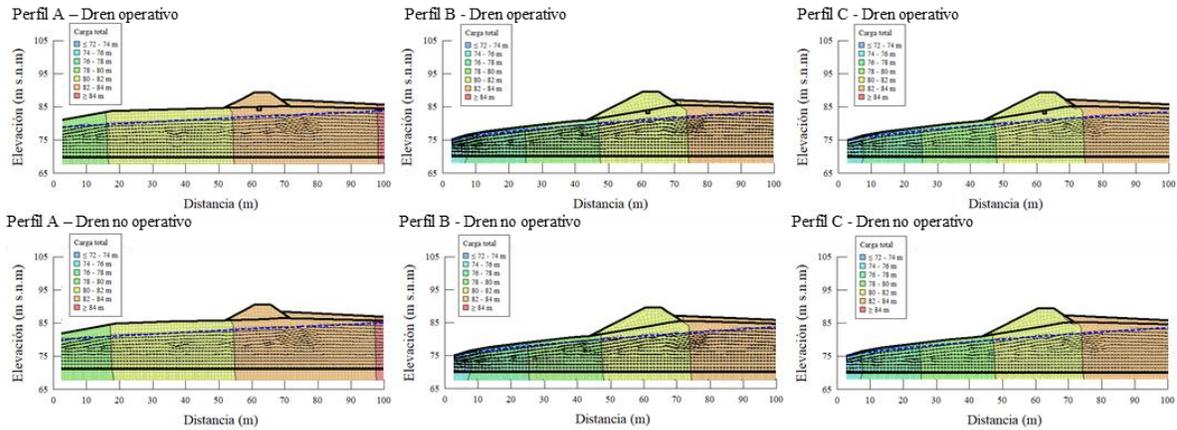


Figura 4-38: Resultados para diseño con drenaje operativo y no operativo (Elaboración Propia – SEEP/W Geostudio)

### 4.3.2 Análisis configuración de operación histórica

La configuración de operación histórica contempla la expuesto en el punto 4.1.4, llevado a los estados planteados anteriormente. De manera similar a la condición de diseño, para el estado de drenaje operativo y no operativo, se tiene que el flujo proveniente de la laguna de aguas claras en la cubeta de relaves descende por el suelo de fundación, no interceptando al muro y el drenaje.

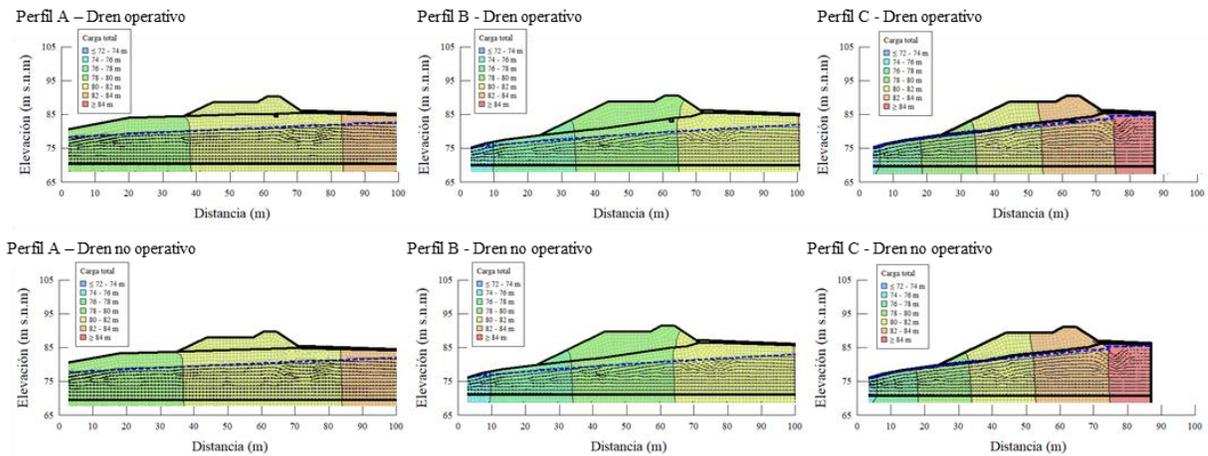


Figura 4-39: Resultados para Op. histórica con drenaje operativo y no operativo (Elaboración Propia – SEEP/W Geostudio)

Las trayectorias freáticas anteriores serán consideradas en los modelos de estabilidad para cada caso correspondiente.

#### 4.4 Estudio sísmico

Para la evaluación pseudoestática se definieron 3 situaciones: diseño y normativa antigua (año 2003), la normativa vigente (DS248) y por último realizar una estimación de la amplificación del movimiento en superficie utilizando el registro del terremoto del año 2010. Para esto se hace necesario encontrar los coeficientes de aceleración horizontales generados por la solicitación sísmica en cada situación. Para el caso del 27F, se utilizará las aceleraciones transversales y transversales de UTFSM, con el cual se calculará su atenuación, considerando el estudio de efecto de sitio en la columna de suelo del embalse. Mientras que, para los casos de las normativas, estas establecen coeficientes horizontales definidos por zonas.

El set de datos estrados de los acelerógrafos de la UTFSM, consta de 14.403 datos de aceleraciones en un periodo de 72,01 s, con un intervalo de 0,005 s entre cada aceleración, cuyos registros de aceleraciones (Figura 4-40), muestran que el peak de aceleración fue 0,295g, en el caso del transversal y 0,14g en el longitudinal a los 46,375 s.

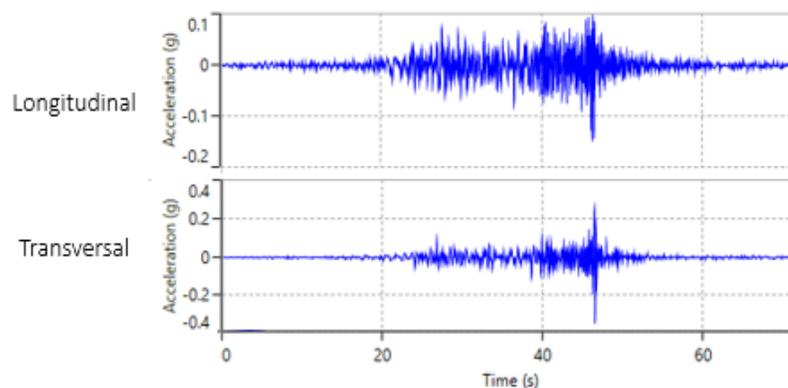


Figura 4-40: Registro de aceleraciones  
(Fuente: RENADIC)

Utilizando la ley de atenuación propuesta por Montalva (2017) y las características del terremoto 27F es posible estimar el peak de aceleración sísmica en roca esperado para zona de ubicación de Mina Chépica en la comuna de Penciahue. Sumado a lo anterior, se presenta a continuación en la Tabla 4-13 y la estimación de *peaks* de aceleración en dos sitios adicionales en los que se tienen registros de aceleraciones medidos durante el sismo.

Tabla 4-13: Distancias al epicentro

	Profundidad sismo [km]	Distancia Y [km]	Distancia X [km]	Distancia Diagonal [km]
<b>Epicentro-Embalse Mina Chépica</b>	30,10	30,03	99,27	103,71
<b>Epicentro-Talca</b>		31,02	112,03	117,04
<b>Epicentro-UTFSM (Valparaíso)</b>		30,15	335,60	336,95

Para obtener las aceleraciones en Mina Chépica, fue necesario obtener un factor de escala que permitiera convertir el registro sísmico registrado en Valparaíso, en el registro sísmico que se sintió en Mina Chépica, esto considerando las diferentes leyes de atenuación las distancias mostradas en la Tabla 4-13y Figura 4-41.

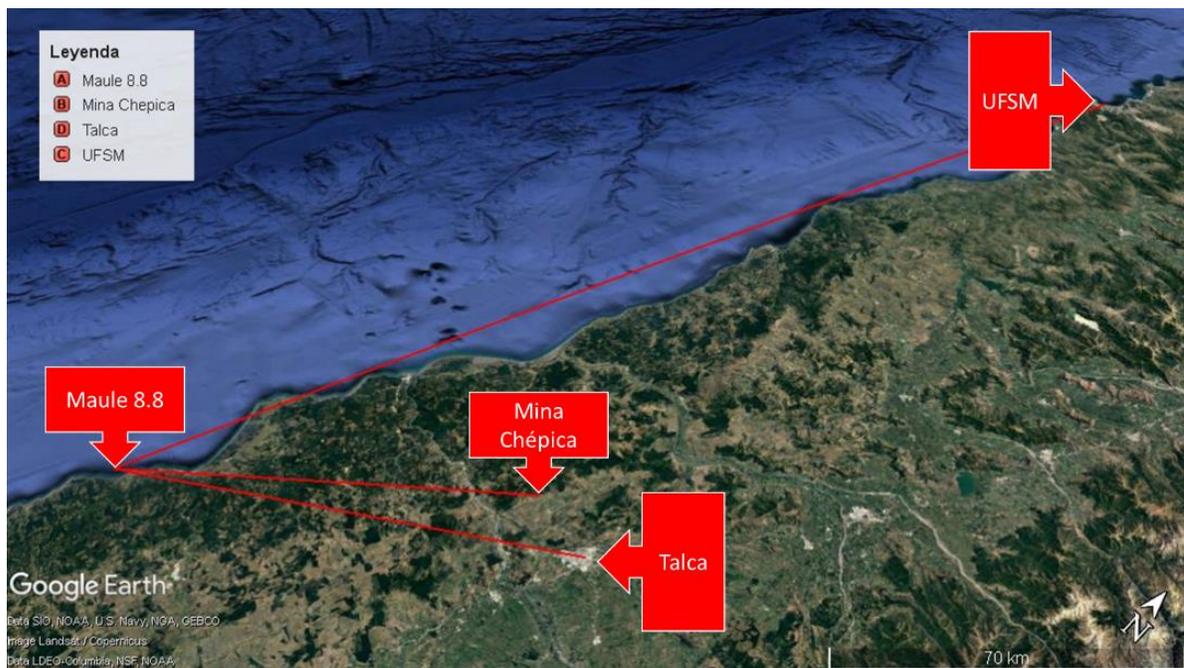


Figura 4-41: Comparación Leyes de atenuación con PGA Roca en localidades de Talca y Valparaíso (Fuente: Elaboración propia)

Tabla 4-14: Leyes de atenuación y registro UTFSM transversal

Localidad	PGA Roca [g]		
	Valparaíso	Talca	Pencahue
Alfaro	-	> 0,4	> 0,4
Registro	0,295	0,407	-
Montalva	0,264	0,405	0,527
Ruiz y Saragoni (2005)	0,135	0,697	0,793
Schaad y Saragoni (1989)	0,222	0,470	0,500
Martin (1990)	0,223	0,519	0,556

El factor de escala resultante fue verificado considerando el estudio de Alfaro (2011) expuesto en el punto 2.6.2 del presente informe y siendo comparada con otras leyes de atenuación, planteadas por autores como Ruiz y Saragoni, (2005), Schaad y Saragoni, (1989) y Martin (1990) cuyos resultados se presentan en la Tabla 4-14 y Figura 4-42 . Considerando el orden de magnitud de las estimaciones en PGA registrados en Valparaíso y Talca considerando la propuesta de Montalva (2017), el registro de la UTFSM 2010 debiese ser escalado utilizando un factor igual a 1,7 para ser ingresado en las modelaciones locales. Es necesario señalar que, la propuesta seleccionada está contenida en el *Bulletin of the Seismological Society of America* 107 (2), 901-911.

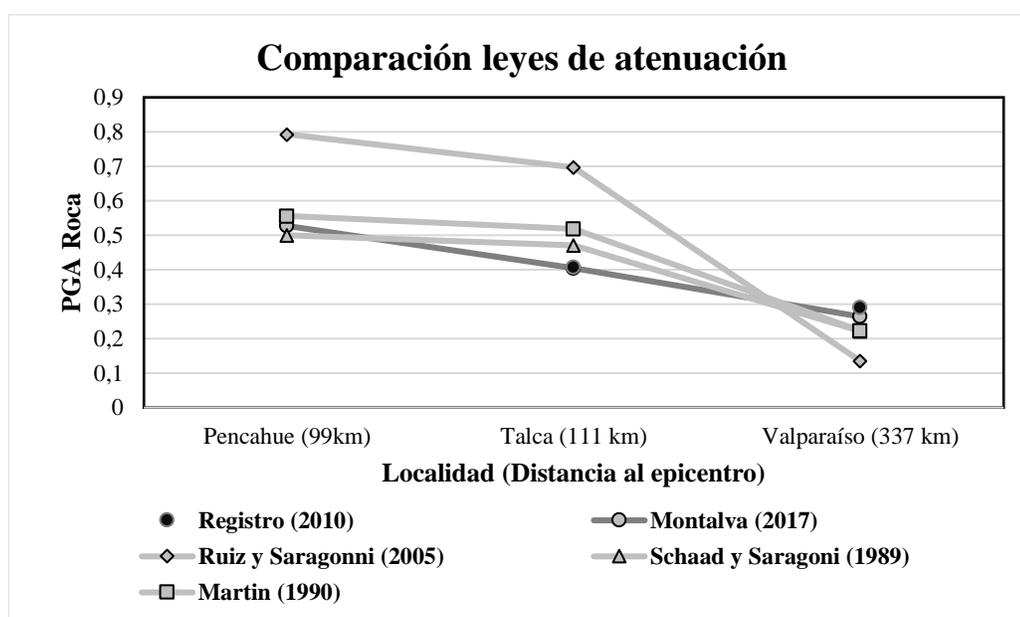


Figura 4-42: Comparación Leyes de atenuación con PGA Roca en localidades de Talca y Valparaíso (Elaboración propia)

#### 4.4.1 Efecto de sitio

Para el estudio del efecto de sitio en la columna de suelo del embalse de relaves, la cual se expuso en el punto 4.1.2, y se mostró en la Figura 4-37, se calculó la amplificación sísmica de cada estrato y se compara con resultados obtenidos por el Software Deepsoil, utilizando el registro escalado mediante el factor mencionado en el punto anterior.

- Teoría de amplificación sísmica

La teoría de amplificación sísmica busca obtener la función de transferencia, de cada estrato de la columna de suelo, para esto se debe calcular la razón de impedancia ( $\alpha$ ) entre cada estrato, el periodo fundamental del estrato de suelo, el cual es el punto donde se presenta el máximo de la función de transferencia. Todos estos cálculos consideran las fórmulas expuestas en el punto 2.6.3 y sus resultados se resumen en la Tabla 4-15, que se presenta a continuación.

Tabla 4-15: Resumen resultados teoría de amplificación sísmica

Unidad Litológica	H [m]	Densidad [kN/m <sup>3</sup> ]	V <sub>s</sub> [m/s]	$\alpha$	F <sub>máx.</sub>	T [s]
Suelo	12	18	800	0,213	4,688	0,060
Zona Lixiviada	30	27	2500	0,833	1,200	0,048
Andesita Z1	116	27	3000	1,000	1,000	0,155
Bedrock (Andesita Z2)	indeterminado	27	6000	-	-	-

Considerando estos resultados se procede a calcular la función de transferencia para cada periodo con el fin de obtener la gráfica de amplificación dinámica de suelos, la cual se presenta en la siguiente figura.

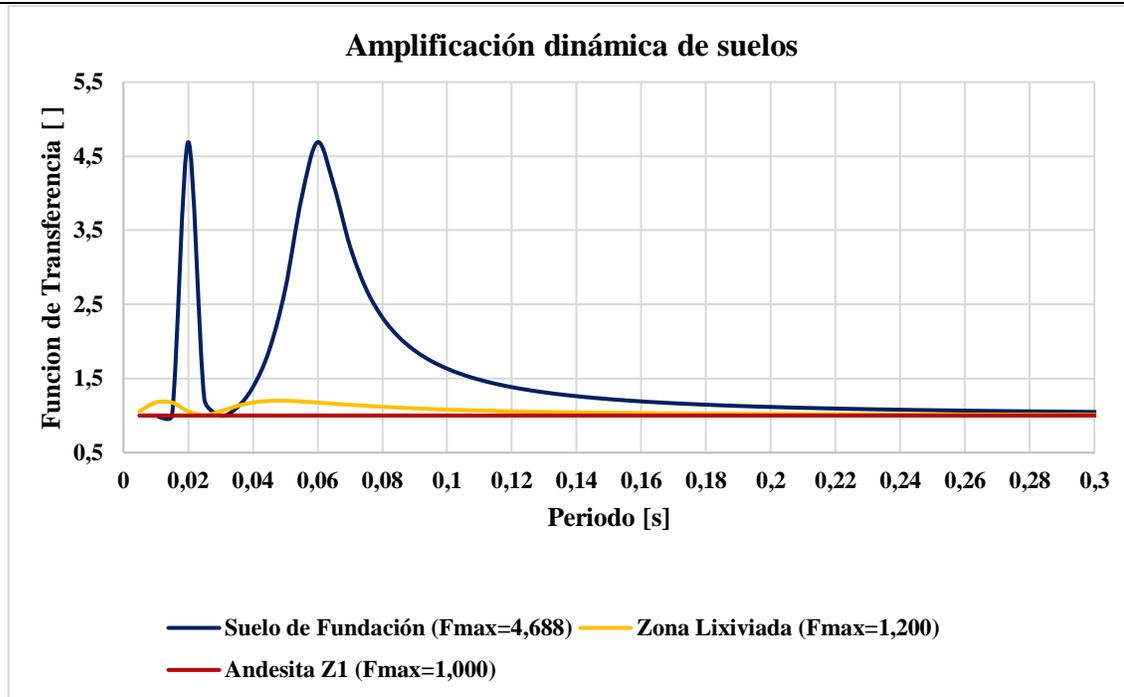


Figura 4-43: Gráfica de amplificación dinámica de suelos  
(Elaboración propia)

Como se puede ver en la gráfica, no existiría una amplificación entre lo definido como *bedrock* y el estrato la andesita Z1, debido a que, entre estos estratos, no existe mayor diferencia en las condiciones de rigidez y composición, es por esto por lo que se podría considerar este como un estrato único. Al pasar las ondas de andesita Z1 a la zona de andesitas lixiviadas, se tiene una amplificación, debido al cambio de velocidad de onda, que se propone debido a que se trata de una zona muy fracturada, la cual se haría más notoria al llegar al estrato del suelo de fundación, donde se espera se encuentre la mayor amplificación.

- Amplificación sísmica mediante Deepsoil y Quake/W

Considerando lo expuesto anteriormente, se utiliza la misma columna de suelo, hasta el estrato andesita Z1, el estrato andesita Z2 es considerado como el *bedrock*.

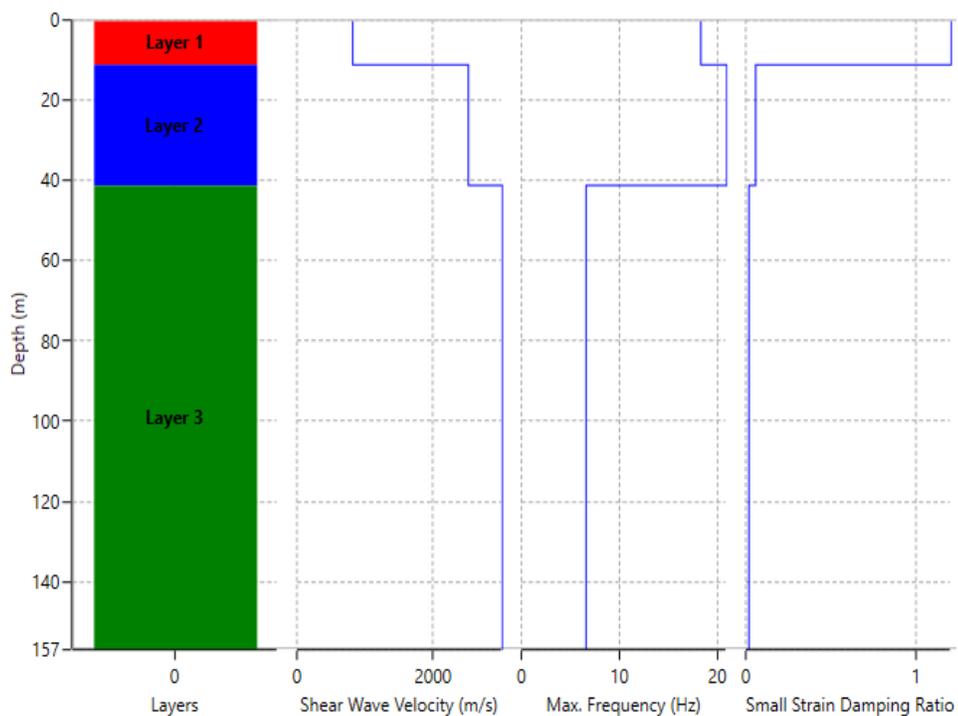


Figura 4-44: Modelo Deepsoil para columna de suelo mina Chépica  
(Elaboración propia)

Para este cálculo se utilizaron las características presentadas anteriormente en el punto 4.2, obteniendo las distintas aceleraciones para cada uno de los estratos.

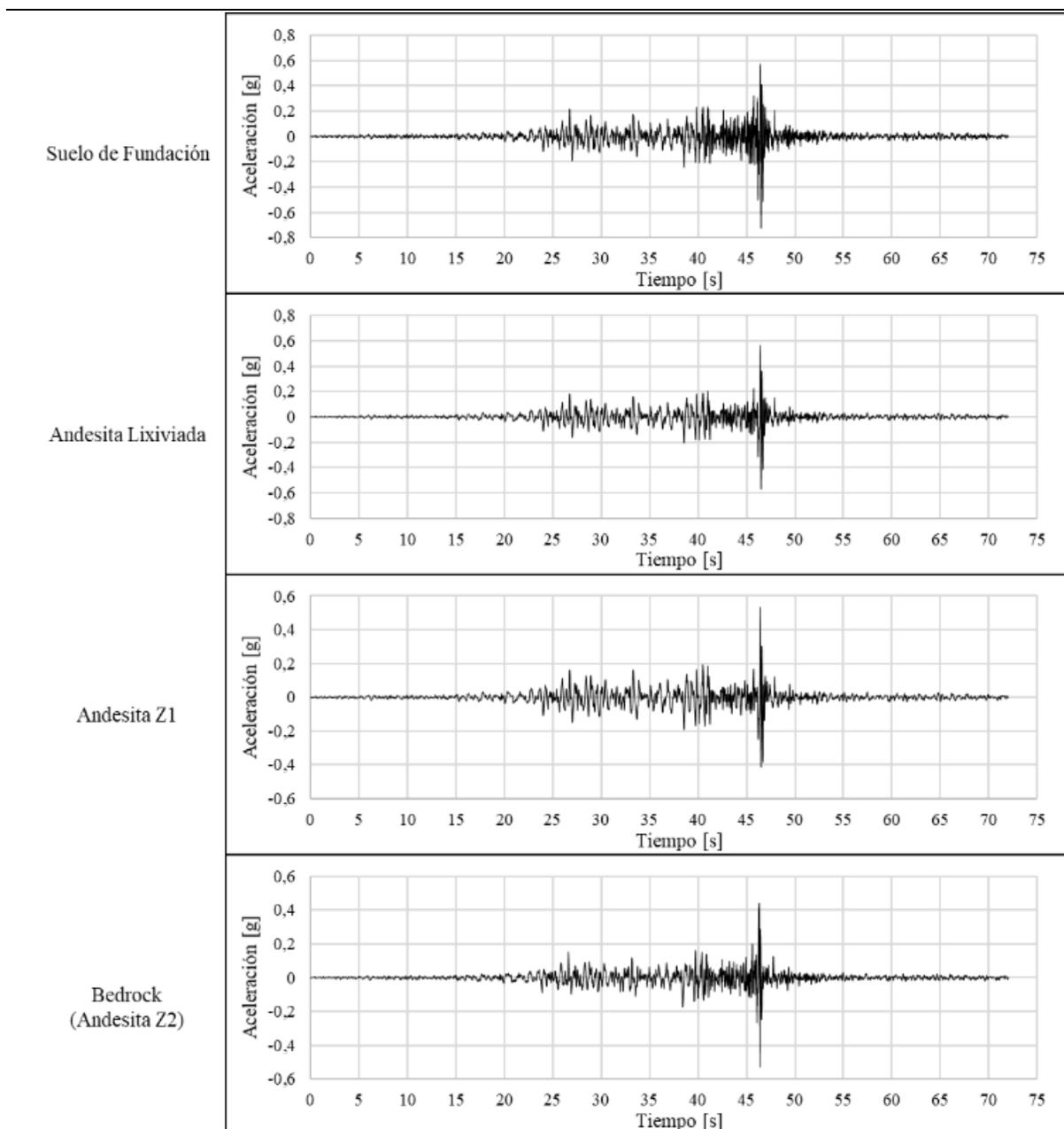


Figura 4-45: Aceleraciones en cada unidad litológica  
(Elaboración propia)

Como se puede ver en los registros de aceleración, se cumple parcialmente lo planteado en el punto anterior, es decir, se produce una amplificación entre cada estrato, no obstante, la función de transferencia antes calculada entrega una amplificación mucho mayor a la que entrega el modelamiento en 1D hecho por el Software Deepsoil, esto se debe a que la función de transferencia solo ve la impedancia directa y constante, es decir no hay pérdida de la rigidez con

el incremento de deformación en el suelo o amortiguamiento. De estos resultados podemos obtener los PGA esperado (Tabla 4-16) para cada uno de los estratos, los cuales compararemos con un modelamiento en 2D, mediante el módulo QUAKE/W del Software Geostudio (Figura 4-46).

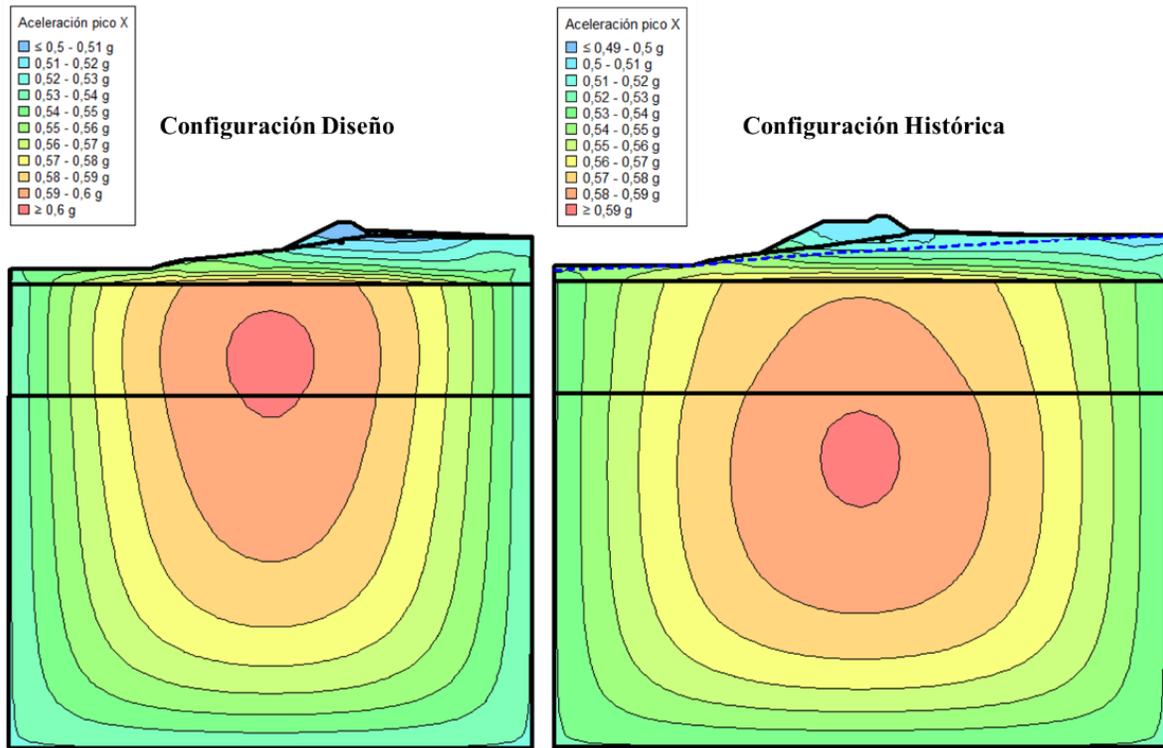


Figura 4-46: Modelos QUAKE/W para configuraciones (a) de diseño y (b) operación histórica. (Elaboración propia)

Tabla 4-16: PGA Estratos columna de suelo

Punto medido	PGA [g]	
	Deepsoil	QUAKE/W
Superficie	0,723	0,545
Suelo / Andesita Lixiviada	0,570	0,550
Andesita Lixiviada / Andesita Z1	0,534	0,580
Andesita Z1/ Andesita Z2 (Bedrock)	0,527	0,527

- Desplazamiento de Newmark

Para evaluar los resultados obtenidos en los cálculos anteriores, y con el fin de obtener los posibles desplazamientos que se podrían producir en superficie y en el muro, se realizó un modelamiento en 2D, en el módulo QUAKE/W de Geostudio, utilizando el método de desplazamiento de Newmark, el cual aplica lo visto en el 2.6.5 del presente informe.

Para el caso de la superficie, se obtuvo un PGA de 0,54g, con un desplazamiento esperado de 0,021 m, lo cual a pesar de ser menor que se esperaba considerando el cálculo mediante Deepsoil, está dentro del rango esperado para la zona de estudio estimado por Alfaro (2011), que esperaba que los PGA para la zona de estudio estuvieran en el rango de 0,4g y 0,65g.

Para el caso del muro, se consideró tanto el muro propuesto en el diseño y el muro realizado en la operación histórica, dando resultados idénticos, donde el PGA obtenido fue de 0,48g, con un desplazamiento esperado de 0,021 m, lo cual considerando que el material con el que fueron construidos es el mismo que el del suelo de fundación, se podría esperar una respuesta similar a la de este. En la siguiente figura se pueden ver la graficas de Newmark para superficie y muro.

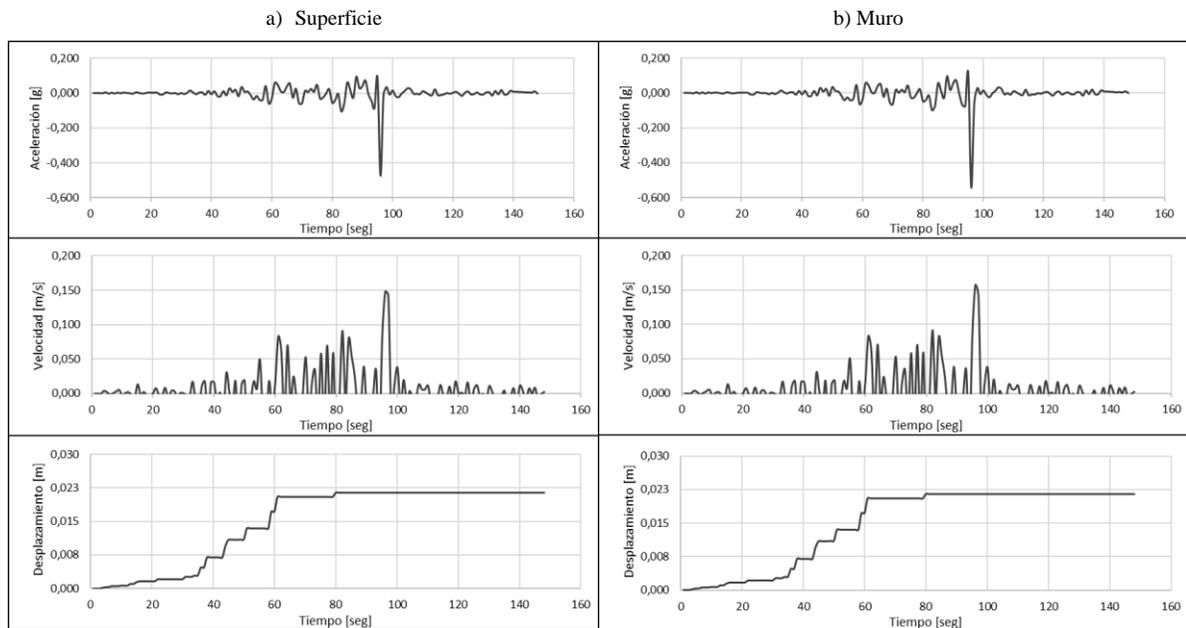


Figura 4-47: Graficas desplazamiento de Newmark en superficie (a) y muro (b)  
(Elaboración propia)

#### 4.5 Análisis pseudoestático

En este análisis fueron evaluadas las condiciones de diseño y de operación histórica, para febrero del año 2010, en 3 casos distintos:

- Caso 1: Análisis sobre diseño original del depósito de relaves, parámetros geotécnicos actualizados para el muro y el suelo, y coeficiente de aceleración sísmico horizontal según la normativa de la época.
- Caso 2: Análisis según DS-248 considerando análisis Fase I, II y IV.
- Caso 3: Análisis sobre configuración dada por la operación, es decir, considerando nivel freático real, presencia de geomembrana, presencia de un dren operativo y sollicitación sísmica para el 27F

##### 4.5.1 Caso 1: Análisis según consideraciones originales del diseño

Se consideraron los antecedentes del diseño del embalse de relaves. No se considera la presencia de agua al interior del muro, producto de que se encuentra impermeabilizado en el talud de aguas arriba y posee la presencia de un sistema de drenaje. Por otra parte, considera un coeficiente sísmico de 0,21g, el cual fue obtenido considerando como 2/3 de la aceleración horizontal máxima, cual según lo propuesto por la Norma Chilena Oficial NCh 433 (1996) de diseño sísmico de edificios, ubica a Mina Chépica en la zona sísmica 3, la cual posee una aceleración efectiva de 0,4 g. Además de lo señalado anteriormente para este caso se considerará el modelo original propuesto para la aprobación del proyecto (el cual no incluye la participación del suelo de fundación) y se tendrá en consideración los siguientes factores de seguridad para de estabilidad.

F.S. > 1,5 para condiciones de cargas estáticas

F.S. > 1,2 para condiciones de cargas sísmicas

Para el análisis se utilizó el software SLOPE/W, que contempla un muro de material empréstito, con las características mencionadas en la sección 4.2.2, y una cubeta de relave cuyas características son las expuestas en el punto 4.2 del presente informe.

El diseño general contempla una sección transversal de muros homogéneos con taludes de 1,5:1 (H:V) hacia aguas arriba y 2:1 (H:V) hacia aguas abajo. Los círculos se trazaron a incluyendo participación del coronamiento, pasando por el talud, incluso aflorando más allá del pie de muro, así como otros casos que solo involucran la parte alta del talud. Los resultados se muestran en la Figura 4-48, donde podemos ver el análisis estático y el análisis pseudoestático.

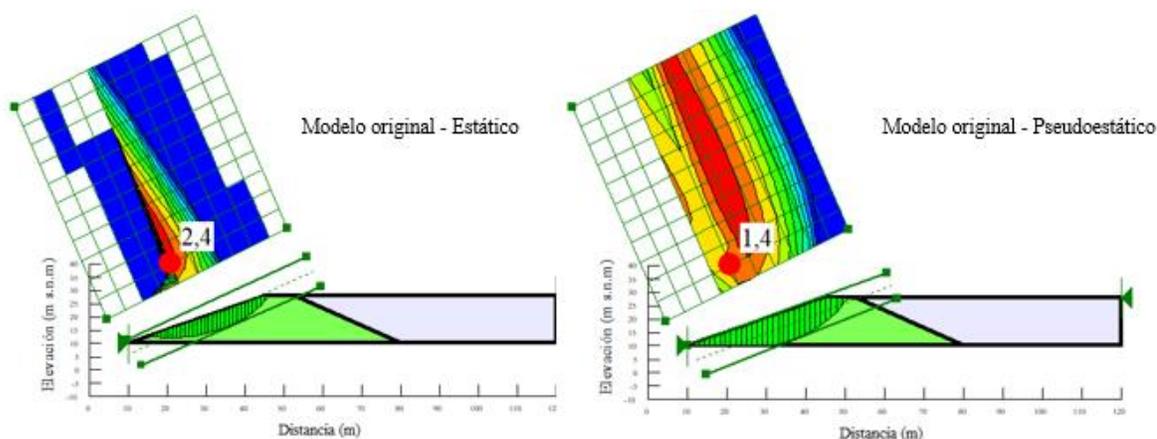


Figura 4-48: Modelo original – Carga estática y pseudoestática  
(Elaboración propia)

Como se puede apreciar en el caso del análisis estático, se tiene un factor de seguridad de 2,4 y en el caso sísmico se tiene un factor de seguridad de 1,5, esto indica, que, considerando los factores de seguridad propuestos para este punto según el criterio de diseño, el embalse de relaves tendría un buen desempeño, por lo que su estabilidad del muro es aceptable y adecuada para esta obra.

Es necesario señalar que, este modelamiento es solo a modo de comparación, ya que en los presentes se establecerán demandas sísmicas superiores y participación tanto de los demás estratos involucrados en el depósito como de los potenciales niveles freáticos.

#### 4.5.2 Caso 2: Análisis según DS-248

Para este análisis se incluyen las 3 situaciones establecidas en el DS-248, artículo 14, letra o, Fases de evaluación de estabilidad I, II Y IV; la fase III no se considerará debido a que la altura al coronamiento del muro en el año 2010 no supera los 15 m, mientras que la distancia peligrosa no entra en los alcances de este estudio. La aceleración considerada en este

corresponde a  $A_0$  igual a 0.4g (Zona 3) según la norma NCh 433 Of 1996 y coeficiente de aceleración  $k_h$  igual a 0,2g según lo indicado por la “Guía para el cumplimiento de DS248 Depósitos de Relaves bajo producción de 5.000 tpm” (Urbano & Falcón, 2016). A continuación, se presentan los 3 análisis y sus respectivos resultados, donde se considerará un valor FS (pseudostático)  $> 1,2$  como estable.

- **Fase I – Caso 2:**

Se asume que el relave depositado en la cubeta está en estado de licuefacción total, es decir se considera que tanto el ángulo de fricción y su cohesión es igual a 0, por lo que el material no posee resistencia al corte, y este actúa como un fluido, para el resto de los materiales se considera las propiedades propuestas en el apartado 4.2, y se considerara el estado de drenaje operativo propuesto en el punto 4.1.4 , tanto para la condición de diseño, como de operación histórica, para los 3 perfiles del embalse (A, B y C). Los resultados de FS para el Perfiles A, B y C son mostrados a continuación en Figura 4-49.

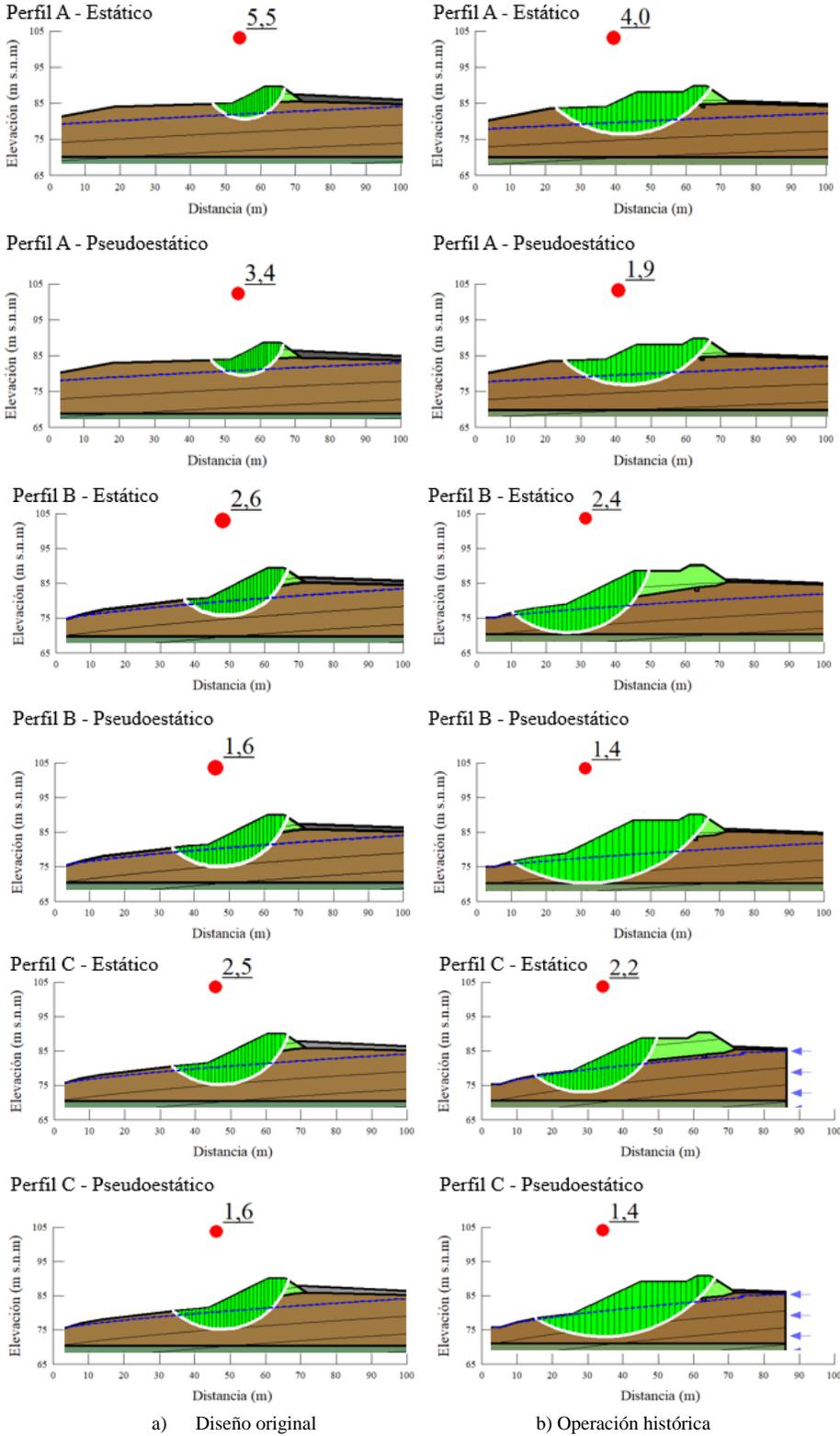


Figura 4-49: Factores de Seguridad para configuraciones (a) de diseño y (b) operación histórica para Fase I - Caso 2 (Elaboración propia)

Tabla 4-17: Resumen resultados F.S. Fase I

F.S. Fase I		Perfil A	Perfil B	Perfil C
Configuración Diseño	Estático	5,5	2,6	2,5
	Sísmico	3,4	1,6	1,6
Configuración Histórica	Estático	4	2,4	2,2
	Sísmico	1,9	1,4	1,4

**Fase II – Caso 2:**

Para esta situación se considerará que el nivel freático pasa por el muro del embalse de relaves, lo cual se considera como una condición conservadora. Al igual que en el caso anterior se utilizarán las propiedades propuestas en el punto 4.2; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y el estado de drenaje no operativo propuesto en el punto 4.1.4, con la modificación antes mencionada, para cada condición de operación y perfil propuesto anteriormente. Los resultados de FS para el Perfiles A, B y C son mostrados a continuación en (Figura 4-50).

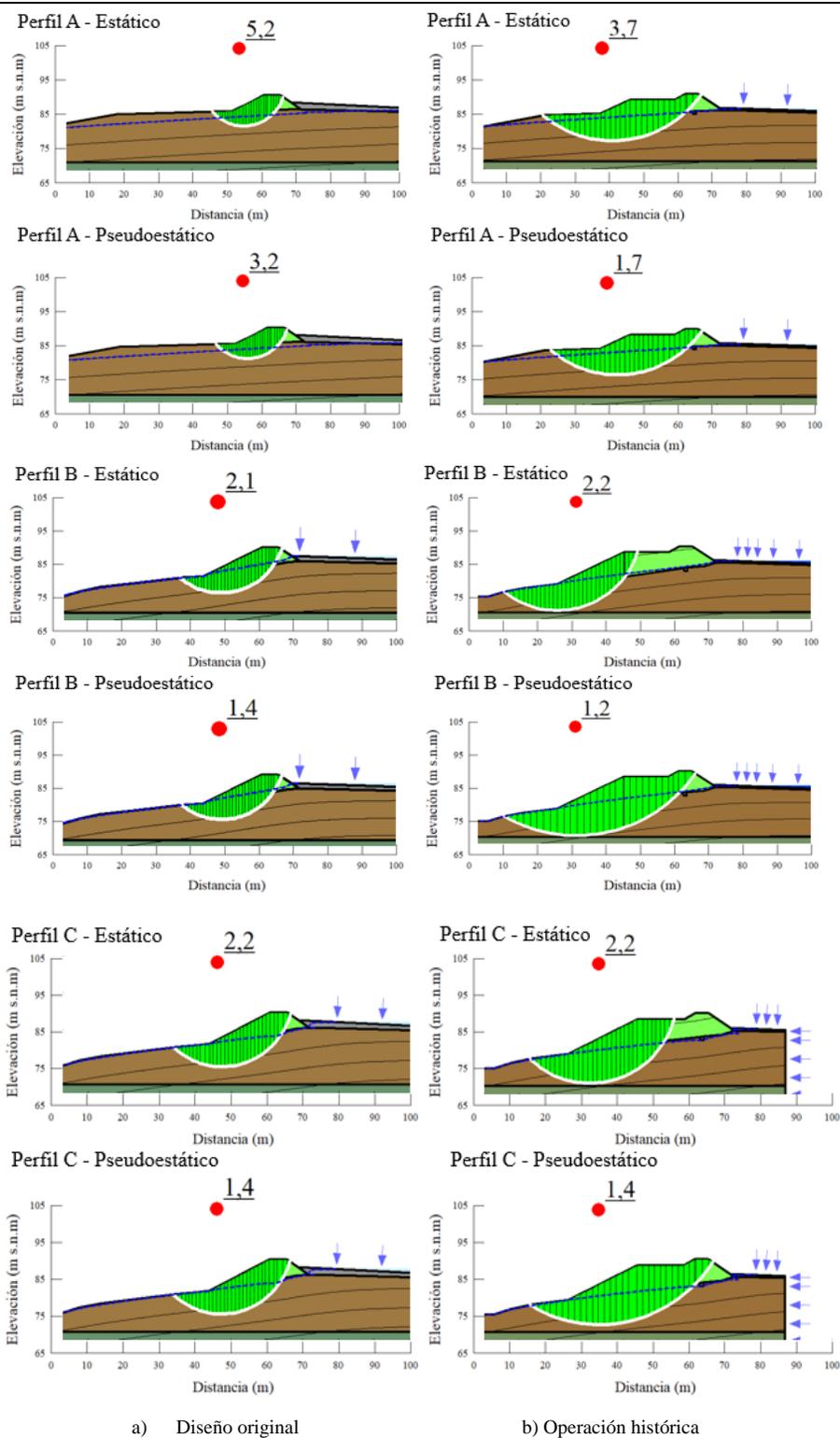


Figura 4-50: Factores de Seguridad para configuraciones (a) de diseño y (b) operación histórica para Fase II - Caso 2 (Elaboración propia)

Tabla 4-18: Resumen resultados F.S. Fase II

F.S. Fase II		Perfil A	Perfil B	Perfil C
Configuración Diseño	Estático	5,2	2,1	2,2
	Pseudoestático	3,2	1,4	1,4
Configuración Histórica	Estático	3,7	2,2	2,2
	Pseudoestático	1,7	1,2	1,4

**Fase IV – Caso 2:**

Esta situación requiere hacer un análisis para condición de cierre, la cual incluye utilizar el sismo máximo para el análisis de estabilidad. Para este caso se utilizará el modelo de cierre real, planteado en el diseño que incluye las 3 etapas, considerando las propiedades propuestas en el punto 4.2 y el estado de drenaje operativo propuesto en el punto 4.1.2. Además, el coeficiente horizontal ( $k_h$ ) para este caso considerará el PGA obtenido en el estudio sísmico del punto 4.4. **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** del presente informe, y la fórmula de la (Manual de Carreteras, 2002), la que entrega un  $k_h$  de aproximadamente 0.3g. Los resultados de FS para el Perfiles A, B y C son mostrados a continuación en Figura 4-51.

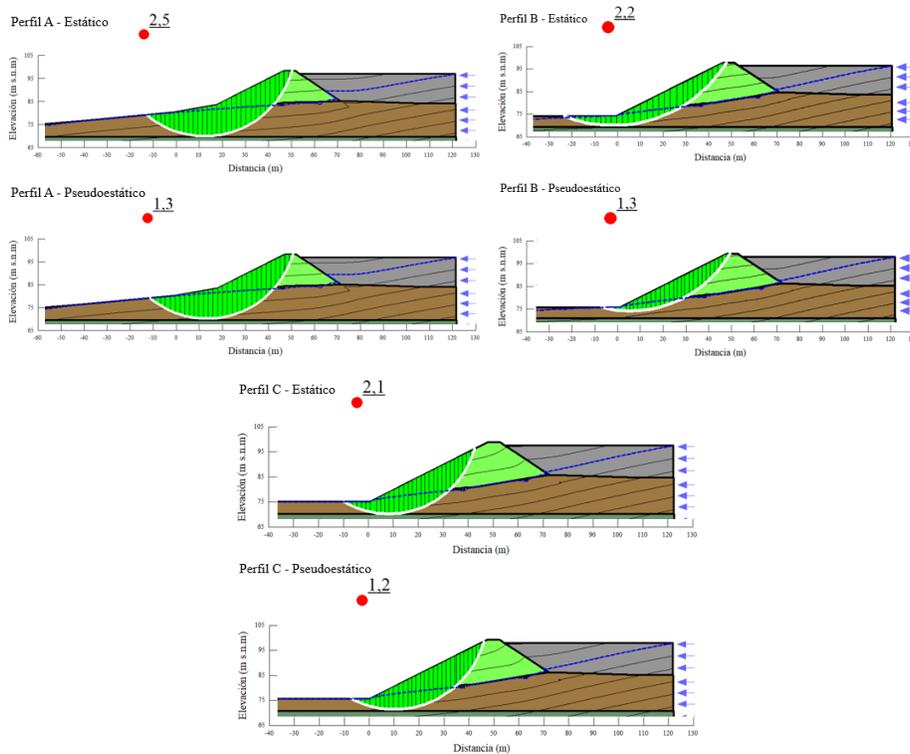


Figura 4-51: Factores de Seguridad para configuraciones (a) de diseño y (b) operación histórica para Fase IV - Caso 2 (Elaboración propia)

Tabla 4-19: Resumen resultados F.S. Fase IV

F.S. Fase IV		Perfil A	Perfil B	Perfil C
Configuración Diseño	Estático	2,5	2,2	2,1
	Sísmico	1,3	1,3	1,2

#### 4.5.3 Caso 3: Análisis según Terremoto del 27 de febrero del año 2010

Para este caso, el coeficiente sísmico horizontal obtenido aplicando la fórmula del Manual de carreteras (2002), considerando el peak de aceleración en superficie estimado en el punto 4.4 del presente informe de aproximadamente 0.6g y un  $k_h$  de 0,3g. Ambas evaluaciones consideran un estado de operación del sistema de drenaje.

- Configuración de diseño

Para esta situación, no se presentan riesgo de inestabilidad, debido a que todos los factores de seguridad son superiores al criterio de estabilidad.

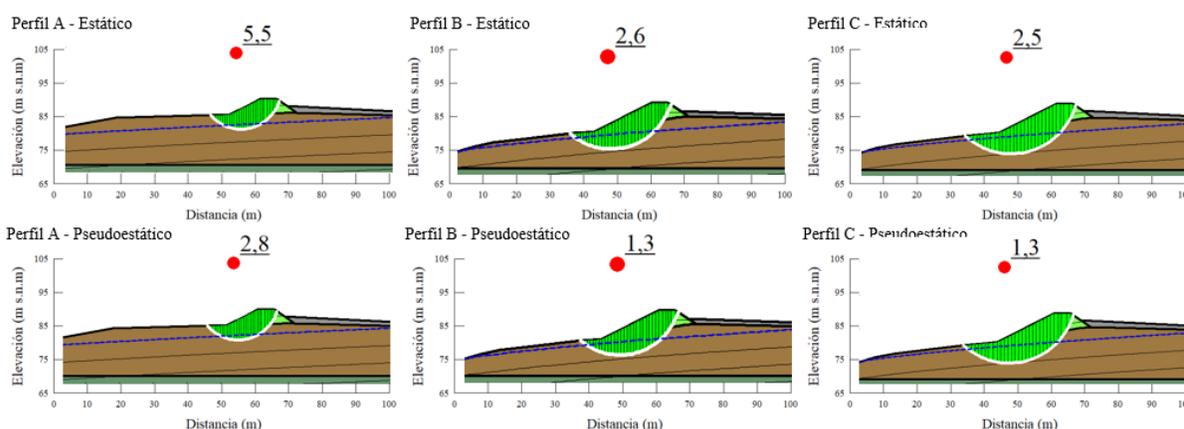


Figura 4-52: Factores de Seguridad para configuración de diseño (Elaboración propia)

- Configuración operación histórica

En esta situación, se da el caso que tanto el perfil B como el perfil C con carga sísmica, presentan factores de seguridad menores a 1,2, por lo que serían catalogados como inestables, no obstante, en ambos casos las fallas solo involucran el pie del muro. Los perfiles restantes quedan clasificados como estables.

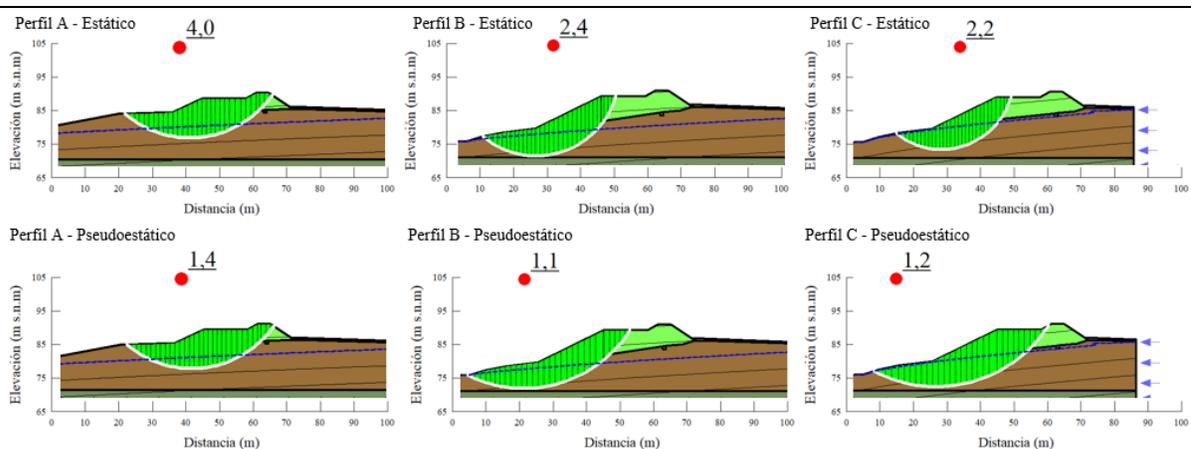


Figura 4-53: Factores de Seguridad para configuración de operación histórica (Elaboración propia)

Tabla 4-20: Resumen resultados F.S. Drenaje operativo

FS Caso 3		Perfil A	Perfil B	Perfil C
Configuración Diseño	Estático	5,5	2,6	2,5
	Pseudoestático	2,8	1,3	1,3
Configuración Histórica	Estático	4,0	2,4	2,2
	Pseudoestático	1,4	1,1	1,2

#### 4.5.4 Comparación de factores de seguridad

Para evaluar el desempeño del embalse en cada situación, se realizará una comparación entre cada situación y entre cada configuración operacional.

##### a) Comparativa Análisis Caso 2:

Para Fase I, donde se considera que el relave está en un estado de licuefacción total, el embalse no sufrió mayores problemas, en especial en el estado de diseño, donde en todos los casos entrego factores superiores a 1,5. Para el estado histórico, ocurre de forma similar, se estiman factores de seguridad superiores a 1,3, por lo que se considera que el embalse de relaves cumple con lo establecido por el DS-248.

El resumen de los factores de seguridad para esta situación se puede ver la siguiente grafica (Figura 4-54).

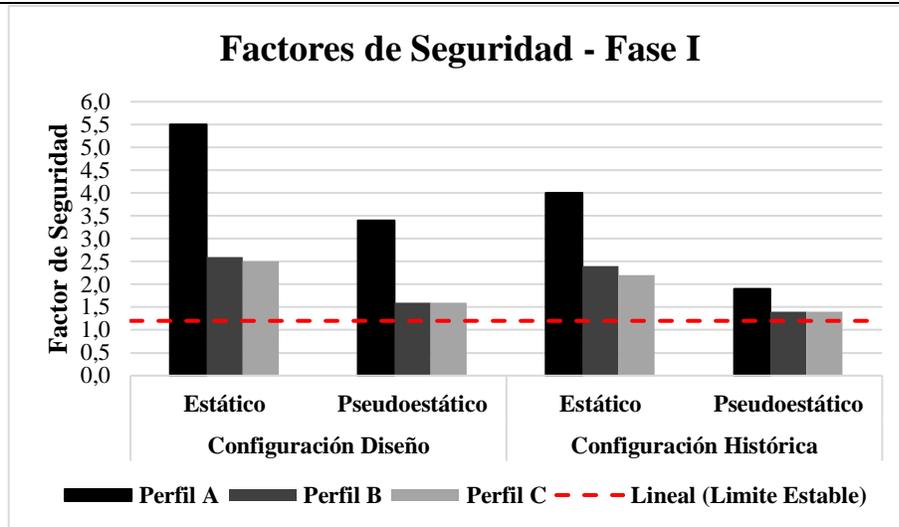


Figura 4-54: Grafica Factores de seguridad – Fase I (Elaboración propia)

Por otro lado, en Fase II (Figura 4-55), que considera generación de presiones de poros al interior del muro, entrega resultados favorables para el estado de diseño, al igual que para el estado histórico, no obstante es necesario señalar que para el Perfil B, el factor de seguridad está cercano al límite la condición pseudoestática, por lo que sería necesario una reevaluación futura bajo un modelamiento considerando deformaciones, para determinar posibles cambios que pudieran afectar a este sector del embalse, considerando además que esta carga es la esperada para la zona, y no la máxima posible. No obstante, lo anterior, por lo que se considera que el embalse de relaves cumple con lo establecido por el DS-248.

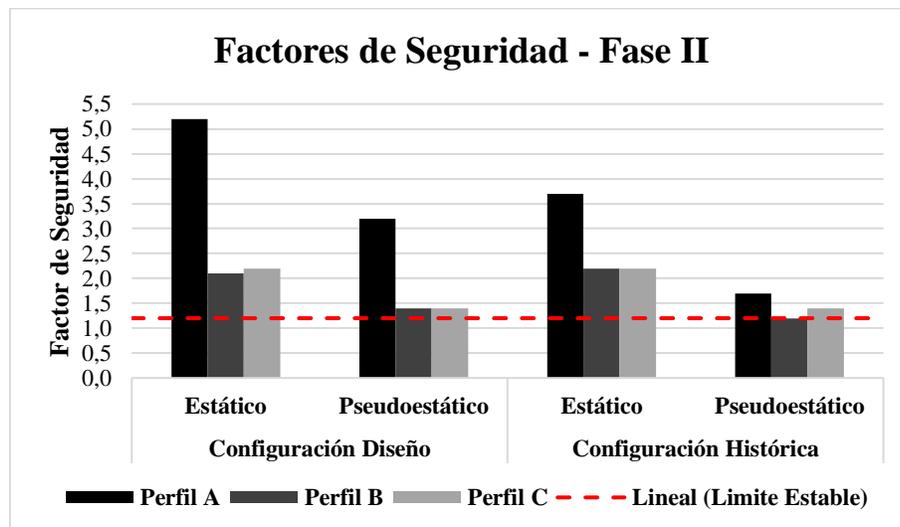


Figura 4-55: Grafica Factores de seguridad – Fase II (Elaboración propia)

Para la Fase IV (Figura 4-56), que considera la condición de cierre del embalse de relaves y la acción de un sismo severo, los resultados muestran que el Perfil C es cercano al límite establecido como aceptable. Sin embargo, se considera que el embalse de relaves cumple con lo establecido por el DS-248.

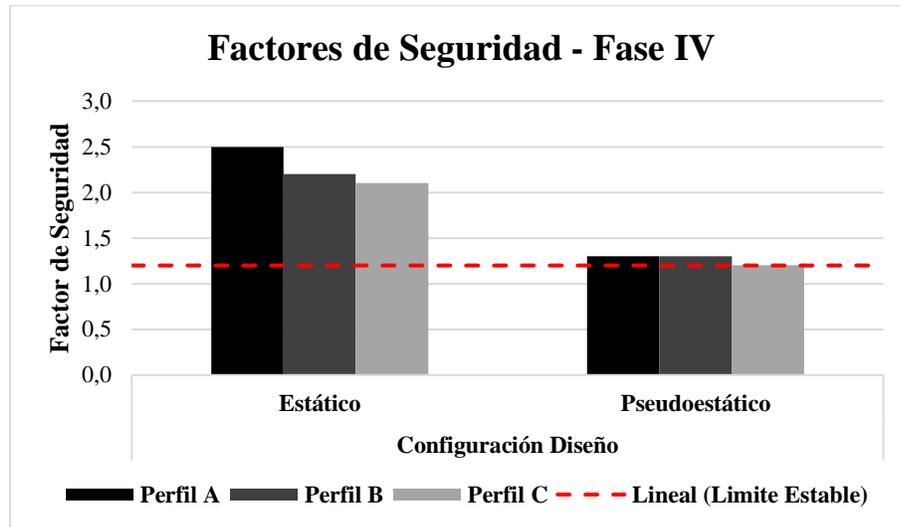


Figura 4-56: Grafica Factores de seguridad – Fase IV  
(Elaboración propia)

### Comparativa Análisis Caso 3:

Para el Caso 3, en la situación de drenaje operativo (Figura 4-57), los resultados muestran que para la configuración de diseño no se tendrían problemas de estabilidad, mientras que, para el histórico se generan problemas con factores de seguridad menores a 1,2 en los perfiles B y C en condición pseudoestática.

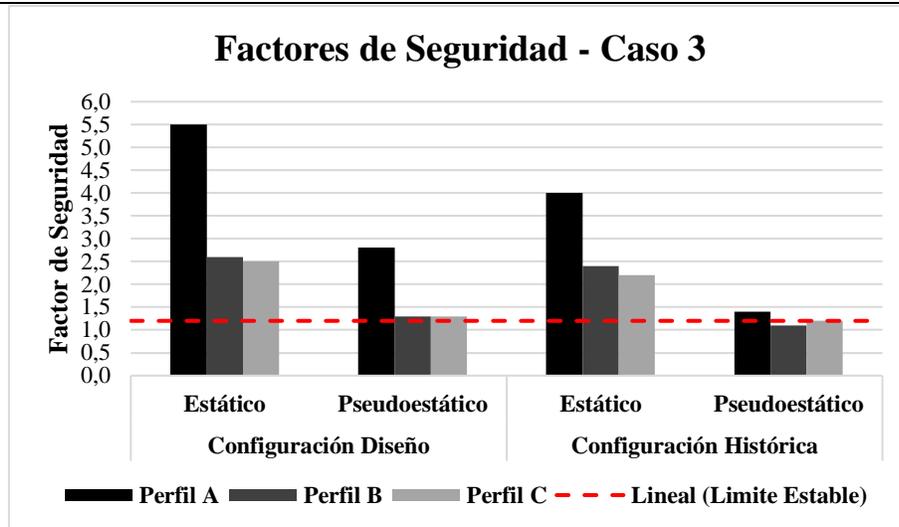


Figura 4-57: Grafica Factores de seguridad – Situación drenaje operativo (Elaboración propia)

Desde otro punto de vista, al comparar las distintas Fases por cada configuración se tiene que la configuración de diseño (Figura 4-58) se mantiene estable bajo todos los análisis efectuados, lo que nos da a entender que el diseño del muro es satisfactorio con lo establecido en la normativa de la época, y sigue cumpliendo con lo planteado con la normativa vigente. Sin embargo, cabe resaltar que los valores obtenidos en el caso de la Fase IV, que es el equivalente al estado de cierre muestra los factores de seguridad más bajos de la evaluación realizada, estos valores pueden ser utilizados para establecer una revisión de la configuración a la fecha establecida y evaluar la incorporación de una berma de seguridad en el pie aguas abajo.

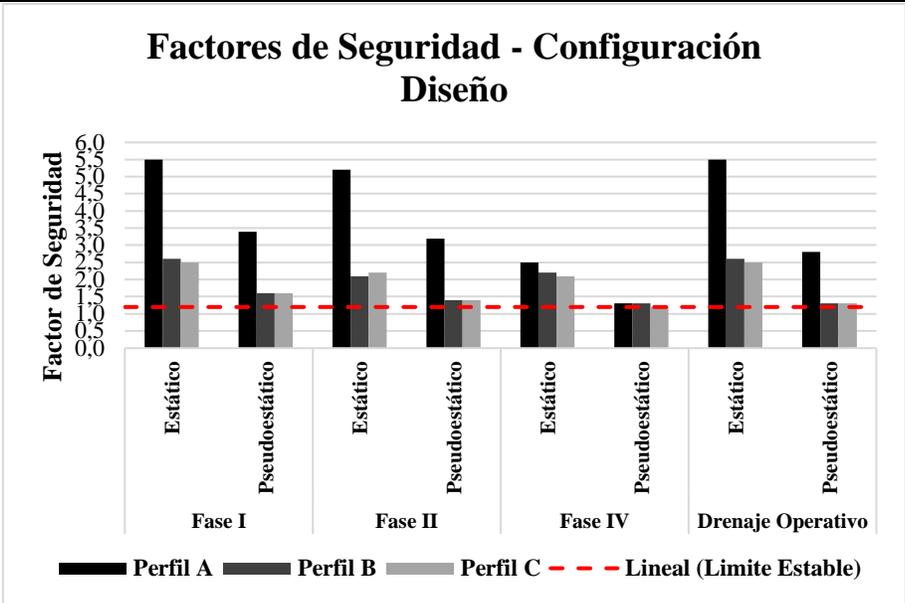


Figura 4-58: Grafica Factores de seguridad – Situación drenaje operativo (Elaboración propia)

En tanto para configuración histórica (Figura 4-59), se presentan inestabilidad al evaluar el Caso 3, esto evidentemente corresponde al incremento de la sollicitación sísmica en el sistema (considerando que el sistema de drenaje está operativo), por lo que se recomienda incorporar un refuerzo tipo berma o contrafuerte (*buttress*) en el pie aguas abajo que permita aumentar la resistencia del sistema.

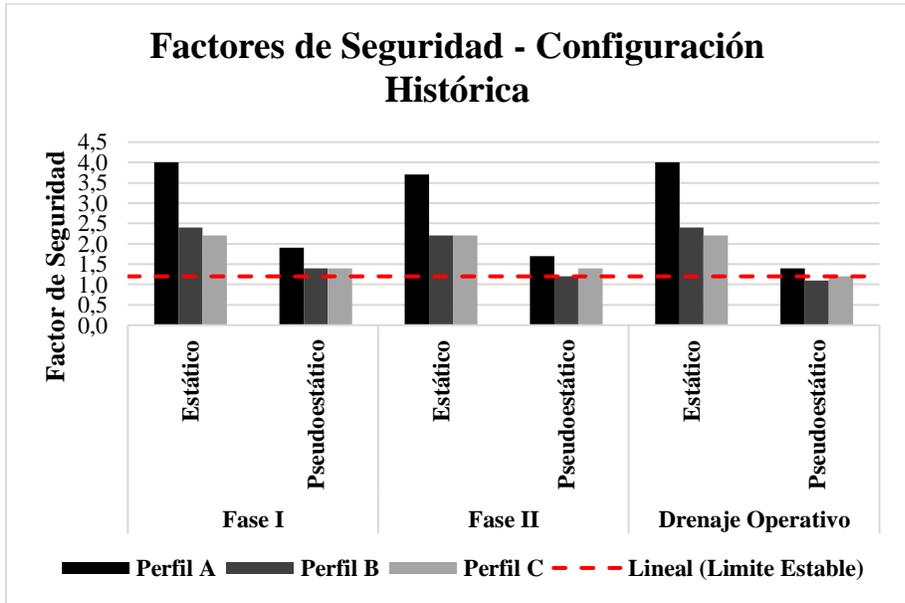


Figura 4-59: Grafica Factores de seguridad – Situación drenaje operativo (Elaboración propia)

# CAPÍTULO 5 : CONCLUSIÓN

*En el siguiente capítulo se da conclusión a el estudio considerando los antecedentes planteados en el capítulo anterior, generando también recomendaciones y posibles nuevas aristas de investigación.*

## CONCLUSIONES

En Chile la estabilidad de los depósitos de relaves ha pasado por diversas etapas de aprendizaje, en la actualidad según lo expuesto en X Congreso Chileno de geotecnia por el Sr. Ramon Verdugo, se puede considerar que en términos de la ingeniería de diseño como país estamos bien catalogados, esto considerando lo vivido con el terremoto Mw 8,8 de la Región del Maule, no obstante la búsqueda por reducir costos con el fin de aumentar las ganancias, puede perjudicar el criterio de evaluación, dejando así problemas menores, pero que pueden a futuro generar consecuencias mayores, es por esta razón que es importante realizar evaluación continua de los diversos depósitos de relaves, y prestar atención en los cuales, las empresas no tengan los recursos suficientes o no le tomen la importancia necesaria para poder realizar evaluaciones preventivas, como es generalmente el caso de la mediana y principalmente la pequeña minería. Apoyar este sector es esencial para el desarrollo de estos proyectos que proporcionan fuentes de trabajo y que muchas veces se ven perjudicados por el bajo financiamiento versus los requerimientos que se le exigen para poder funcionar. Por lo cual es importante realizar aportes que puedan fomentar esta actividad de tal manera que pueda ser más sustentable, segura y amigable con el medio ambiente, teniendo como objetivo mejorar y optimizar los programas productivos, sin dejar de lado la seguridad de los trabajadores y el entorno a el área de trabajo.

En el presente estudio se logró identificar mediante la realización de una campaña de ensayos *in situ* y de laboratorio las distintas propiedades de los componentes del embalse, dando como resultado que tanto el suelo de fundación y el muro posee propiedades de una arena arcillosa de baja plasticidad (SP-SC), mientras que el relave posee propiedades de una arena limosa no plástica (SMN). Además, se mediante investigación se obtuvo que, bajo el suelo de fundación, existen formaciones de andesita la cual varía su competencia de mala a buena conforme se va descendiendo en la columna de suelo.

Por otro lado, se estableció una comparación de la depositación de relaves considerando 2 configuraciones constructivas, dando como resultado que la configuración de diseño

esperaba que para el año 2010 a la fecha del terremoto, debía poseer una mayor cantidad de relave que lo que tenía según lo obtenido con la configuración histórica, esto debido a la operación discontinua que tuvo el depósito en comparación con la de diseño. Se consideró que la depositación se realizaba mediante *spigots* que para dicha fecha se habrían encontrado en el centro y en el lateral poniente de la cubeta, y además, que la posición de laguna de aguas claras se encontraría en el sector sur del depósito, predominantemente a un costado de la ladera norte del embalse y esta se encontraría sin alteración por precipitaciones.

La sollicitación sísmica fue considerada a través de la normativa vigente y la realización de análisis de amplificación sísmica y efecto de sitio (en 1 y 2 dimensiones), entregando resultados valores dentro de los rangos de magnitud de otros estudios en la zona como el de Alfaro (2011). Para la zona del embalse a nivel de superficie, se estimó un PGA de 0,54g lo y desplazamientos del orden de magnitud de 0,021 m, y un  $k_h$  de aproximadamente de 0,27g, el cual fue utilizado en los modelos de estabilidad mediante el Método de Equilibrio Limite (MEL) del software SLOPE/W.

A partir de los resultados de estabilidad obtenidos, es posible indicar que el embalse de relaves no muestra F.S. menores a la unidad (1,0) para un evento sísmico severo, lo anterior se traduce en que las geometrías evaluadas tanto para la configuración de diseño como para la configuración de operación han sido y serán estables físicamente. Ahora bien, al realizar una verificación con respecto a lo señalado por el DS248 en su artículo 14 letra o), el escenario establecido en la Fase IV (aceleración  $A_0$  superior a NCh433, obtenido en la evaluación de sitio) podría desarrollar factores de seguridad inferiores a 1,2 para la condición de operación. Lo anterior sirve para:

- Establecer la relevancia de evaluar el efecto de sitio de un proyecto específico,
- Poder evaluar en mayor detalle las características resistentes de los materiales que constituyen el sistema (bajar el nivel de incertidumbre asumido en las respuestas mecánicas de los materiales), y
- Evaluar la colocación de alguna obra menor en el pie de presa aguas abajo (una berma o contrafuerte) que adicione estabilidad al muro principal.

En conclusión, se puede indicar que el embalse de relaves de Mina Chépica experimentó la sollicitación de energía sísmica de uno de los terremotos más fuertes de la historia de Chile y el mundo, sin mostrar problemas de estabilidad y sólo sufriendo daños clásicos como grietas menores en el coronamiento (considerando además que la distancia al epicentro es cercana a los 100 km). La anterior respuesta de estabilidad fue posible de reproducir a través de la presente investigación, quedando por tarea pendiente la reproducción de dichas grietas.

### RECOMENDACIONES

A continuación, se muestran recomendaciones que podrían aumentar la fidelidad de los análisis desarrollados, además de nuevas líneas de investigación asociadas.

- Realizar una campaña de sondeos, con medición de número de golpes SPT o registro de la tensión de oposición a la penetración por cono ( $q_c$ ), directamente en el cuerpo del muro, a fin de establecer en profundidad: la resistencia del material, contenido de finos, humedad, densidad y grado de saturación,
- Realizar modelamientos numéricos dinámicos, a manera de revisar el comportamiento de la deformación en el sistema, y
- Colocación y puesta en marcha de instrumentación geotécnica de monitoreo para el muro, a fin de registrar y establecer el nivel freático (piezómetros) y deformaciones co-sísmicas (acelerógrafos) y por consolidación (celdas de asentamiento y control topográfico periódico). Esta implementación puede ayudar a establecer la eficiencia y certeza de los diseños considerados para el depósito.

---

REFERENCIAS

- Alfaro, A. (2011). *Peligro Sísmico Probabilístico y Determinístico en el Segmento Norte de la Región del Maule, entre los 34°55' y 35°40'S*. Chile Centro-Sur.
- American Society for Testing Materials (ASTM). (s.f.). *Classification of Soils for Engineering Purposes. ASTM D2487*.
- American Society for Testing Materials (ASTM). (s.f.). *Constant Head Permeability. ASTM D2434*.
- American Society for Testing Materials (ASTM). (s.f.). *Density of Soil by the Sand Cone Method. ASTM D1556*.
- American Society for Testing Materials (ASTM). (s.f.). *Description and Identification of Soils (Visual-Manual) ASTM D2488*.
- American Society for Testing Materials (ASTM). (s.f.). *Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM D3080*.
- American Society for Testing Materials (ASTM). (s.f.). *Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM D4318*.
- American Society for Testing Materials (ASTM). (s.f.). *Particle Size Analysis of Soils. ASTM D422*.
- Engels, J., Gonzalez, H., Aedo, G., & McPhail, G. (2018). Implementation of spigot discharge systems for high-density tailings at Sierra Gorda Sociedad Contractual Minera, Chile. En J. Engels, H. Gonzalez, G. Aedo, & G. McPhail, *Proceedings of the 21st International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, Australian Centre for Geomechanics, (págs. 389-400). Perth, Australian: RJ Jewell & AB Fourie. Obtenido de [https://doi.org/10.36487/ACG\\_rep/1805\\_32\\_Engels](https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1805_32_Engels)
- Falcón, M. (2017). *Depósitos de relaves*. Santiago: SERNAGEOMIN.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall.
- Manual de Carreteras. (2002). *Manual de Carreteras (2002)*. Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile. Vol 3. *Instrucciones y Criterios de Diseño*. Instituto Nacional De Normalización-INN.

- 
- Miningpress. (11 de junio de 2019). *¿Por qué fallaron las represas de relaves en los últimos años?* Obtenido de Miningpress: <http://www.miningpress.com/nota/322288/informe-por-que-fallaron-las-represas-de-relaves-en-los-ultimos-anos>
- Ministerio de Minería. (7 de Febrero de 2007). Decreto Supremo N° 248, Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. *Diario oficial*. Santiago, Chile.
- Montalva, G. (2017). *Ley de atenuación de Montalva*.
- Morgenstern, N., & Price, V. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique*.
- Newmark, N. (1965). *Effects of earthquakes on dams and embankments*.
- Norma Chilena Oficial NCh 433. (1996). *Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional De Normalización-INN.
- Palma, J. (2016). *Presentación "Operación y control de tranques de relaves"*.
- Prakash, K., & Sridharan, A. (2012). Classification of Non-Plastic Soils. *Indian Geotechnical Journal*.
- Rivas, F. (2015). *Geología y condiciones de formación del yacimiento Chépica, Región del Maule, Chile*. Seminario de Título. Universidad de Concepción.
- Saragoni, R. (1993). Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. En *Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica* (págs. 165-178). Santiago: Vol 2.
- SERNAGEOMIN. (2010). Catastro de tranques colapsados. *Revista Minería Chilena*.
- SERNAGEOMIN. (octubre de 2018). *Preguntas frecuentes sobre relaves*. Obtenido de Servicio Nacional de Geología y Minería: <http://www.sernageomin.cl/preguntas-frecuentes-sobre-relaves/>
- Servicio sismológico. (2010). *Terremoto Cauquenes 27 febrero 2010, Universidad de Chile*.
- Stephens, T. (2010). *Manual on small earth dams*.
- Subsecretaría del ministerio de agricultura. (Julio de 2019). *Datos Históricas*. Obtenido de Red agroclimática nacional (AGROMET): <https://www.agromet.cl>
- Urbano, S., & Falcón, M. (2016). *Guía para el cumplimiento de DS248 Depósitos de relaves bajo producción de 5000 tpm*.

Valenzuela, L. (2016). Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability. *Obras y proyectos 19*, 6-22.

## ANEXOS

## Anexo 1.- Clasificación granulométrica

Tabla 0-1. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 1

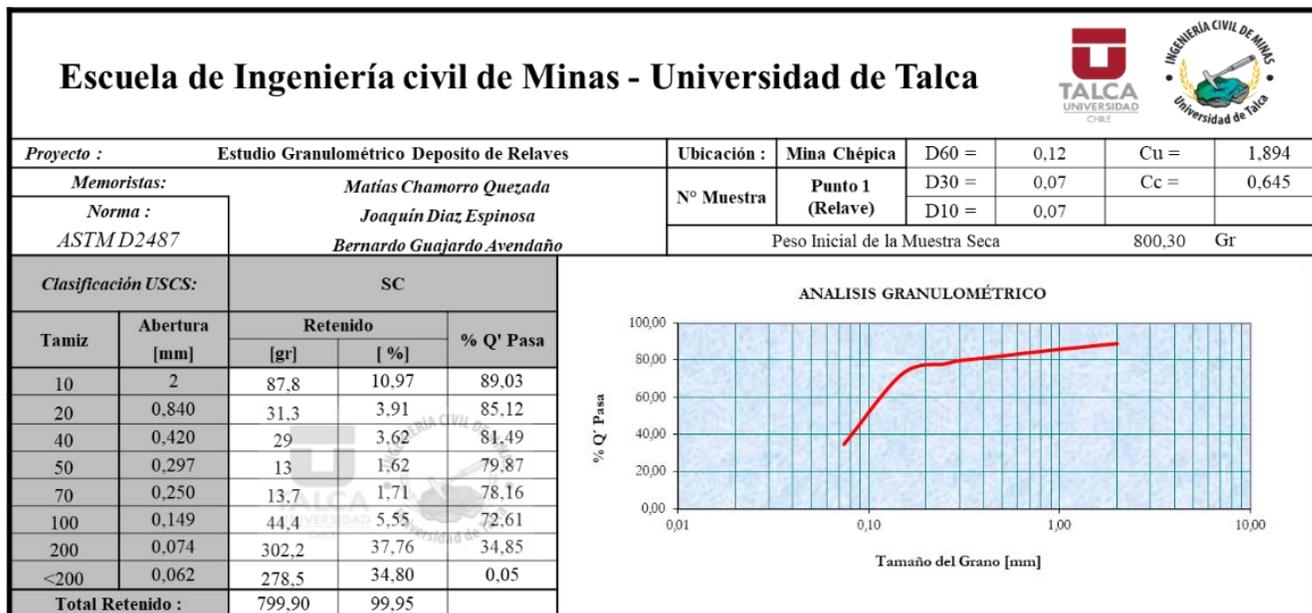


Tabla 0-2. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 2.

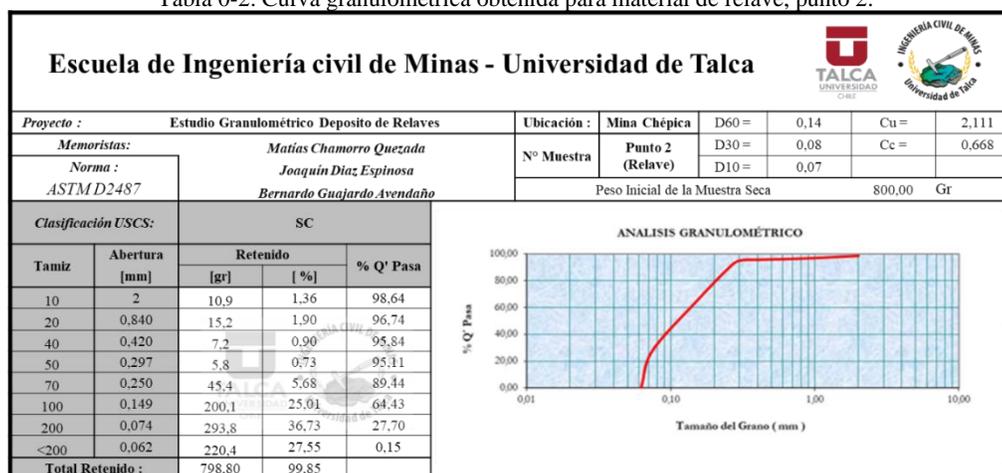


Tabla 0-3. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 3.

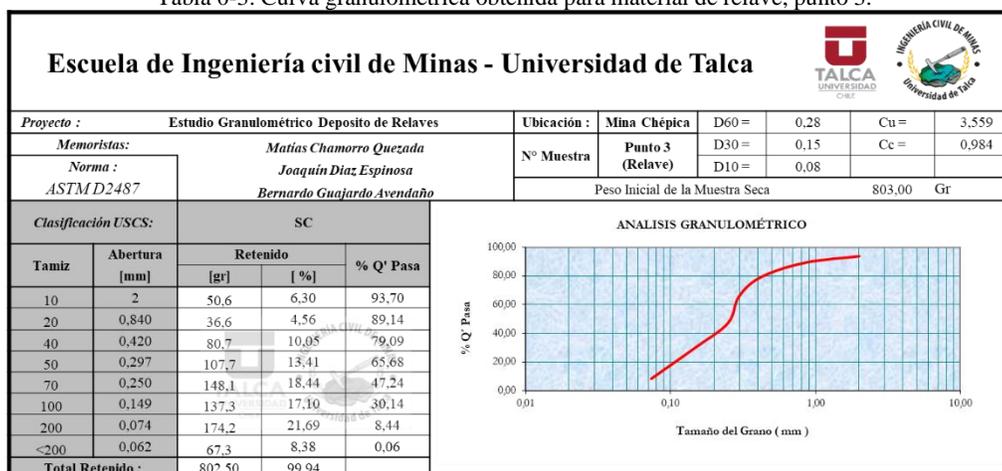


Tabla 0-4. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 4.

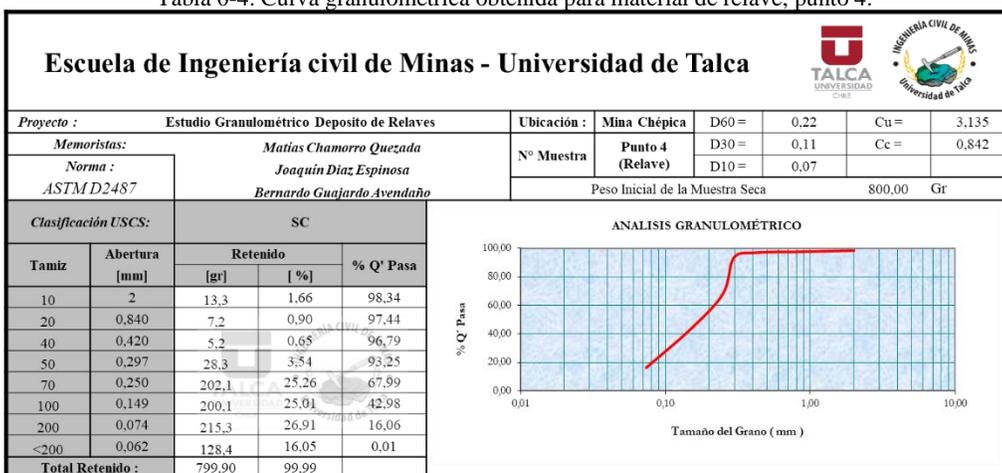


Tabla 0-5. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 5.

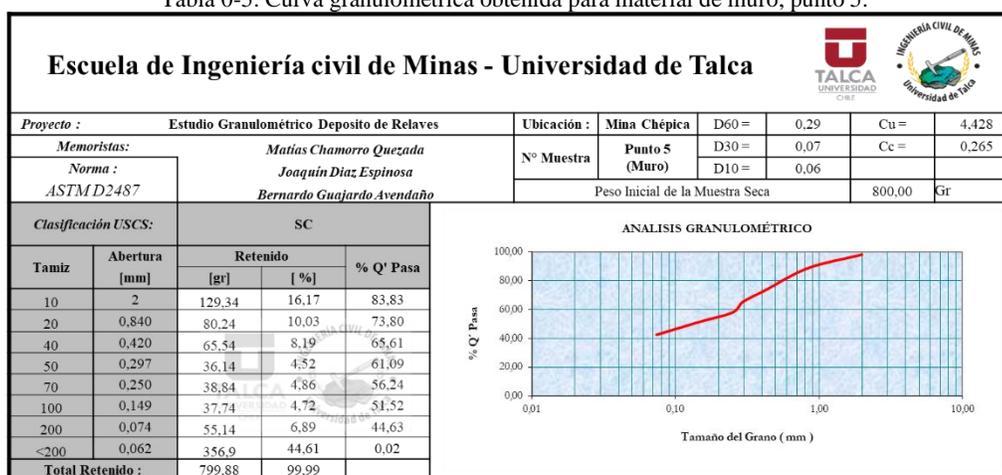


Tabla 0-6. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 6.

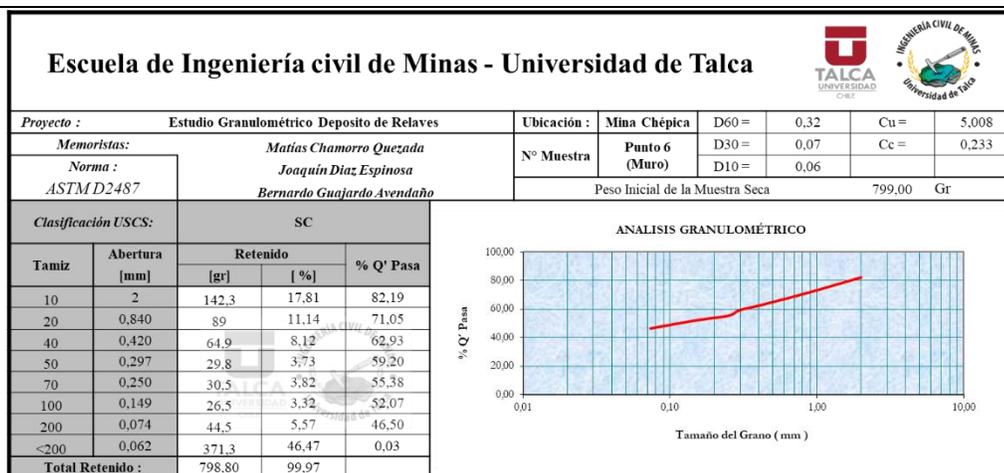


Tabla 0-7. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 8.

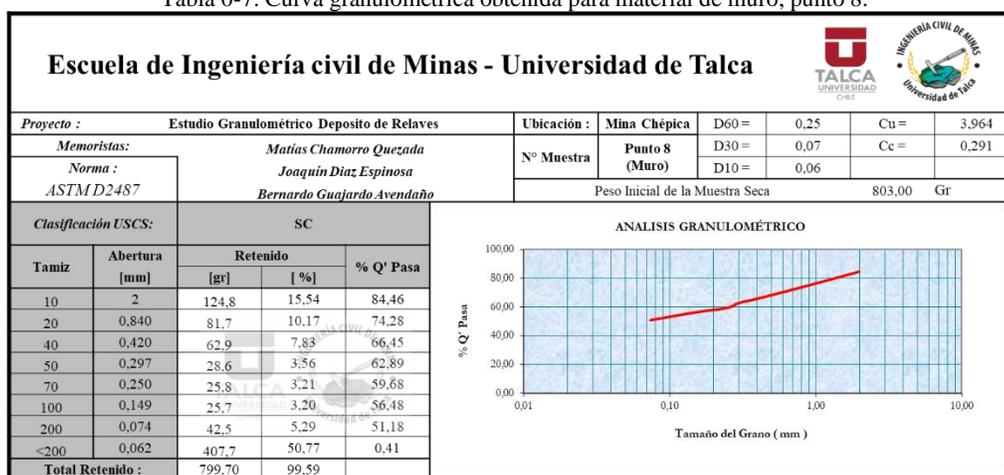


Tabla 0-8. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 11.

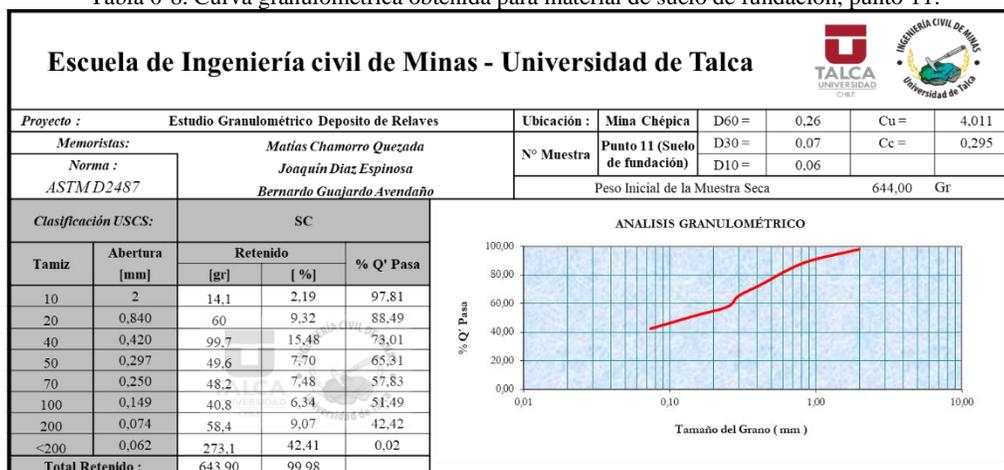


Tabla 0-9. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 12.

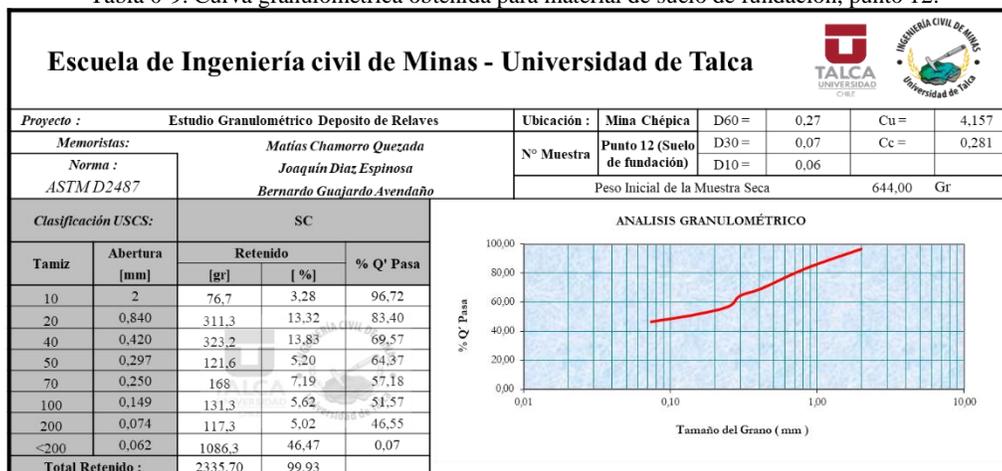
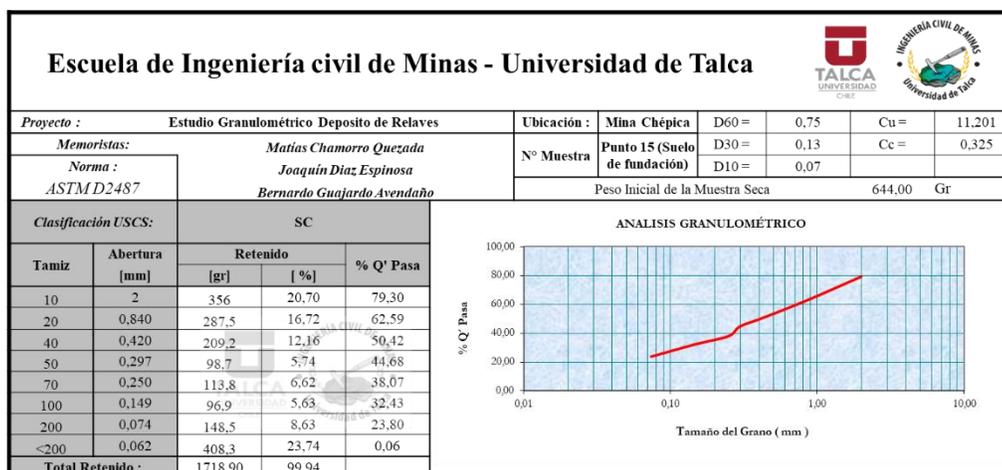


Tabla 0-10. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 15.



Anexo 2.- Ensayos de Limites de Atterberg

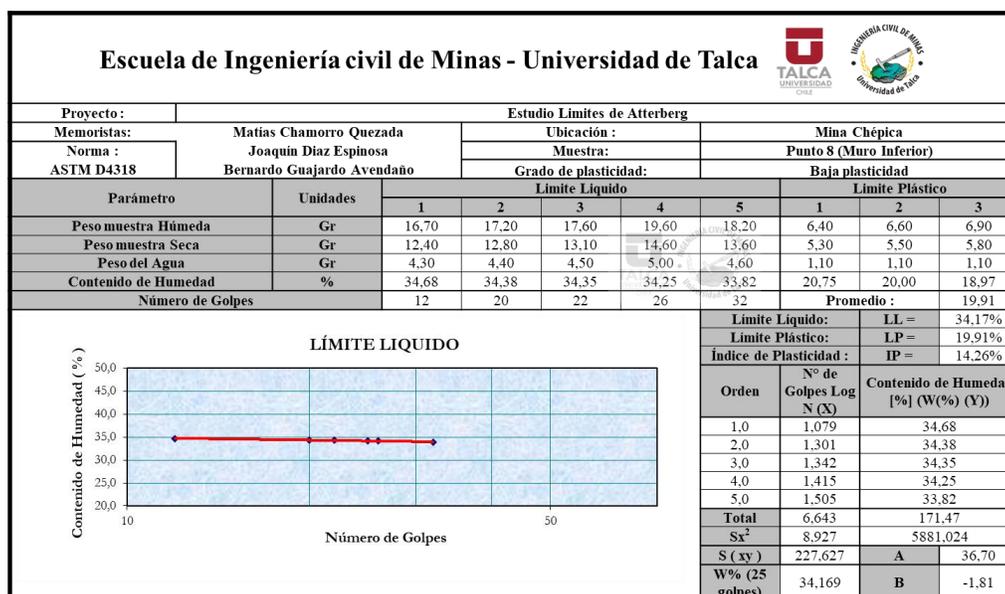
Tabla 0-11. Límites de Atterberg obtenidos del material de suelo de fundación.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca										
Proyecto:		Estudio Límites de Atterberg								
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada		Ubicación:		Mina Chépica				
Norma:		Joaquín Díaz Espinosa		Muestra:		Punto 11 (Suelo de fundación)				
ASTM D4318		Bernardo Guajardo Avendaño		Grado de plasticidad:		Baja plasticidad				
Parámetro	Unidades	Límite Líquido					Límite Plástico			
		1	2	3	4	5	1	2	3	
Peso muestra Húmeda	Gr	16,10	14,74	15,90	13,60	17,70	5,00	4,90	8,60	
Peso muestra Seca	Gr	12,20	11,20	12,10	10,40	13,60	4,30	4,20	7,30	
Peso del Agua	Gr	3,90	3,54	3,80	3,20	4,10	0,70	0,70	1,30	
Contenido de Humedad	%	31,97	31,61	31,40	30,77	30,15	16,28	16,67	17,81	
Número de Golpes		17	22	24	32	38	Promedio :			
							Límite Líquido:	LL =	31,23%	
							Límite Plástico:	LP =	16,92%	
							Índice de Plasticidad :	IP =	14,31%	
	<p style="text-align: center;"><b>LÍMITE LIQUIDO</b></p>	Orden	Nº de Golpes Log N (X)		Contenido de Humedad [%] (W%) (Y)					
		1,0	1,230		31,97					
		2,0	1,342		31,61					
		3,0	1,380		31,40					
		4,0	1,505		30,77					
		5,0	1,580		30,15					
Total		7,038		155,90						
Sx <sup>2</sup>		9,982		4862,776						
S (xy)		219,048		A		38,47				
W% (25 golpes)		31,229		B		-5,18				

Tabla 0-12. Límites de Atterberg obtenidos del material del coronamiento del muro del embalse de relaves.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca										
Proyecto:		Estudio Límites de Atterberg								
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada		Ubicación:		Mina Chépica				
Norma:		Joaquín Díaz Espinosa		Muestra:		Punto 5 (Muro Superior)				
ASTM D4318		Bernardo Guajardo Avendaño		Grado de plasticidad:		Baja plasticidad				
Parámetro	Unidades	Límite Líquido					Límite Plástico			
		1	2	3	4	5	1	2	3	
Peso muestra Húmeda	Gr	17,40	15,20	16,10	16,10	15,10	5,70	5,10	6,90	
Peso muestra Seca	Gr	12,10	10,60	11,30	11,50	12,10	4,60	4,10	5,50	
Peso del Agua	Gr	5,30	4,60	4,70	4,60	3,00	1,10	1,00	1,40	
Contenido de Humedad	%	43,80	43,40	41,59	40,00	24,79	23,91	24,39	25,45	
Número de Golpes		12	15	24	28	32	Promedio :			
							Límite Líquido:	LL =	36,21%	
							Límite Plástico:	LP =	24,59%	
							Índice de Plasticidad :	IP =	11,62%	
	<p style="text-align: center;"><b>LÍMITE LIQUIDO</b></p>	Orden	Nº de Golpes Log N (X)		Contenido de Humedad [%] (W%) (Y)					
		1,0	1,079		43,80					
		2,0	1,176		43,40					
		3,0	1,380		41,59					
		4,0	1,447		40,00					
		5,0	1,505		24,79					
Total		6,588		193,58						
Sx <sup>2</sup>		8,813		7746,50						
S (xy)		250,919		A		79,80				
W% (25 golpes)		36,210		B		-31,18				

Tabla 0-13. Límites de Atterberg obtenidos del material del muro inferior del embalse de relaves.



## Anexo 3.- Ensayos de densidad in situ

Tabla 0-14. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 5.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto :		Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Muro Superior - Punto 5	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,919	Densidad Húmeda	2,123
Datos			Unidad		
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		6700		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)		2910		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)		1.410		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Arena En Hoyo (We)		2503		gr.	
Volumen Hueco (V)		1775,1777		cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo(Wth)		3774		gr.	
P. Recipiente (T)		5		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)		3769		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1775,223		cm <sup>3</sup>	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)		2,123		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo (Wth)		960		gr.	
P-. Total Seco (Wts)		868		gr.	
P. Recipiente (T) (Capsula)		5		gr.	
P. Agua (Ww)		92		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)		863		gr.	
% Humedad Suelo (%W)		10,660		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)		1.919		gr/cm <sup>3</sup>	

Tabla 0-15. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 6.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto :		Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Muro Superior - Punto 6	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	2,001	Densidad Húmeda	2,226
Datos			Unidad		
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		7000		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)		3333		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)		1.410		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Arena En Hoyo (We)		2380		gr.	
Volumen Hueco (V)		1687,943		cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo(Wth)		3763		gr.	
P. Recipiente (T)		5		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)		3758		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1687,966		cm <sup>3</sup>	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)		2,123		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo (Wth)		1024		gr.	
P-. Total Seco (Wts)		921		gr.	
P. Recipiente (T) (Capsula)		5		gr.	
P. Agua (Ww)		103		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)		916		gr.	
% Humedad Suelo (%W)		11,245		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)		2.001		gr/cm <sup>3</sup>	

Tabla 0-16. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 7.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca				
 				
Proyecto :	Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Muro Superior - Punto 7
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,847	Densidad Húmeda
Datos			Unidad	
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)	7000		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)	3388		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)	1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)	1,410		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Arena En Hoyo (We)	2325		gr.	
Volumen Hueco (V)	1648,936		cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo(Wth)	3349		gr.	
P. Recipiente (I)	5		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)	3344		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)	1648,776		Cm <sup>3</sup>	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)	2,028		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo (Wth)	832		gr.	
P-. Total Seco (Wts)	758		gr.	
P. Recipiente (I) (Capsula)	5		gr.	
P. Agua (Ww)	74		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)	753		gr.	
% Humedad Suelo (%W)	9,827		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)	1,847		gr/cm <sup>3</sup>	

Tabla 0-17. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 9.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca				
 				
Proyecto :	Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Muro Inferior - Punto 9
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	2,135	Densidad Húmeda
Datos			Unidad	
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)	4561		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)	1233		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)	1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)	1,410		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Arena En Hoyo (We)	2041		gr.	
Volumen Hueco (V)	1447,518		cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo(Wth)	3442		gr.	
P. Recipiente (I)	4		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)	3438		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)	1447,518		Cm <sup>3</sup>	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)	2,375		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo (Wth)	1024		gr.	
P-. Total Seco (Wts)	921		gr.	
P. Recipiente (I) (Capsula)	5		gr.	
P. Agua (Ww)	103		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)	916		gr.	
% Humedad Suelo (%W)	11,245		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)	2,135		gr/cm <sup>3</sup>	

Tabla 0-18. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 11

<b>Escuela de Ingeniería civil de Minas</b> <b>Universidad de Talca</b> 					
Proyecto:	Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena				
Memoristas:	Matias Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Suelo – Punto 11	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,848	Densidad Húmeda	2,019
Datos			Unidad		
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		5949		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)		2898		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287		gr.	
P. Unitario Arena (Td)		1.410		gr/cm3	
P. Arena En Hoyo (We)		1764		gr.	
Volumen Hueco (V)		1251.063		cm3	
P. Total Húmedo(Wth)		2115		gr.	
P. Recipiente (T)		67,500		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)		2525,500		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1251.133		Cm3	
Dens. Suelo Húmedo (Th)		2.019		gr/cm3	
P. Total Húmedo (Wth)		2480		gr.	
P-. Total Seco (Wts)		2270		gr.	
P. Recipiente (T) (Capsula)		0		gr.	
P. Agua (Ww)		210		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)		2270		gr.	
% Humedad Suelo (%W)		9,251		%	
Dens. Suelo Seco (Td)		1.848		gr/cm3	

Tabla 0-19. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 12.

<b>Escuela de Ingeniería civil de Minas</b> <b>Universidad de Talca</b> 					
Proyecto:	Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena				
Memoristas:	Matias Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Suelo- Punto 12	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,763	Densidad Húmeda	1,951
Datos			Unidad		
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		5888		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)		2129		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287		gr.	
P. Unitario Arena (Td)		1,410		gr/cm3	
P. Arena En Hoyo (We)		2472		gr.	
Volumen Hueco (V)		1753,191		cm3	
P. Total Húmedo(Wth)		3967,500		gr.	
P. Recipiente (T)		1278,500		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)		2689		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1753,191		Cm3	
Dens. Suelo Húmedo (Th)		1,763		gr/cm3	
P. Total Húmedo (Wth)		1024		gr.	
P-. Total Seco (Wts)		921		gr.	
P. Recipiente (T) (Capsula)		5		gr.	
P. Agua (Ww)		103		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)		916		gr.	
% Humedad Suelo (%W)		11,245		%	
Dens. Suelo Seco (Td)		1.951		gr/cm3	

Tabla 0-20. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 13.

<b>Escuela de Ingeniería civil de Minas</b> <b>Universidad de Talca</b>  					
Proyecto:	Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena				
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Suelo - Punto 13	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,831	Densidad Húmeda	1,888
Datos			Unidad		
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		6012		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)		3196		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)		1,410		gr/cm3	
P. Arena En Hoyo (We)		1529		gr.	
Volumen Hueco (V)		1084,397		cm3	
P. Total Húmedo(Wth)		2115		gr.	
P. Recipiente (T)		67,500		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)		2047,500		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1084,500		Cm3	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)		1,888		gr/cm3	
P. Total Húmedo (Wth)		2050		gr.	
P-. Total Seco (Wts)		1990		gr.	
P. Recipiente (T) (Capsula)		73		gr.	
P. Agua (Ww)		60		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)		1917		gr.	
% Humedad Suelo (%W)		3,130		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)		1,831		gr/cm3	

Tabla 0-21. Resumen de densidades para cada material.

<b>Escuela de Ingeniería civil de Minas</b> <b>Universidad de Talca</b>  			
Proyecto :		Resultados Ensayo Densidad In-Situ	
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada	
		Joaquín Díaz Espinosa	
		Bernardo Guajardo Avendaño	
Ubicación :		Mina Chépica	
Lugar	Punto	Densidad Seca [gr/cm3]	Densidad Húmeda [gr/cm3]
Muro Superior	5	1,919	2,123
	6	2,001	2,226
	7	1,847	2,028
Muro Inferior	9	2,135	2,375
Densidad Muro [gr/cm3]		1,976	2,188
Suelo	11	1,848	2,019
	12	1,831	1,888
	13	1,763	1,951
Densidad Suelo [gr/cm3]		1,811	1,953

## Anexo 4.- Ensayos de corte directo

Tabla 0-22. Resultados muestra de relave Parte 1

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo de corte - Relave Arena (Resultados Parte 1)				
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada				
Norma :		Joaquin Diaz Espinosa				
ASTM D3080		Bernardo Guajardo Avendaño				
Tensión Vertical	0,5 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		1 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		2 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
Tensión Horizontal	0,00147 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		0,00158 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		0,00212 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
Time [min]	Horizontal [mm]	Tension [kg/cm <sup>2</sup> ]	Horizontal [mm]	Tension [kg/cm <sup>2</sup> ]	Horizontal [mm]	Tension [kg/cm <sup>2</sup> ]
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,1660	0,0620	0,0012	0,1160	0,0009	0,1600	0,0012
0,3320	0,1320	0,0012	0,1840	0,0009	0,4010	0,0013
0,4980	0,2000	0,0012	0,2760	0,0011	0,4880	0,0015
0,6640	0,2780	0,0012	0,3600	0,0011	0,5690	0,0015
0,8300	0,3530	0,0011	0,4390	0,0013	0,6490	0,0017
0,9960	0,4360	0,0012	0,5220	0,0014	0,7330	0,0018
1,1620	0,5180	0,0012	0,6120	0,0014	0,8180	0,0019
1,3280	0,5990	0,0012	0,6880	0,0014	0,8900	0,0018
1,4940	0,6800	0,0012	0,7710	0,0014	0,9780	0,0018
1,6600	0,7600	0,0012	0,8620	0,0014	1,0650	0,0019
1,8260	0,8490	0,0012	0,9470	0,0014	1,1510	0,0019
1,9920	0,9280	0,0012	1,0260	0,0014	1,2330	0,0020
2,1580	1,0120	0,0012	1,1030	0,0014	1,3170	0,0019
2,3240	1,0950	0,0012	1,1820	0,0014	1,3990	0,0019
2,4900	1,1770	0,0012	1,2640	0,0014	1,4860	0,0019
2,6560	1,2600	0,0012	1,3430	0,0014	1,5680	0,0019
2,8220	1,3450	0,0012	1,4290	0,0014	1,6530	0,0019
2,9880	1,4270	0,0012	1,5110	0,0014	1,7340	0,0019
3,1540	1,5100	0,0013	1,5970	0,0014	1,8160	0,0019
3,3200	1,5890	0,0011	1,6810	0,0014	1,8940	0,0019
3,4860	1,6750	0,0013	1,7670	0,0014	1,9750	0,0019
3,6520	1,7590	0,0013	1,8480	0,0014	2,0640	0,0019
3,8180	1,8440	0,0013	1,9370	0,0014	2,1430	0,0019
3,9840	1,9330	0,0013	2,0230	0,0014	2,2250	0,0019
4,1500	2,0140	0,0013	2,1070	0,0014	2,3130	0,0019
4,3160	2,0920	0,0013	2,1880	0,0014	2,3980	0,0019
4,4820	2,1750	0,0014	2,2710	0,0015	2,4870	0,0017
4,6480	2,2590	0,0013	2,3540	0,0014	2,5660	0,0019
4,8140	2,3460	0,0013	2,4380	0,0014	2,6500	0,0019
4,9800	2,4270	0,0013	2,5270	0,0014	2,7400	0,0019
5,1460	2,5090	0,0013	2,6080	0,0014	2,8240	0,0019
5,3120	2,5890	0,0014	2,6900	0,0014	2,9060	0,0019
5,4780	2,6720	0,0013	2,7770	0,0014	2,9890	0,0019
5,6440	2,7500	0,0013	2,8630	0,0015	3,0780	0,0020
5,8100	2,8390	0,0013	2,9500	0,0015	3,1560	0,0019
5,9760	2,9220	0,0013	3,0270	0,0015	3,2400	0,0019
6,1420	3,0080	0,0013	3,1100	0,0014	3,3230	0,0019
6,3080	3,0950	0,0013	3,1990	0,0015	3,4090	0,0019
6,4740	3,1810	0,0013	3,2820	0,0015	3,4920	0,0018
6,6400	3,2650	0,0013	3,3650	0,0014	3,5790	0,0019
6,8060	3,3510	0,0013	3,4470	0,0014	3,6610	0,0019
6,9720	3,4350	0,0013	3,5380	0,0014	3,7410	0,0019
7,1380	3,5190	0,0013	3,6180	0,0014	3,8250	0,0019
7,3040	3,6020	0,0013	3,7020	0,0014	3,9090	0,0019
7,4700	3,6860	0,0013	3,7890	0,0014	3,9950	0,0019
7,6360	3,7710	0,0013	3,8740	0,0014	4,0760	0,0019
7,8020	3,8560	0,0013	3,9570	0,0014	4,1570	0,0019
7,9680	3,9440	0,0013	4,0400	0,0014	4,2390	0,0019
8,1340	4,0250	0,0014	4,1210	0,0014	4,3260	0,0019
8,3000	4,1120	0,0013	4,2040	0,0014	4,4070	0,0019
8,4660	4,1970	0,0013	4,2850	0,0014	4,4910	0,0019
8,6320	4,2790	0,0014	4,3690	0,0014	4,5720	0,0019
8,7980	4,3630	0,0013	4,4560	0,0014	4,6560	0,0019
8,9640	4,4410	0,0013	4,5350	0,0014	4,7390	0,0019
9,1300	4,5210	0,0013	4,6150	0,0014	4,8270	0,0019
9,2960	4,5940	0,0013	4,6970	0,0015	4,9040	0,0021
9,4620	4,6770	0,0013	4,7850	0,0014	4,9860	0,0019
9,6280	4,7580	0,0014	4,8660	0,0014	5,0730	0,0019
9,7940	4,8440	0,0013	4,9540	0,0015	5,1580	0,0021
9,9600	4,9220	0,0013	5,0370	0,0015	5,2420	0,0021

Tabla 0-23. Resultados muestra de relave Parte 2

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo de corte - Relave Arena (Resultados Parte 2)				
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada				
Norma :		Joaquin Diaz Espinosa				
ASTM D3080		Bernardo Guajardo Avendaño				
Tensión Vertical	0,5 [kg/cm <sup>2</sup> ]		1 [kg/cm <sup>2</sup> ]		2 [kg/cm <sup>2</sup> ]	
Tensión Horizontal	0,00147 [kg/cm <sup>2</sup> ]		0,00158 [kg/cm <sup>2</sup> ]		0,00212 [kg/cm <sup>2</sup> ]	
Time [min]	Horizontal [mm]	Tension [kg/cm <sup>2</sup> ]	Horizontal [mm]	Tension [kg/cm <sup>2</sup> ]	Horizontal [mm]	Tension [kg/cm <sup>2</sup> ]
10,1260	5,0130	0,0013	5,1240	0,0015	5,3300	0,0021
10,2920	5,0950	0,0013	5,2060	0,0015	5,4100	0,0020
10,4580	5,1740	0,0013	5,2940	0,0015	5,5020	0,0020
10,6240	5,2600	0,0013	5,3710	0,0015	5,5880	0,0019
10,7900	5,3440	0,0013	5,4550	0,0015	5,6680	0,0021
10,9560	5,4270	0,0013	5,5390	0,0015	5,7520	0,0019
11,1220	5,5110	0,0013	5,6260	0,0015	5,8290	0,0018
11,2880	5,5930	0,0014	5,7080	0,0015	5,9190	0,0019
11,4540	5,6750	0,0013	5,7930	0,0015	6,0000	0,0019
11,6200	5,7630	0,0013	5,8750	0,0015	6,0850	0,0019
11,7860	5,8420	0,0013	5,9620	0,0015	6,1610	0,0019
11,9520	5,9260	0,0014	6,0490	0,0015	6,2430	0,0020
12,1180	6,0070	0,0013	6,1290	0,0015	6,3240	0,0020
12,2840	6,0920	0,0013	6,2110	0,0015	6,4110	0,0020
12,4500	6,1670	0,0013	6,2910	0,0016	6,4950	0,0021
12,6160	6,2500	0,0014	6,3840	0,0015	6,5800	0,0020
12,7820	6,3350	0,0013	6,4670	0,0016	6,6600	0,0020
12,9480	6,4190	0,0014	6,5550	0,0016	6,7480	0,0020
13,1140	6,5060	0,0013	6,6330	0,0016	6,8310	0,0020
13,2800	6,5880	0,0013	6,7220	0,0016	6,9130	0,0020
13,4460	6,6720	0,0013	6,8080	0,0016	6,9990	0,0020
13,6120	6,7530	0,0013	6,8920	0,0016	7,0820	0,0020
13,7780	6,8370	0,0013	6,9760	0,0016	7,1650	0,0020
13,9440	6,9240	0,0013	7,0600	0,0016	7,2500	0,0020
14,1100	7,0010	0,0013	7,1410	0,0016	7,3330	0,0020
14,2760	7,0860	0,0014	7,2220	0,0015	7,4180	0,0020
14,4420	7,1680	0,0013	7,3070	0,0015	7,5060	0,0020
14,6080	7,2540	0,0014	7,3840	0,0015	7,5820	0,0020
14,7740	7,3380	0,0013	7,4750	0,0015	7,6710	0,0020
14,9400	7,4200	0,0013	7,5570	0,0015	7,7540	0,0020
15,1060	7,5040	0,0014	7,6410	0,0015	7,8370	0,0020
15,2720	7,5880	0,0013	7,7220	0,0015	7,9200	0,0020
15,4380	7,6670	0,0013	7,8100	0,0015	8,0090	0,0020
15,6040	7,7500	0,0013	7,8930	0,0015	8,0900	0,0020
15,7700	7,8330	0,0013	7,9810	0,0015	8,1740	0,0020
15,9360	7,9170	0,0013	8,0640	0,0015	8,2570	0,0020
16,1020	8,0000	0,0013	8,1470	0,0015	8,3410	0,0020
16,2680	8,0830	0,0013	8,2320	0,0015	8,4210	0,0020
16,4340	8,1670	0,0013	8,3100	0,0015	8,5050	0,0020
16,6000	8,2510	0,0013	8,3990	0,0015	8,5850	0,0020
16,7660	8,3350	0,0015	8,4790	0,0015	8,6710	0,0020
16,9320	8,4190	0,0013	8,5630	0,0015	8,7540	0,0020
17,0980	8,5010	0,0013	8,6480	0,0015	8,8360	0,0020
17,2640	8,5800	0,0015	8,7340	0,0015	8,9200	0,0020
17,4300	8,6690	0,0013	8,8180	0,0015	9,0060	0,0020
17,5960	8,7460	0,0014	8,9040	0,0015	9,0850	0,0020
17,7620	8,8340	0,0014	8,9880	0,0015	9,1720	0,0020
17,9280	8,9140	0,0014	9,0700	0,0015	9,2580	0,0020
18,0940	8,9960	0,0015	9,1590	0,0015	9,3390	0,0020
18,2600	9,0780	0,0015	9,2390	0,0014	9,4230	0,0020
18,4260	9,1660	0,0014	9,3200	0,0015	9,5140	0,0020
18,5920	9,2470	0,0014	9,4080	0,0015	9,5970	0,0019
18,7580	9,3340	0,0014	9,4910	0,0015	9,6780	0,0020
18,9240	9,4170	0,0014	9,5720	0,0015	9,7630	0,0020
19,0900	9,4970	0,0014	9,6530	0,0015	9,8480	0,0020
19,2560	9,5810	0,0014	9,7380	0,0015	9,9290	0,0020
19,4220	9,6610	0,0014	9,8200	0,0015	10,0100	0,0020
19,5880	9,7490	0,0014	9,9070	0,0015	10,0970	0,0020
19,7540	9,8290	0,0014	9,9930	0,0015	10,1760	0,0020
19,9200	9,9140	0,0014	10,0740	0,0015	10,2580	0,0020
20,0860	9,9980	0,0014	10,1640	0,0015	10,3450	0,0020

Tabla 0-24. Graficas muestra de relave

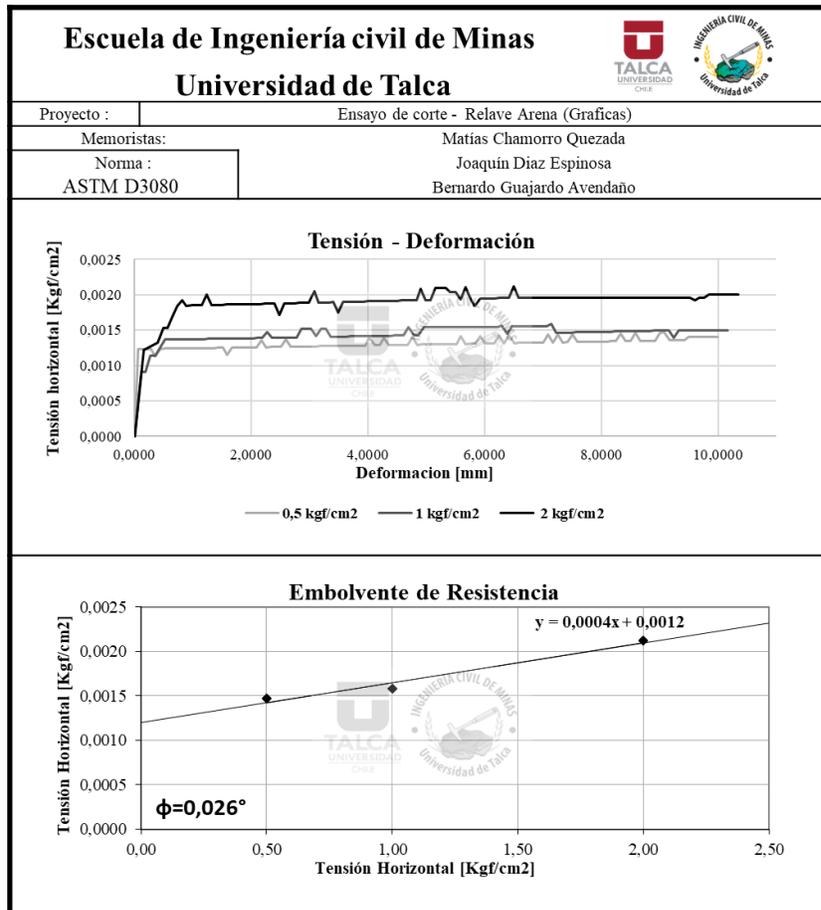


Tabla 0-25. Resultados muestra suelo de fundación

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo de corte - Suelo de Fundación (Resultados)				
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada				
Norma :		Joaquin Diaz Espinosa				
ASTM D3080		Bernardo Guajardo Avendaño				
Tensión Vertical	1 [kgf/cm2]		2 [kgf/cm2]		4 [kgf/cm2]	
Tensión Horizontal	0,67702 [kgf/cm2]		1,22913 [kgf/cm2]		2,34355 [kgf/cm2]	
Time [min]	Horizontal [mm]	Tensión [kg/cm2]	Horizontal [mm]	Tensión [kg/cm2]	Horizontal [mm]	Tensión [kg/cm2]
0,000	0,001	0,000	0,001	0,000	0,001	0,2039
0,250	0,001	0,2039	0,002	0,3059	0,002	0,9177
0,500	0,001	0,2039	0,003	0,3059	0,003	1,2236
0,750	0,001	0,4079	0,004	0,7138	0,004	1,7335
1,000	0,001	0,5099	0,005	0,9177	0,005	1,6315
1,250	0,1500	0,5106	0,1500	0,9191	0,006	1,5296
1,500	0,3150	0,6138	0,3150	1,0229	0,007	1,7335
1,750	0,4800	0,6148	0,4800	1,1271	0,008	1,6315
2,000	0,6450	0,6158	0,6450	1,1290	0,009	1,7335
2,250	0,8120	0,5140	0,8120	1,0280	0,010	1,7369
2,500	0,9800	0,6179	0,9800	1,0298	0,3610	1,8421
2,750	1,1560	0,5158	1,1560	0,8253	0,5310	1,8453
3,000	1,3290	0,5167	1,3290	0,9301	0,7020	1,8484
3,250	1,5030	0,4141	1,5030	0,8282	0,8750	1,8517
3,500	1,6740	0,4148	1,6740	0,8296	1,0430	1,8548
3,750	1,8470	0,4156	1,8470	0,8311	1,2240	1,9614
4,000	2,0280	0,4163	2,0280	0,8326	1,3960	2,0683
4,250	2,2010	0,5213	2,2010	0,8341	1,5720	1,5540
4,500	2,3800	0,4178	2,3800	0,8356	1,7470	1,5567
4,750	2,5580	0,5232	2,5580	0,8372	1,9280	1,6636
5,000	2,7310	0,5242	2,7310	0,8387	2,1050	1,6666
5,250	2,9080	0,4201	2,9080	0,8402	2,2810	1,7740
5,500	3,0840	0,5261	3,0840	0,8417	2,4550	1,7771
5,750	3,2660	0,5271	3,2660	0,9487	2,6340	1,5709
6,000	3,4390	0,5280	3,4390	0,9504	2,8110	1,7836
6,250	3,6220	0,5290	3,6220	0,9522	2,9890	1,7869
6,500	3,8000	0,5300	3,8000	0,9540	3,1670	1,7902
6,750	3,9820	0,5310	3,9820	0,8496	3,3390	1,8989
7,000	4,1630	0,5320	4,1630	0,8512	3,5120	2,1136
7,250	4,3410	0,5330	4,3410	0,8528	3,6930	2,2235
7,500	4,5220	0,5340	4,5220	0,8544	3,8620	2,2274
7,750	4,7040	0,5350	4,7040	0,8560	4,0350	1,9126
8,000	4,8770	0,4288	4,8770	0,8576	4,2130	2,0226
8,250	5,0530	0,4296	5,0530	0,8592	4,3880	1,9197
8,500	5,2330	0,4304	5,2330	0,8608	4,5700	1,9234
8,750	5,4030	0,4312	5,4030	0,8624	4,7510	2,0341
9,000	5,5740	0,5399	5,5740	0,9719	4,9290	1,9306
9,250	5,7520	0,5410	5,7520	0,9737	5,1050	1,9342
9,500	5,9290	0,6504	5,9290	1,0840	5,2850	2,0455
9,750	6,1080	0,6516	6,1080	1,0860	5,4660	2,0495
10,000	6,2840	0,5440	6,2840	0,9793	5,6420	2,0533
10,250	6,4560	0,5450	6,4560	0,9811	5,8130	2,0570
10,500	6,6350	0,5461	6,6350	0,8737	5,9890	2,0609
10,750	6,8040	0,5471	6,8040	0,9847	6,1680	2,0648
11,000	6,9850	0,5481	6,9850	0,9866	6,3410	2,1775
11,250	7,1670	0,5492	7,1670	0,9886	6,5120	2,0724
11,500	7,3410	0,6603	7,3410	1,1005	6,6910	2,0764
11,750	7,5160	0,5513	7,5160	0,9923	6,8650	2,1897
12,000	7,6940	0,5523	7,6940	0,9942	7,0430	2,1939
12,250	7,8690	0,6641	7,8690	1,1068	7,2190	2,0882
12,500	8,0400	0,5544	8,0400	0,9980	7,3980	2,2023
12,750	8,2200	0,6666	8,2200	1,1110	7,5760	2,2066
13,000	8,3940	0,6679	8,3940	1,1131	7,7510	2,1002
13,250	8,5670	0,6691	8,5670	1,1152	7,9270	2,1042
13,500	8,7430	0,6704	8,7430	1,2291	8,0990	1,9972
13,750	8,9220	0,6718	8,9220	1,1196	8,2730	2,0010
14,000	9,1000	0,6731	9,1000	1,1218	8,4470	2,2276
14,250	9,2780	0,6744	9,2780	1,1240	8,6270	2,3435
14,500	9,4560	0,6757	9,4560	1,1262	8,8010	2,2362
15,000	9,6480	0,5643	9,6480	0,9029	8,9880	1,5686
15,250	9,6480	0,5643	9,6480	0,9029	8,9880	1,6806

Tabla 0-26. Resultados muestra suelo de fundación Parte 2

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo de corte - Suelo de Fundación (Resultados Parte 2)				
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada				
Norma :		Joaquín Díaz Espinosa				
ASTM D3080		Bernardo Guajardo Avendaño				
Tensión Vertical	1 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		2 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		4 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
Tensión Horizontal	0,67702 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		1,22913 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		2,34355 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
Time [min]	Horizontal [mm]	Tensión [kg/cm <sup>2</sup> ]	Horizontal [mm]	Tensión [kg/cm <sup>2</sup> ]	Horizontal [mm]	Tensión [kg/cm <sup>2</sup> ]
15,5000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
15,7500	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
16,0000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
16,2500	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
16,5000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
16,7500	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
17,0000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
17,2500	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
17,5000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
17,7500	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,4565
18,0000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
18,2500	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
18,5000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
18,7500	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9900	1,5686
19,0000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9900	1,5686
19,2500	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9900	1,5686
19,5000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9890	1,5686
19,7500	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9900	1,5686
20,0000	9,6490	0,5643	9,6490	0,9029	8,9900	1,5686

Tabla 0-27. Graficas muestra suelo de fundación

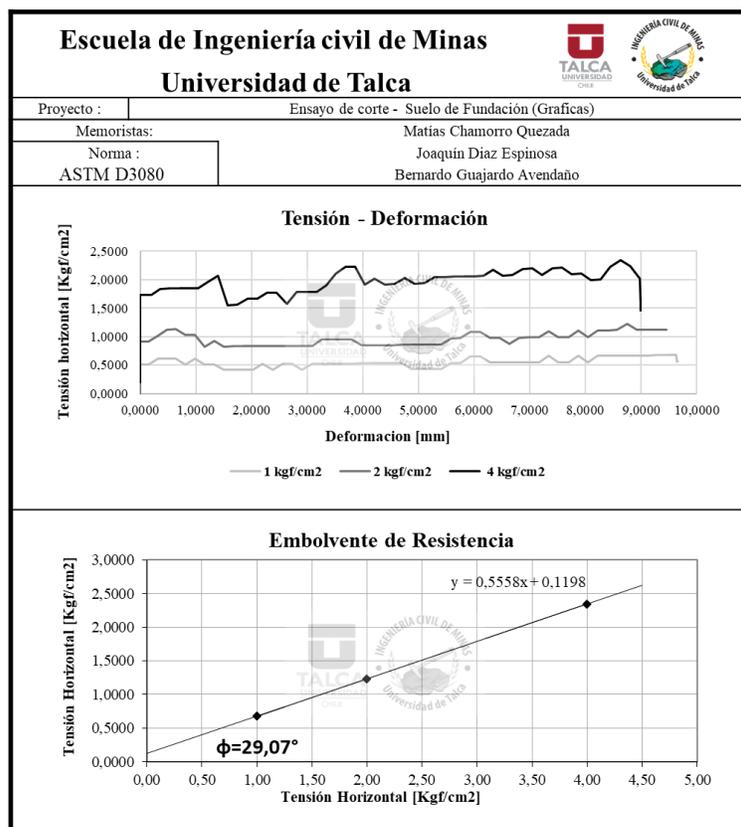
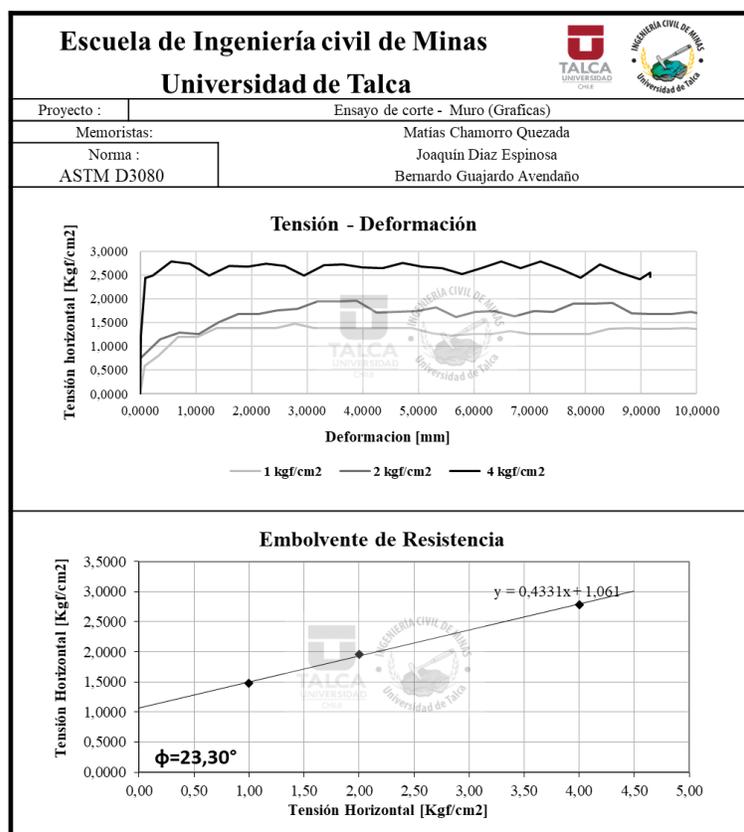


Tabla 0-28. Resultados muestra de muro

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo de corte - Muro (Resultados)				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada				
Norma :		Joaquín Díaz Espinosa				
ASTM D3080		Bernardo Guajardo Avendaño				
Tensión Vertical	1 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		2 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		4 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
Tensión Horizontal	1.47500 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		1.95600 [kgf/cm <sup>2</sup> ]		2.78400 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
Time [min]	Horizontal [mm]	Tensión [kg/cm <sup>2</sup> ]	Horizontal [mm]	Tensión [kg/cm <sup>2</sup> ]	Horizontal [mm]	Tensión [kg/cm <sup>2</sup> ]
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000
0,5000	0,0820	0,5960	0,0030	0,7540	0,0059	1,2246
1,0000	0,3350	0,8110	0,3540	1,1450	0,0957	2,4500
1,5000	0,6750	1,1940	0,7020	1,2890	0,1050	2,4480
2,0000	1,0180	1,2060	1,0520	1,2560	0,2250	2,4987
2,5000	1,3710	1,3910	1,4040	1,5070	0,5580	2,7840
3,0000	1,7220	1,3910	1,7570	1,6819	0,8950	2,7460
3,5000	2,0790	1,3910	2,1110	1,6840	1,2430	2,5000
4,0000	2,4330	1,3910	2,4670	1,7540	1,5960	2,6890
4,5000	2,7840	1,4750	2,8240	1,7870	1,9250	2,6740
5,0000	3,1330	1,3910	3,1770	1,9480	2,2580	2,7420
5,5000	3,4890	1,3810	3,5280	1,9470	2,6010	2,6942
6,0000	3,8370	1,3860	3,8840	1,9560	2,9480	2,4892
6,5000	4,1890	1,3810	4,2430	1,7161	3,3000	2,7127
7,0000	4,5350	1,3860	4,6060	1,7315	3,6500	2,7324
7,5000	4,8910	1,3860	4,9610	1,7367	4,0010	2,6645
8,0000	5,2450	1,2760	5,3190	1,8213	4,3600	2,6421
8,5000	5,5960	1,2300	5,6710	1,6264	4,7160	2,7507
9,0000	5,9470	1,2650	6,0180	1,7318	5,0660	2,6813
9,5000	6,2970	1,2650	6,3710	1,7371	5,4260	2,6458
10,0000	6,6490	1,3160	6,7220	1,6423	5,7730	2,5281
10,5000	7,0020	1,2660	7,0740	1,7372	6,1250	2,6493
11,0000	7,3560	1,2660	7,4200	1,7249	6,4820	2,7840
11,5000	7,7100	1,2660	7,7750	1,9070	6,8300	2,6511
12,0000	8,0630	1,2660	8,1290	1,9070	7,1870	2,7835
12,5000	8,4170	1,3760	8,4840	1,9170	7,5460	2,6348
13,0000	8,7630	1,3860	8,8340	1,6961	7,9080	2,4391
13,5000	9,1100	1,3760	9,1860	1,6806	8,2580	2,7212
14,0000	9,4530	1,3760	9,5400	1,6862	8,6180	2,5616
14,5000	9,8020	1,3810	9,8970	1,7270	8,9740	2,4097
15,0000	9,9910	1,3660	10,0930	1,6760	9,1590	2,5524
15,5000	9,9920	1,3660	10,0930	1,6817	9,1620	2,4573
16,0000	9,9930	1,3660	10,0930	1,7610	9,1630	2,4573
16,5000	9,9930	1,3660	10,0930	1,6926	9,1640	2,4573
17,0000	9,9930	1,3660	10,0930	1,6983	9,1640	2,4573
17,5000	9,9930	1,3660	10,0930	1,7037	9,1640	2,4573
18,0000	9,9940	1,3660	10,0930	1,7091	9,1640	2,4573
18,5000	9,9940	1,3660	10,0930	1,7148	9,1640	2,4573
19,0000	9,9940	1,3660	10,0930	1,7204	9,1640	2,4573
19,5000	9,9940	1,3660	10,0930	1,7262	9,1640	2,4573
20,0000	9,9940	1,3660	10,0930	1,7318	9,1640	2,4573

Tabla 0-29. Graficas muestra de muro



## Anexo 5.- Ensayos Porchet

Tabla 0-30. Prueba de infiltración Porchet, para puntos 5, 6 y 7.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto :			Ensayo Porchet		
Memoristas:			Matías Chamorro Quezada		
			Joaquín Díaz Espinosa		
			Bernardo Guajardo Avendaño		
Ubicación:		Mina Chépica	Locación:	Muro Superior	
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	Tiempo [s]	H [cm]	2h+R
Punto 5	0	0	0	18	58,959
	1	10	600	18,3	59,559
	2	20	600	18,5	59,959
	3	30	600	18,9	60,759
	total	30	1800	18,9	60,759
Punto 6	0	0	0	14	54,463
	1	10	600	15	56,463
	2	20	600	16	58,463
	3	30	600	16	58,463
	4	40	600	16,5	59,463
	5	50	600	16,5	59,463
total	50	3000	16,5	59,463	
Punto 7	0	0	0	25,5	78,075
	1	10	600	26	79,075
	2	20	600	27	81,075
	total	20	1200	27	81,075

Tabla 0-31. Prueba de infiltración Porchet, para puntos 8 y 10.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto :			Ensayo Porchet		
Memoristas:			Matías Chamorro Quezada		
			Joaquín Díaz Espinosa		
			Bernardo Guajardo Avendaño		
Ubicación:		Mina Chépica	Locación:	Muro Inferior	
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	Tiempo [s]	H [cm]	2h+R
Punto 8	0	0	0	23,9	74,875
	1	10	600	24,5	76,075
	2	20	600	25,1	77,275
	3	30	600	25,3	77,675
	4	40	600	25,8	78,675
	total	40	2400	25,8	78,675
Punto 10	0	0	0	19	65,075
	1	10	600	19,1	65,275
	2	20	600	19,3	65,675
	3	30	600	19,8	66,675
	4	40	600	20	67,075
	total	40	2400	20	67,075

Tabla 0-32. Prueba de infiltración Porchet, para punto 13.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto :		Ensayo Porchet			
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			
		Joaquín Díaz Espinosa			
		Bernardo Guajardo Avendaño			
Ubicación:		Mina Chépica	Locación:	Suelo	
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	Tiempo [s]	H [cm]	2h+R
Punto 13	0	0	0	22	71,075
	1	10	600	24	75,075
	2	20	600	26	79,075
	3	30	600	27	81,075
	4	40	600	28	83,075
	total	40	2400	28	83,075

Tabla 0-33. Resumen de permeabilidades obtenidas mediante Ensayo Porchet, y permeabilidades promedio.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca		
Proyecto :		Resultados Ensayo Porchet
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada
		Joaquín Díaz Espinosa
		Bernardo Guajardo Avendaño
Ubicación :		Mina Chépica
Lugar	Punto	Ensayo Porchet – k [m/s]
Muro Superior	5	1,918E-06
	6	3,874E-06
	7	4,254E-06
Muro Inferior	8	2,792E-06
	10	1,707E-06
Permeabilidad Muro		2,909E-06
Suelo	13	8,800E-06
Permeabilidad Suelo		8,800E-06

## Anexo 6.- Ensayos de infiltración directa en área circular

Tabla 0-34. Prueba de Infiltración directa, para puntos 6 y 5.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test				
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Diaz Espinosa			Locación:	Muro Superior
		Bernardo Guajardo Avendaño			Método	Nivel Constante
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	I.Tiempo [s]	H [cm]	Volumen [L]	Q [cm <sup>3</sup> /s]
Punto 5	0	0	0	70,65	0	0
	1	10	600	66,5	2,901	4,834
	2	20	600	67	2,857	4,762
	3	30	600	67	2,857	4,762
	4	40	600	67	2,857	4,762
	total	40	2400	67,63	11,5	4,78
Punto 6	0	0	0	63	0	0
	1	10	600	65,5	2,987	4,979
	2	20	600	52	4,156	6,927
	3	30	600	59	3,55	5,917
	4	50	1200	44	4,849	4,041
	total	50	3000	56,7	15,5	5,181

Tabla 0-35. Prueba de infiltración directa, para puntos 8, 9 y 10.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test				
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Diaz Espinosa			Locación:	Muro Inferior
		Bernardo Guajardo Avendaño			Método	Nivel Constante
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	I.Tiempo [s]	H [cm]	Volumen [L]	Q [cm <sup>3</sup> /s]
Punto 8	0	0	0	35,600	0,0	0
	1	10	600	37,800	5,386	8,976
	2	20	600	37,900	5,377	8,962
	3	30	600	38,100	5,360	8,933
	4	50	1200	38,100	5,360	4,466
	total	50	3000	37,500	21,5	7,161
Punto 9	0	0	0	22,200	0,0	0
	1	10	600	22,900	6,676	11,127
	2	20	600	23,300	6,641	11,069
	3	30	600	23,700	6,607	11,011
	4	40	600	24,300	6,555	10,924
	total	40	2400	23,280	26,5	11,033
Punto 10	0	0	0	16,800	0,0	0
	1	10	600	17	7,187	11,978
	2	20	600	17,200	7,169	11,949
	3	30	600	17,700	7,126	11,877
	4	40	1200	18,400	7,066	5,888
	total	40	3000	17,420	28,5	11,895

Tabla 0-36. Prueba de Infiltración directa, para puntos 13, 14 y 15.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Díaz Espinosa			Locación:	Suelo de fundación
		Bernardo Guajardo Avendaño			Método	Nivel Constante
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	I.Tiempo [s]	H [cm]	Volumen [L]	Q [cm <sup>3</sup> /s]
Punto 13	0	0	0	22	0,0	0
	1	10	600	34,500	5,671	9,452
	2	20	600	43,700	4,875	8,125
	3	30	600	50,800	4,260	7,100
	4	40	1200	56	3,810	3,175
	total	40	3000	41,400	18,6	7,757
Punto 14	0	0	0	31,100	0,0	0
	1	10	600	34,900	5,637	9,395
	2	20	600	38,700	5,308	8,846
	3	30	600	42,700	4,961	8,269
	4	40	1200	45,700	4,702	3,918
	total	40	3000	38,620	20,6	8,587
Punto 15	0	0	0	43,900	0,0	0
	1	10	600	30,800	5,992	9,986
	2	20	600	32,700	5,827	9,712
	3	30	600	33	5,801	9,669
	4	40	1200	33,300	5,775	4,813
	total	40	3000	34,740	23,4	9,748

Tabla 0-37. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 5, 6 y 7.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test – Nivel Constante				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada		Ubicación :	Mina Chépica	
		Joaquín Díaz Espinosa		Locación:	Muro Superior	
		Bernardo Guajardo Avendaño		Método	Nivel Variable	
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	D.Tiempo [s]	Hi [cm]	Hf [cm]	DH [cm]
Punto 5	0	0	0	-	62	38
	1	2,5	150	62	64,5	2,5
	2	5	150	64,5	65	0,5
	3	7,5	150	65	65	0
	4	10	150	65	65	0
	5	12,5	150	65	65	0
	6	15	150	65	66	1
	7	17,5	150	66	67	1
	8	20	150	67	67	0
	9	22,5	150	67	67	0
	10	25	150	67	68	1
	11	27,5	150	68	68	0
	12	30	150	68	68	0
	Total	30	1800	-	-	6
Punto 6	0	0	0	-	36,5	63,5
	1	2,5	150	36,5	37	0,5
	2	5	150	37	37,5	0,5
	3	7,5	150	37,5	38,5	1
	4	10	150	38,5	40,5	2
	5	12,5	150	40,5	42	1,5
	6	15	150	42	43	1
	7	17,5	150	43	43,5	0,5
	8	20	150	43,5	44	0,5
		total	20	1200	-	-
Punto 7	0	0	0	-	41,5	58,5
	1	2,5	150	41,5	42,5	1
	2	5	150	42,5	43	0,5
	3	7,5	150	43	44	1
	4	10	150	44	44	0
	5	12,5	150	44	44,5	0,5
	6	15	150	44,5	45	0,5
	7	17,5	150	45	45,5	0,5
	8	20	150	45,5	46	0,5
	total	20	1200	-	-	4,5

Tabla 0-38. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 8, 9 y 10.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test – Nivel Constante				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada		Ubicación :	Mina Chépica	
		Joaquín Díaz Espinosa		Locación:	Muro Inferior	
		Bernardo Guajardo Avendaño		Metodo	Nivel Variable	
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	D.Tiempo [s]	Hi [cm]	Hf [cm]	DH [cm]
Punto 8	0	0	0	100	31	69
	1	2,5	150	31	31,5	0,5
	2	5	150	31,5	32	0,5
	3	7,5	150	31	31,5	0,5
	4	10	150	29	29,2	0,2
	5	12,5	150	27,2	27,4	0,2
	6	15	150	26,9	27	0,1
	7	17,5	150	25,5	25,6	0,1
	8	20	150	25,6	25,7	0,1
	9	22,5	150	25,7	25,8	0,1
	10	25	150	25,8	25,9	0,1
	11	27,5	150	25,9	26	0,1
	12	30	150	26	26,1	0,1
	total	30	1800	-	-	4,9
Punto 9	0	0	0	-	17,5	82,5
	1	2,5	150	17,5	18,5	1
	2	5	150	19,5	20,5	1
	3	7,5	150	11,8	12	0,2
	4	10	150	11	11,5	0,5
	5	12,5	150	11	11,5	0,5
	6	15	150	11	11,4	0,4
	7	17,5	150	10,9	11,1	0,2
	8	20	150	10,5	10,8	0,3
	9	22,5	150	10	10,3	0,3
	10	25	150	9,5	9,8	0,3
	11	27,5	150	9	9,3	0,3
	12	30	150	9	9,3	0,3
	total	30	1800	-	-	8,2
Punto 10	0	0	0	-	15,5	84,5
	1	2,5	150	15,5	16,1	0,6
	2	5	150	15,4	16	0,6
	3	7,5	150	15	15,5	0,5
	4	10	150	14,8	15,3	0,5
	5	12,5	150	15	15,5	0,5
	6	15	150	14,8	15,3	0,5
	7	17,5	150	15	15,5	0,5
	8	20	150	14,8	15,3	0,5
	9	22,5	150	14,5	15	0,5
	10	25	150	13	13,5	0,5
	11	27,5	150	13	13,5	0,5
	12	30	150	10,3	10,8	0,5
	total	30	1800	-	-	4,7

Tabla 0-39. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 13, 14 y 15.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Díaz Espinosa			Locación:	Suelo
		Bernardo Guajardo Avendaño			Metodo	Nivel Variable
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	D.Tiempo [s]	H <sub>i</sub> [cm]	H <sub>f</sub> [cm]	DH [cm]
Punto 13	0	0	0	-	40	60
	1	2,5	150	41	42	1
	2	5	150	41,2	42,1	0,9
	3	7,5	150	41,3	42,2	0,9
	4	10	150	38,5	39,3	0,8
	5	12,5	150	36,8	37,6	0,8
	6	15	150	38,5	39,3	0,8
	7	17,5	150	38,5	39,3	0,8
	8	20	150	32	33,2	1,2
	9	22,5	150	28,2	29,8	1,6
	10	25	150	24,9	26,6	1,7
	11	27,5	150	25,4	27,1	1,7
	12	30	150	26	27,7	1,7
	total	30	1800	-	-	12,3
Punto 14	0	0	0	-	29,8	70,2
	1	2,5	150	29,8	30,9	1,1
	2	5	150	29,4	30,1	0,7
	3	7,5	150	28,9	30,1	1,2
	4	10	150	27,1	28,4	1,3
	5	12,5	150	27,1	28,2	1,1
	6	15	150	27,8	28,8	1
	7	17,5	150	27,7	28,6	0,9
	8	20	150	28,1	28,9	0,8
	9	22,5	150	27	27,8	0,8
	10	25	150	27,3	28,15	0,85
	11	27,5	150	28,4	29,2	0,8
	12	30	150	28,3	29,1	0,8
	total	30	1800	-	-	0,7
Punto 15	0	0	0	-	45,1	54,9
	1	2,5	150	45,1	59,8	14,7
	2	5	150	50,9	59,6	8,7
	3	7,5	150	45,1	53	7,9
	4	10	150	41,1	53,6	12,5
	5	12,5	150	45,1	52,7	7,6
	6	15	150	48,9	58,2	9,3
	7	17,5	150	37,5	48,6	11,1
	8	20	150	60,6	66,7	6,1
	9	22,5	150	54,3	61,3	7
	10	25	150	27,5	40	12,5
	11	27,5	150	27,5	40	12,5
	12	30	150	27,5	40	12,5
	total	30	1800	-	-	5,1

Tabla 0-40. Resumen de permeabilidades obtenidas mediante Infiltración directa, y permeabilidades promedio.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca			
<b>Proyecto :</b>		<b>Resultados Ensayo Slug Test</b>	
<b>Memoristas:</b>		Matías Chamorro Quezada	
		Joaquín Díaz Espinosa	
		Bernardo Guajardo Avendaño	
<b>Ubicación :</b>		<b>Mina Chépica</b>	
Lugar	Punto	Nivel Constante – k [m/s]	Nivel Variable – k [m/s]
Muro Superior	5	3,54281E-06	1,53894E-06
	6	4,57976E-06	4,67005E-06
	7	-	2,57266E-06
Muro Inferior	8	9,57098E-06	2,86638E-06
	9	2,37534E-05	6,45265E-06
	10	3,42249E-05	6,01914E-06
Promedio		1,51344E-05	4,01997E-06
Permeabilidad Muro (k [m/s])		9,57716E-06	
Suelo	13	9,39094E-06	6,48648E-06
	14	1,11439E-05	3,96011E-07
	15	1,40646E-05	1,99924E-06
Promedio		1,15331E-05	2,96058E-06
Permeabilidad Suelo (k [m/s])		7,24685E-06	

## Anexo 7.- Permeabilidad carga constante y variable

Tabla 0-41. Resumen de permeabilidades ensayo carga variable.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca							
Proyecto:		Resultados Ensayo Carga Variable					
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada Joaquín Díaz Espinosa Bernardo Guajardo Avendaño					
Muestra:		muro del embalse $\rho = 1,9$ [gr/cm <sup>3</sup> ]					
Nº	H[cm]	L[cm]	A	Q[cm <sup>3</sup> ]	T[s]	K[cm/s]	K[m/s]
1	116	9,8	45,36	11	1800	1,14E-05	1,14E-07
2	116,5	9,8	45,36	10	1800	1,03E-05	1,03E-07
3	118	9,8	45,36	12	1800	1,22E-05	1,22E-07
K Ponderado [m/s]					1,13E-07		
Muestra:		suelo de fundación $\rho = 1,8$ [gr/cm <sup>3</sup> ]					
Nº	H[cm]	L[cm]	A	Q[cm <sup>3</sup> ]	T[s]	K[cm/s]	K[m/s]
1	117	9,8	45,36	240	43200	1,03E-05	1,03E-07
2	116,5	9,8	45,36	10	1800	1,03E-05	1,03E-07
3	117	9,8	45,36	12	1800	1,23E-05	1,23E-07
4	118	9,8	45,36	10	1800	1,02E-05	1,02E-07
K Ponderado [m/s]					1,08E-07		

Tabla 0-42. Resumen de permeabilidades ensayo carga variable.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca							
Proyecto:		Resultados Ensayo Carga Constante					
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada Joaquín Díaz Espinosa Bernardo Guajardo Avendaño					
Muestra:		relave (arenas) $\rho = 1,35$ (gr/cm <sup>3</sup> )					
Nº	H[cm]	L[cm]	A	Q[cm <sup>3</sup> ]	T[s]	K[cm/s]	K[m/s]
1	117,5	9,8	45,36	71	600	2,18E-04	2,18E-06
2	116,5	9,8	45,36	73	600	2,26E-04	2,26E-06
3	114,5	9,8	45,36	77	600	2,42E-04	2,42E-06
K Ponderado (m/s)					2,28E-06		
Muestra:		relave (arenas) $\rho = 1,4$ (gr/cm <sup>3</sup> )					
Nº	H[cm]	L[cm]	A	Q[cm <sup>3</sup> ]	T[s]	K[cm/s]	K[m/s]
1	119,3	9,5	45,3646	70	600	2,05E-04	2,05E-06
2	119,5	9,5	45,3646	72	600	2,10E-04	2,10E-06
3	118,5	9,5	45,3646	73	600	2,15E-04	2,15E-06
K Ponderado (m/s)					2,10E-06		
Muestra:		relave (lamas) $\rho = 1,55$ (gr/cm <sup>3</sup> )					
Nº	H[cm]	L[cm]	A	Q[cm <sup>3</sup> ]	T[s]	K[cm/s]	K[m/s]
1	111	9,8	45,3646	56,5	600	1,83E-04	1,83E-06
2	111,5	9,8	45,3646	55	600	1,78E-04	1,78E-06
3	111,6	9,8	45,3646	56	600	1,81E-04	1,81E-06
K Ponderado (m/s)					1,81E-06		
Muestra:		relave (lamas) $\rho = 1,6$ (gr/cm <sup>3</sup> )					
Nº	H[cm]	L[cm]	A	Q[cm <sup>3</sup> ]	T[s]	K[cm/s]	K[m/s]
1	112	9,5	45,3646	50	600	1,56E-04	1,56E-06
2	113	9,5	45,3646	51	600	1,58E-04	1,58E-06
3	112,3	9,5	45,3646	50,5	600	1,57E-04	1,57E-06
K Ponderado (m/s)					1,57E-06		

## Anexo 8.- Resumen de operación según diseño del embalse de relaves Mina Chépica

Año	n° Año	Meses	Etapa	Elevación Muro	Elevación Revancha	Elevación Cubeta	Volume	Volumen Acum	Volumen según producción anual	Tonelaje	Tonelaje acum	Tonelaje según producción anual	Tonelaje acum según producción anual
2007	0	0	Construcción E1	84	84	84	0	0	0	0	0	0	0
2008	1	12	1	89.5	86	85	18793	18793	28800	26310	26310	40320	40320
2009	2	24	1	89.5	87.5	86.5	31234	50026	28800	43727	70037	40320	80640
2010 E1	3	36	1	89.5	88.5	87.5	23943	73969	28800	67039	137076	40320	120960
2010 E2	3	36	Construcción E2	94	89.5	88.5	23943	97912	28800	67039	137076	40320	120960
2011	4	48	2	94	90.5	89.5	20616	118529	28800	28864	165940	40320	161280
2012	5	60	2	94	93	92	48060	166589	28800	67284	233224	40320	201600
2013	6	72	Construcción E3	98.5	94	93	27437	194026	28800	38412	271636	40320	241920
2014	7	84	3	98.5	95	94	29816	223842	28800	41743	313379	40320	282240
2015	8	96	3	98.5	96.5	95.5	32329	256171	28800	45260	358639	40320	322560
2016	9	108	3	98.5	97.5	96.5	34829	290999	28800	48760	407399	40320	362880
2017	10	120	3	98.5	98.5	97.5	37381	328381	28800	52334	459733	40320	403200
2018	11	132	3	98.5	98.5	97.5	0	328381	0	0	459733	0	403200

## Anexo 9.- Resumen de Histórica según diseño del embalse de relaves Mina Chépica

Año	n° Año	Meses	Etapa	Elevación Muro	Elevación Revancha	Elevación Cubeta	Volume	Volumen Acum	Tonelaje	Tonelaje acum
2007	0	0	Construcción E1	84	84	84	0	0	0	0
2008	1	12	1	90.4	86	85	10165	10165	14231	14231
2009	2	24	1	90.4	87.2	86.2	14440	24605	20216	34447
2010 E1	3	36	1	90.4	87.2	86.2	0	24605	0	34447
2011	4	48	1	90.4	87.3	86.3	2898	27503	4057	38503.5
2012	5	60	1	90.4	87.5	86.5	7495	34997	10493	48996.25
2013	6	72	1	90.4	88.3	87.3	25162	60159	35227	84223.2
2014	7	84	1	90.4	89.3	88.3	14270	74430	19979	104201.7
2015	8	96	1	90.4	90.3	89.3	10010	84440	14014	118216.1
2016	9	108	1	90.4	90.4	89.4	2036	86476	2850	121066.1
2017	10	120	1	90.4	90.4	89.4	0	86476	0	121066.1
2018	11	132	Construccion E2	94	90.4	89.4	0	86475.78571	0	121066.1

---

Anexo 10.- Licencia Geostudio 2012



**Licensee:** Universidad de Talca  
Camino a Los Niches KM 1  
Curicó Región del Maule  
Chile

---

# License Certificate

**Serial Number:** 7808-195027-201407-0593  
**Licensed Product:** GeoStudio Universal 25-User Network License  
**Maintenance Expires:** July 31, 2020

---

**Date of Issue:** July 9, 2019



GEOSLOPE International Ltd.

1200, 700 - 6 Ave SW  
Calgary, AB T2P 0T8  
Canada

Tel +1 403 269 2002  
Fax +1 888 436 2239

sales@geoslope.com  
www.geoslope.com