



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

**ESTUDIO NUMÉRICO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN
EMBALSE DE RELAVES CONSTRUIDO CON ARCILLAS DE BAJA
PLASTICIDAD**

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

MAURICIO ANDRÉS ALIAGA GONZÁLEZ

PROFESOR GUÍA

M.Sc. MAURICIO JARA ORTIZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN

M.Sc. FRANCISCO RIVAS SALDAÑA

Ing. CRISTOBAL CALDERÓN

CURICÓ - CHILE

2022

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' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'. The right stamp is from the 'SISTEMA DE BIBLIOTECAS CAMPUS CURICO' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'.

Curicó, 2022

RESUMEN

En el presente estudio se estima la estabilidad del depósito de relaves de Mina Chépica, ubicado en Penciahue, en la Región del Maule, Chile.

En este análisis se aborda la estabilidad mediante el método clásico de equilibrio límite y a través de modelos numéricos dinámicos, a partir de las herramientas disponibles en la suite de Rocscience. Asimismo, con el objetivo de generar los modelos más robustos posibles, se realiza un levantamiento de información de los estudios existentes de este depósito, junto a una caracterización geotécnica de los materiales que lo componen.

En este contexto, la estabilidad del depósito se evalúa en base a lo solicitado por la normativa chilena (Decretos Supremos N°248 y N°50), por lo que, considerando las dimensiones del depósito, se realizan análisis estáticos, pseudoestáticos y dinámicos, considerando las 3 etapas constructivas que componen actualmente el embalse. Para los estudios dinámicos, se considera como sismo de estudio el terremoto 8.8 del Maule ocurrido el 27 de febrero del año 2010. De este modo, se estimó la sollicitación sísmica esperada sobre el embalse mediante escalamiento del registro medido por la Estación de monitoreo sísmico UTFSM ubicada en Valparaíso. Los modelos constitutivos utilizados, corresponden a modelo hardening soil en su variante small strain (HSSmall) para representar el comportamiento del prisma resistente y suelo de fundación, mientras que para el relave convencional vertido en la cubeta del depósito se emplea el modelo de Finn con el objetivo de representar la variación del exceso de presión de poros durante el movimiento sísmico.

En base a los resultados obtenidos del modelamiento numérico en 3D, se determinó el perfil central como la zona más desfavorable del depósito, a partir del cual, mediante análisis dinámico en RS2 se estudió su estabilidad. Para dicho análisis, se evaluó la sensibilidad al amortiguamiento de Rayleigh, resultando que un valor promedio de 1% es el más conservador para el modelo, registrando desplazamientos horizontales máximos de 14 cm en el coronamiento y desplazamientos horizontales máximos de 36 cm en el talud aguas abajo, resultados que se consideran admisibles, considerando que la revancha de seguridad guarda un amplio margen con respecto al mínimo solicitado por la autoridad. Se analizaron, además, la situación hipotética de una elevación del nivel freático, simulando el prisma resistente considerando un modelo constitutivo propuesto que permita la generación de excesos de presiones de poros, a partir del cual se identifican zonas susceptibles a desarrollar licuefacción; situación que da cuenta de la sensibilidad del muro a la elevación del nivel freático.

Palabras claves: Embalse de relaves, Modelos numéricos, Sismicidad, Licuefacción.

ABSTRACT

This study estimates the stability of the tailings deposit of Mina Chépica, located in Penciahue, in the Región del Maule, Chile.

This analysis addresses stability through the classical method of limit equilibrium and through dynamic numerical models, based on the tools available in the Rocscience suite. Likewise, with the aim of generating the most robust models possible, an information survey of the existing studies of this deposit is carried out, together with a geotechnical characterization of the materials that compose it.

In this context, the stability of the reservoir is evaluated based on what is requested by Chilean regulations (Supreme Decrees No. 248 and No. 50), so, considering the dimensions of the deposit, static, pseudostatic and dynamic analyses are carried out, considering the 3 construction stages that currently make up the reservoir. For dynamic studies, the 8.8 Maule earthquake that occurred on February 27, 2010, is considered as a study earthquake. In this way, the expected seismic stress on the reservoir was estimated by scaling the record measured by the UTFSM seismic monitoring station located in Valparaíso. The constitutive models used, correspond to hardening soil model in its small strain variant (HS Small) to represent the behavior of the resistant prism and foundation soil, while for the tailings The Finn model is used to represent the variation of excess pore pressure during seismic movement.

Based on the results obtained from 3D numerical modeling, the central profile was determined as the most unfavorable 2D section of the deposit, from which, through dynamic analysis in RS2, its stability was studied. For this analysis, the sensitivity of the Rayleigh damping was evaluated, resulting in the average damping of 1% being the most conservative for the model, registering maximum horizontal displacements of 14 cm at the coronation and maximum horizontal displacements of 36 cm on the downstream slope. Results that are considered admissible, considering that the security revenue keeps a wide margin. In addition, the hypothetical situation of an elevation of the water table was analyzed, simulating the resistant prism with the Finn model, from which areas where the wall reaches pore pressures necessary to trigger liquefaction are identified; a situation that accounts for the sensitivity of the wall to the elevation of the water table.

AGRADECIMIENTOS

A mi padres y hermana por el apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida, agradecer todo su esfuerzo y sacrificio para poder recorrer este camino.

A mi polola y amigos por acompañarme en este proceso, compartiendo momentos que sin lugar a duda hacen estos años más amenos.

A mi profesor guía Sr. Mauricio Jara por toda su entrega y apoyo en esta Memoria.

A los profesores de la facultad de Ingeniería, en especial al profesor Sr. Francisco Rivas por su apoyo y gestión en estos años; también agradecer a los laboratoristas Srta. Cristina y Cristian quienes fueron parte fundamental en este proyecto.

Finalmente, agradecer a cada persona que compartió de forma directa e indirecta en este proceso, por su apoyo, motivación y buenas vibras, gracias.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes y motivación.....	2
1.2 Objetivos.....	4
1.2.1 Objetivo General	4
1.2.2 Objetivos Específicos.....	4
1.3 Alcances.....	4
1.4 Metodologías y herramientas utilizadas	5
1.5 Resultados esperados	5
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	6
2.1 Depósitos de relave.....	7
2.2 Embalse de relaves	7
2.2.1 Componentes principales de un embalse de relaves.	8
2.3 Fallas de depósitos de relave	9
2.4 Revisión de posibles mecanismos de fallas de depósitos de relave	10
2.4.1 Rebalse (<i>Overtopping</i>):	11
2.4.2 Filtraciones y erosión interna (<i>Piping</i>):.....	11
2.4.3 Inestabilidad de Talud	12
2.5 Normativa Vigente	13
2.5.1 Decreto N°248.....	14
2.5.2 Decreto N°50.....	14
2.6 Estabilidad de taludes	15
2.6.1 Factor de seguridad (FS)	16
2.7 Métodos de cálculo para análisis de estabilidad de taludes.....	16
2.7.1 Estabilidad de taludes en 3D	17
2.7.2 Método de equilibrio límite (MEL).....	17
2.7.3 Método de elementos finitos (MEF)	18
2.8 Modelos Constitutivos.....	18
2.8.1 Modelo lineal elástico	18
2.8.2 Modelo Finn	19
2.8.3 Modelo Hardening Soil (HS)	19
2.8.4 Modelo Hardening Soil con pequeñas deformaciones (HS-Small)23	
2.9 Análisis pseudoestáticos.....	26
2.9.1 Expresión de Saragoni.....	26

2.9.2 Manual Chileno de carreteras.....	27
2.10 Análisis Dinámico	27
2.10.1 Amortiguamiento	28
2.10.2 Amortiguamiento de Rayleigh	28
2.10.3 Método de Newmark	29
2.11 Peligro Sísmico.....	30
2.11.1 Terremotos Intraplaca Oceánica	31
2.11.2 Terremotos Interplaca	31
2.11.3 Mapa de Peligro sísmico Probabilístico.....	31
2.11.4 Leyes de Atenuación	32
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA.....	33
3.1 Objetivo específico 1:.....	34
3.1.1 Revisión bibliográfica	34
3.2 Objetivo específico 2:.....	34
3.2.1 Levantamiento de información	34
3.2.2 Muestreo.....	34
3.2.3 Ensayos de laboratorio	35
3.2.4 Gravedad específica	37
3.3 Objetivo específico 3:.....	40
3.3.1 Sismo de Estudio.....	40
3.4 Objetivo específico 4:.....	40
3.4.1 Autocad Civil 3D	40
3.4.2 Slide 2.....	41
3.5 Objetivo específico 5	41
3.6 Objetivo específico 6	41
3.6.1 RS2	41
3.6.2 RS3	42
3.7 Objetivo específico 7:.....	42
3.7.1 Análisis de Estabilidad.....	43
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	44
4.1 Antecedentes geológicos, geotécnicos y estructurales del embalse de relaves de Mina Chépica.....	45
4.1.1 Generalidades del deposito	45
4.1.2 Topografía	46

4.1.3	Transporte y Descarga del relave	47
4.1.4	Captación y desvió de la quebrada la Hoyada	47
4.1.5	Sistema de Drenaje.....	48
4.1.6	Material Muro, embalse de mina Chépica	48
4.1.7	Geología del lugar	50
4.1.8	Relave.....	55
4.2	Nivel freático	56
4.3	Caracterización geotécnica	56
4.3.1	Límites de Atterberg	57
4.3.2	Análisis Granulométrico	58
4.3.3	Gravedad específica	58
4.3.4	Ensayo Proctor	59
4.3.5	Ensayo Triaxial	60
4.4	Sismo de Estudio	67
4.4.1	Terremoto del Maule 2010.....	67
4.4.2	Atenuación sísmica	69
4.4.3	Análisis de respuesta de sitio	70
4.5	Método de Equilibrio límite (MEL)	74
4.5.1	Modelamiento en Slide 2	74
4.6	Modelamiento numérico vía elementos finitos	81
4.6.1	Tamaño de Malla.....	84
4.6.2	<i>Input</i> sísmico	85
4.6.3	Condiciones de borde dinámicas.....	86
4.6.4	Amortiguamiento de Rayleigh	87
4.6.5	Modelo estático en RS3	88
4.6.6	Modelos estáticos en RS2	90
4.6.7	Modelos Dinámicos en RS2.....	91
CAPITULO 5: CONCLUSIÓN		109
6 REFERENCIAS		113
7 ANEXOS.....		117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Imagen del colapso del tranque de Mina Las Palmas	2
Figura 1.2: Ubicación geográfica del embalse de relaves de Mina Chépica	3
Figura 2.1: Embalse de relaves de Mina Chépica construido con material de empréstito de zonas aledañas 2021	8
Figura 2.2: Componentes principales de un embalse de relaves	9
Figura 2.3: Principales fallas históricas de depósitos de relaves a nivel mundial	10
Figura 2.4: Falla por rebalse, presa Auburn, Cofferdam	11
Figura 2.5: Falla por erosión interna	12
Figura 2.6: Falla por inestabilidad de talud	12
Figura 2.7: Mecanismos de falla de depósitos de relave al año 2016	13
Figura 2.8: Falla de un talud	15
Figura 2.9: Métodos de cálculo de estabilidad de taludes	17
Figura 2.10: Relación hiperbólica entre el esfuerzo y deformación	21
Figura 2.11; Determinación del valor de <i>Eoedref</i> en ensayos edométricos	22
Figura 2.12: Superficie de fluencia del modelo HS en el espacio de esfuerzos principales	23
Figura 2.13: Comportamiento característico rigidez-deformación del suelo	24
Figura 2.14: Parámetros de rigidez en el modelo HS Small	26
Figura 2.15: Zonificación sísmica en Chile central	27
Figura 2.16 Gráfico de la relación de amortiguación, amortiguación del 20% a 2 y 8 Hz	29
Figura 2.17: Fuentes sismogénicas principales en Chile central, letra “a” representa fuente interplaca tipo thrust, “b” intraplaca de profundidad intermedia, “c” cortical y “d” outer-rise . El color azulado representa la posición esquemática de la placa Nazca, y en color verde la placa Sudamericana	30
Figura 2.18: Mapa de peligro sísmico probabilístico conjunto, incorporando fuente interplaca e interplaca oceánica	32
Figura 3.1: Ubicación georreferenciada de los puntos de muestreo de la Memoria y de estudios previos	35
Figura 3.2: Partes de la Célula Triaxial Universidad de Talca	38
Figura 3.3: Estado de esfuerzos en ensayo CID	39
Figura 3.4: Estado de esfuerzos en ensayo CIU	39
Figura 3.5: Ubicación de los puntos de medición en el estudio sísmico	40
Figura 3.6: Imagen referencial de los modelos en 2D en el software Slide 2	41
Figura 3.7: Imagen referencial de los modelos en 2D en el software RS2	42
Figura 3.8: Imagen del modelo en 3D en el software RS3	42
Figura 3.9: Metodología general del proyecto	43
Figura 4.1: Imagen panorámica del depósito de estudio	45

Figura 4.2: Plano adaptado de Google Earth de las principales instalaciones de la Mina Chépica	46
Figura 4.3: Superficie reconstruida del emplazamiento del embalse de relaves de Mina Chépica	46
Figura 4.4: Transporte de relaves por tubería de HDPE por gravedad.....	47
Figura 4.5: Canal de desvío de la quebrada la Hoyada	48
Figura 4.6: Muro del embalse de relaves de mina chépica	49
Figura 4.7: Mapa geológico del área de estudio, delimitado en color verde se presenta la zona de estudio	51
Figura 4.8: Columna estratigráfica del área de Mina Chépica	52
Figura 4.9: Estrato de roca y suelo visualizado a partir de la extracción del material del muro.....	53
Figura 4.10: Imagen del relave depositado en la cubeta del depósito	55
Figura 4.11: Nivel freático asociado a un perfil del embalse de relaves de Mina Chépica .	56
Figura 4.12: Gráficas del límite líquido para las muestras del suelo de fundación y muro .	57
Figura 4.13 Figura 4.13: Curva granulométrica del suelo de fundación, muro y relave	58
Figura 4.14: Curva de compactación para el suelo	59
Figura 4.15: Curva de compactación para el muro	60
Figura 4.16: Probeta remoldeada del Material Muro de Empréstito.	61
Figura 4.17: Instalación de la probeta remoldeada en la célula triaxial	61
Figura 4.18: Proceso de Saturación de la probeta en el equipo triaxial).	62
Figura 4.19: Comprobación de la saturación de la probeta a partir del coeficiente B.....	63
Figura 4.20: Etapa de consolidación de la probeta en el equipo triaxial.	64
Figura 4.21: Etapa de corte de la probeta del muro	65
Figura 4.22: Probeta fallada del muro de empréstito	65
Figura 4.23: Envolvente de falla para el muro de empréstito.....	66
Figura 4.24: Envolvente de falla para el Suelo de Fundación	66
Figura 4.25: Hipocentro del terremoto del 27 de febrero de 2010	68
Figura 4.26: Registros de aceleraciones para las tres direcciones del terremoto del 27 de febrero medidas en la estación de la UTFSM de Valparaíso	68
Figura 4.27: Registro sísmico escalado	70
Figura 4.28: Columna de suelo en el modelamiento en Deepsoil.	72
Figura 4.29: Registro de aceleraciones medidas en el estrato de suelo (a), Andesita lixiviada (b) y Andesita Z1 (c)	72
Figura 4.30: Respuesta espectral del terremoto del 27F	73
Figura 4.31: Ubicación de los perfiles seleccionados para los análisis 2D	74
Figura 4.32: Características del modelo en SLIDE 2	75
Figura 4.33: Factores de seguridad para la primera etapa del depósito, considerando los tres perfiles (análisis estático)	76
Figura 4.34: Figura 4.34: Factores de seguridad para la segunda etapa del depósito, considerando los tres perfiles (análisis estático)	76

Figura 4.35: Factores de seguridad para la tercera etapa del depósito, considerando los tres perfiles. (análisis estático)	76
Figura 4.36: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático por zonificación sísmica en la primera etapa del depósito, considerando los tres perfiles	77
Figura 4.37: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático por zonificación sísmica en la segunda etapa del depósito, considerando los tres perfiles	77
Figura 4.38: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático por zonificación sísmica en la segunda etapa del depósito, considerando los tres perfiles	77
Figura 4.39: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático del 27F en la primera etapa del depósito, considerando los tres perfiles	78
Figura 4.40: Factores de para los análisis pseudoestático de la segunda etapa del depósito, considerando los tres perfiles	78
Figura 4.41: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático de la tercera etapa del depósito, considerando los tres perfiles	78
Figura 4.42: Factores de seguridad para la reducción de la porosidad del dren en la tercera etapa del depósito, considerando los tres perfiles	79
Figura 4.43: Factores de seguridad para la reducción de la porosidad del dren en la tercera etapa del depósito, considerando los tres perfiles	79
Figura 4.44: Gráfica de los factores de seguridad en Slide 2. Línea en color rojo representa un factor de seguridad crítico (FS=1)	80
Figura 4.45: Factores de seguridad para el caso en que exista colmatación del sistema de drenaje. Línea en color rojo representa un factor de seguridad crítico (FS=1)	81
Figura 4.46: Parámetro $E_{50\ ref}$ del modelo HS-Small para el muro.	82
Figura 4.47: Parámetro $E_{50\ ref}$ del modelo HS-Small para el suelo.	83
Figura 4.48: Modelo dinámico considerando Base rígida	86
Figura 4.49: Representación de la condición de borde absorbente	86
Figura 4.50: Representación de la condición de borde de transmisión	87
Figura 4.51: Condiciones de borde dinámicas en el modelo RS2	87
Figura 4.52: Espectros de respuesta para el registro escalado del 27F	88
Figura 4.53: Amortiguamientos de Rayleigh en modelos RS2	88
Figura 4.54: Contornos de desplazamientos totales en el modelo 3D.....	89
Figura 4.55: Corte transversal del modelo en 3D. Desplazamiento en x (a), asentamientos (b) y desplazamientos totales (c)	90
Figura 4.56: Desplazamientos verticales (a), desplazamientos horizontales (b) y desplazamientos totales en la simulación estática del perfil central del depósito.	91
Figura 4.57: Modelo dinámico del perfil central del depósito	92
Figura 4.58: Desplazamientos totales transcurridos 40 segundos del evento sísmico, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1%(c)	93
Figura 4.59: Desplazamientos totales transcurridos 50 segundos del evento sísmico, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1%(c)	94

Figura 4.60: Desplazamientos totales transcurridos los 72 segundos de duración del evento sísmico, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1%(c).	95
Figura 4.61: Asentamiento registrados una vez finalizado el sismo, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1%(c)	96
Figura 4.62: Asentamiento en el coronamiento del embalse de relaves	97
Figura 4.63:Desplazamientos horizontales en el muro, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1%(c).	98
Figura 4.64: Desplazamientos horizontales para los puntos 8 y 6.	98
Figura 4.65: Elevaciones del coronamiento antes y después del sismo.	99
Figura 4.66: Aceleración medida en el estrato de roca de la Andesita Z1, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1% (c).	100
Figura 4.67: Figura 4.67: Aceleraciones horizontales en la base del muro (Punto 6), para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1%(c).	101
Figura 4.68: Aceleración horizontal en el coronamiento del muro (Punto 2), para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1%(c)	102
Figura 4.69: Contornos de exceso de presión de poros al final de la carga sísmica. Amortiguamiento de 3% (a), 2%(b) y 1%(c).	103
Figura 4.70: Resultados de la evaluación de licuefacción del punto del relave cercano al muro: (a) Presión de poros, y (b) Relación de exceso de presión de poros (Ru) en el transcurso del sismo.	104
Figura 4.71: Resultados de la evaluación de licuefacción del punto en la cola del relave: (a) Presión de poros, y (b) Relación de exceso de presión de poros (Ru) en el transcurso del sismo	104
Figura 4.72: Contornos de desplazamientos del perfil central con elevación del nivel freático. Desplazamientos verticales (a) y desplazamientos horizontales (b)	105
Figura 4.73: Registros de desplazamientos medidos en puntos de monitoreo en el muro	106
Figura 4.74: Exceso de presiones de poro considerando la elevación del nivel freático. .	106
Figura 4.75: Resultados de la evaluación de licuefacción del punto en la base del muro: (a) Presión de poros, y (b) Relación de exceso de presión de poros (Ru) en el transcurso del sismo.	107
Figura 7.1: Muestra roleada para análisis granulométrico.	117
Figura 7.2: Límite líquido en la cuchara de Casagrande.	120
Figura 7.3: Ensayo para determinar la Gravedad específica	121
Figura 7.4: Suelo compactado por Proctor modificado.	123
Figura 7.5: Resultados triaxial CID del muro (p - q).....	129
Figura 7.6: Resultados triaxial CID del muro (ϵ - q).....	130
Figura 7.7: Resultados triaxial CID del muro (ϵ - ϵ_v).....	130
Figura 7.8: Resultados triaxial CIU del muro (p - q).....	131
Figura 7.9: Resultados triaxial CIU del muro (ϵ - q).....	131
Figura 7.10: Resultados triaxial CIU del muro (ϵ - Δu)	132

Figura 7.11: Resultados triaxial CIU del Suelo ($p - q$).....	142
Figura 7.12: Resultados triaxial CIU del Suelo ($\varepsilon - q$).....	143
Figura 7.13: Resultados triaxial CIU del Suelo ($\varepsilon - \Delta u$).....	143
Figura 7.14: Degradación de la rigidez al corte.....	144
Figura 7.15: Amortiguamiento de suelo.....	144
Figura 7.16: Resistencia al corte del suelo.....	145

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Desencadenantes comunes y principales causas de falla.	13
Tabla 2.2: Parámetros modelo lineal elástico	19
Tabla 2.3: Parámetros modelo Hardening soil (HS).....	23
Tabla 2.4: Parámetros del modelo HS Small	25
Tabla 2.5: Coeficiente máximo efectivo de aceleración.....	27
Tabla 2.6: Leyes de atenuación para determinar las aceleraciones máximas	32
Tabla 3.1: Coordenadas geográficas de los 3 puntos de muestreo de la Memoria	35
Tabla 3.2: Series de tamices para análisis granulométrico.	36
Tabla 4.1: Parámetros del suelo y muro asociados a estudios previos.	49
Tabla 4.2: Parámetros de la Andesita lixiviada	53
Tabla 4.3: Parámetros de la Andesita porfídica Z1	54
Tabla 4.4: Parámetros de la Andesita porfídica Z2	54
Tabla 4.5: Resumen de los parámetros obtenidos del levantamiento de información para el relave	55
Tabla 4.6 : Resultados límites de Atterberg	57
Tabla 4.7: Gravedad específica determinada para los materiales.....	58
Tabla 4.8: Resumen ensayo Proctor modificado al suelo	59
Tabla 4.9: Resumen ensayo Proctor modificado al muro	59
Tabla 4.10: Resumen de los ensayos realizados en esta investigación para los materiales analizados	67
Tabla 4.11: Aceleraciones máximas asociadas a las tres direcciones del terremoto del 27 de febrero medidas en la estación de la UTFSM de Valparaíso	69
Tabla 4.12: Parámetros para las leyes de atenuación	69
Tabla 4.13: Aceleraciones máximas estimadas en roca para diferentes ubicaciones	69
Tabla 4.14: Características de la columna de suelo de la zona de estudio	71
Tabla 4.15: PGA asociado a cada estrato	73
Tabla 4.16: Resumen de los factores de seguridad en Slide 2.	80
Tabla 4.17: Resumen de los factores de seguridad para el para el caso en que exista colmatación del sistema de drenaje	81
Tabla 4.18: Modelos definidos en RS2 y RS3 para cada material	82
Tabla 4.19: Parámetros para los materiales del Suelo y Muro	83
Tabla 4.20: Parámetros para los estratos de Roca.	84
Tabla 4.21: Parámetros para el material de Relave.	84
Tabla 4.22: Tamaño máximo de la malla del modelo	85
Tabla 4.23: Resumen de los desplazamientos máximos registrados por los modelos numéricos	108
Tabla 7.1: Curva granulométrica para la muestra del suelo de fundación del embalse de relaves de Mina Chépica.....	117

Tabla 7.2: Curva granulométrica para la muestra del muro del embalse de relaves de Mina Chépica.	118
Tabla 7.3: Curva granulométrica para la muestra del relave del embalse de relaves de Mina Chépica.	118
Tabla 7.4: Límites de Atterberg para la muestra del suelo de fundación.	119
Tabla 7.5: Límites de Atterberg para la muestra del muro del embalse de relaves.	119
Tabla 7.6: Determinación de la gravedad específica de las partículas menores a 5mm.	120
Tabla 7.7: Determinación de densidad neta de los gruesos.	121
Tabla 7.8: Ensayo Proctor modificado del suelo de fundación.	122
Tabla 7.9: Ensayo Proctor modificado del Muro.	122
Tabla 7.10: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 1.	124
Tabla 7.11: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 2.	125
Tabla 7.12: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 3.	126
Tabla 7.13: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 4.	127
Tabla 7.14: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 5.	128
Tabla 7.15: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 6.	129
Tabla 7.16: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 1.	133
Tabla 7.17: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 2.	134
Tabla 7.18: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 3.	135
Tabla 7.19: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 4.	136
Tabla 7.20: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 5.	137

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

En el siguiente capítulo se darán a conocer las principales temáticas que motivan esta memoria, junto con sus objetivos, alcances y metodologías que se abordan para su elaboración.

1.1 Antecedentes y motivación

La minería forma parte de nuestra identidad como nación, ha sido y sigue siendo clave para el desarrollo de nuestra economía, nuestra sociedad y cultura, siendo Chile en la actualidad el mayor productor de cobre en el mundo. Sin embargo, una gran producción conlleva una gran responsabilidad, cada año se genera una gran cantidad de desechos provenientes de los procesos mineros (relaves), que día a día abastecen a los depósitos de relave. Estos depósitos deben ser capaz de soportar estos desechos asegurando su estabilidad bajo cualquier circunstancia, protegiendo tanto a la población cercana, como al medio ambiente en general. Sobre esto último, es pertinente señalar que el número de fallas en los depósitos de relaves se ha duplicado en los últimos 20 años (Armstrong et al., 2019), ocurriendo en el último tiempo fallas importantes como lo ocurrido en Mount Polley en el año 2014, Samarco en 2015, y la falla más reciente en Brumadinho en 2019, que dejó la muerte de 259 personas y 11 desaparecidos hasta enero de 2020 en Brasil (Rotta et al, 2020), y sin ir más lejos lo sucedido en nuestro país el 27 de febrero de 2010 con el gran terremoto que causo el colapso del depósito de relave en la Mina Las Palmas en la comuna de Penciahue (ver Figura 1.1) que causó la muerte de una familia constituida por 4 personas (Fundación Terram, 2016), estos eventos evidencian la importancia de mejorar los estándares de diseño, control y monitoreo en esta obra minera.



Figura 1.1: Imagen del colapso del tranque de Mina Las Palmas (Palma, 2016)

En este contexto, en la industria Minera Chilena los depósitos de relave han adquirido aún una mayor relevancia, debido principalmente a que en las últimas décadas las leyes de los minerales en los yacimientos en explotación han disminuido, obligando a la industria a extraer grandes cantidades de mineral para lograr mantener los niveles de producción de finos, provocando así, un aumento en cantidad de desechos ya sea como material estéril o en forma de relaves. A partir de lo expuesto, evaluar la estabilidad de estos depósitos, teniendo en consideración su gran variabilidad tanto debido a los desechos vertidos como a las características sísmicas de nuestro país, se hace vital en todo proyecto.

Los análisis clásicamente utilizados para determinar indicadores de estabilidad obedecen a métodos de equilibrio límites de fuerzas en dos dimensiones, sin embargo, esta metodología

es poco robusta a la hora de incorporar comportamientos de los materiales y las complejidades geométricas de los mecanismos de fallas; por este motivo, en esta memoria se desarrollarán (sumado a los métodos de equilibrio límite) modelamientos numéricos través de elementos finitos en dos y tres dimensiones, a fin de poder estimar variaciones de esfuerzos y deformaciones debidas a una sollicitación sísmica.

El depósito a evaluar corresponde al embalse de relaves de la Mina Chépica, el cual se emplaza a una altitud aproximada de 100 m.s.n.m., ubicado en las cercanías de la localidad de Penciahue (ver Figura 1.2) y a 22 kilómetros de la ciudad de Talca (Región del Maule, Chile). El yacimiento actualmente pertenece a la Minera Paicaví S.A, la cual produce mediante el método de flotación concentrados de cobre, oro y plata.



Figura 1.2: Ubicación geográfica del embalse de relaves de Mina Chépica (Adaptado de Google Earth, 2021)

Este yacimiento se desarrolla en base a un método de explotación subterránea, la cual alimenta a la planta de procesos, que como ya se mencionó, se realiza mediante celdas de flotación, el cual genera un conjunto de desechos que son vertidos en el embalse de relaves de esta Mina. El embalse de relaves lleva en operación desde el año 2008, dando cuenta de su crecimiento hoy en día, sin embargo, cabe destacar que la mina no ha tenido desarrollo continuo, debido a cambios de empresas en la operación del yacimiento, provocando que tanto el crecimiento del muro y los relaves depositados no estén según lo planificado; por este motivo el plan de crecimiento simulado corresponde al realizado por Minera Arno de los Muermos (2003), considerando 3 etapas de crecimiento, alcanzando en la ultima etapa la cota 98,5 m.s.n.m, con una capacidad de alrededor de $300.000 m^3$.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Determinar la estabilidad del embalse de relaves de Mina Chépica mediante modelamiento numérico de su respuesta sísmica.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Identificar y comprender el contexto actual de los depósitos de relaves, considerando además la solicitación sísmica cercana al lugar de estudio, modelos constitutivos de suelos, propiedades dinámicas y métodos para la estimación de estabilidad del depósito.
- Identificar las características geológicas, topográficas y geotécnicas de los componentes del embalse de relaves a través de ensayos de laboratorio y levantamiento de información de estudios previos.
- Determinar la carga dinámica asociada al sismo de estudio.
- Desarrollo y análisis de modelos de equilibrio límite sobre el caso de estudio, determinando factores de seguridad.
- Implementación de modelos constitutivos para material de presa, suelo de fundación y relaves convencionales.
- Desarrollo de modelos de elementos finitos, considerando análisis dinámicos.
- Estudiar la respuesta de los modelos numéricos y establecer la estabilidad del embalse.

1.3 Alcances

El alcance de este proyecto es analizar la estabilidad física del embalse de relaves de la Mina Chépica, considerando estudios previos realizados alrededor de este embalse, y a partir de ensayos de laboratorio complementar la información disponible, abarcando las propiedades geotécnicas de los suelos presentes (muro de contención, suelo de fundación y relaves), planos topográficos de la zona a estudiar y los crecimientos tanto del muro de contención como de los relaves depositados, de modo de reunir las diferentes aristas que rodean al proyecto.

La determinación de la estabilidad física del depósito se realizará mediante un modelamiento geotécnico, utilizando modelos constitutivos de suelos, características dinámicas y el terremoto del Maule ocurrido 27 de febrero de 2010. Dicho análisis se realizará mediante el uso de elementos finitos en dos y tres dimensiones a partir de las herramientas de Rocscience.

Para el modelamiento se utilizará la condición de mayor carga, la cual corresponde a cuando el depósito está en su capacidad límite (alrededor de los 300.000 m³).

1.4 Metodologías y herramientas utilizadas

Para abordar el proyecto se seguirán ciertas directrices que se mencionan a continuación:

- Para contar con la mayor información acerca del depósito de estudio, a partir de un levantamiento de información y ensayos de laboratorio, se recopilan, identifican y determinan las características geotécnicas, geológicas y topográficas del lugar de estudio, de modo de obtener el modelo más robusto posible.
- Con las características de la zona de estudio, se estimará la sollicitación sísmica del terremoto del 27 de febrero de 2010, para ello es necesario considerar la información del sismo registrada por la red nacional de acelerógrafos (RENADIC), por lo que, para esta memoria, dada su característica de ser medido en roca, se utilizara el registro del acelerógrafo de la Universidad Federico Santa María (UTFSM) en Valparaíso. Mediante leyes de atenuación y el *software* DEEPSOIL se determinará un factor de escala adecuado para una carga externa asociada al terremoto considerando al lugar de estudio.
- En base a los *inputs* generados previamente se modelará la geometría del embalse de relaves de mina chéptica, para ello se utilizará el *software* AUTOCAD, tanto para los modelos en 2D y 3D. Para determinar la estabilidad se utilizarán las herramientas del *software* Rocscience, tanto Slide2 para el método de equilibrio límite, como RS2 y RS3 para elementos finitos.
- Por último, se evaluará la respuesta estática y dinámica del depósito de relaves, a fin de determinar la estabilidad del depósito y evaluar la respuesta de los modelos en 2D y 3D.

1.5 Resultados esperados

Para esta memoria se espera estimar mediante las herramientas de Rocscience la estabilidad del embalse de relaves para las condiciones de carga externas definidas, obteniendo como resultados medibles los factores de seguridad, deformaciones y variación de tensiones para los casos establecidos, de modo de dar una perspectiva cercana a la realidad de la estabilidad del depósito en su situación de mayor carga, es decir, cuando la cubeta del depósito este en su capacidad máxima.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

En el segundo capítulo correspondiente al marco teórico del proyecto, se abordará los antecedentes, investigaciones previas y consideraciones teóricas en la que se sustenta el proyecto, considerando en un principio, un enfoque general, de manera de generar una perspectiva global de la problemática, para posteriormente ahondar en las temáticas más específicas implicadas en el análisis de estabilidad de depósitos de relave

2.1 Depósitos de relave

Los depósitos de relave corresponden a toda obra estructurada de tal forma que asegure la contención de los desechos provenientes de los procesos mineros (los relaves), contemplando, además, toda obra necesaria para asegurar su funcionamiento (sistemas de drenaje, descarga de relaves etc.) (SEA, 2020). Su objetivo principal es mantener de forma segura y generalmente definitiva los relaves, los cuales, considerando el caso de la Mina Chépica, provienen de un proceso de molienda con agua y otros compuestos propios del proceso de flotación para minerales sulfurados.

Dentro de los tipos de depósitos de relave existen diferentes y variadas formas de depositación, que dependen de diversos factores operacionales y geográficos del lugar, como la cercanía al concentrador, capacidad de almacenamiento de relaves, topografía del lugar y producción del yacimiento. en donde se deberá seleccionar la forma más apropiada para disponer estos relaves (SEA, 2020).

Teniendo en consideración lo indicado anteriormente, existen distintos tipos de Depósitos de Relaves que se consideran en la actualidad en Chile, los cuales se indican a continuación (SERNAGEOMIN, 2007):

- Tranques de Relaves
- Embalses de Relaves
- Depósito de Relaves Espesados
- Depósito de Relaves Filtrados
- Depósito de Relaves en Pasta

Asimismo, existen 3 métodos de construcción de depósitos de relaves clásicos, los cuales se exponen a continuación (SERNAGEOMIN, 2007):

- Aguas Arribas
- Aguas Abajo
- Mixtos o de Eje Central.

Cabe mencionar que el método de construcción de aguas arriba no está permitido en Chile desde el año 1970 por el D.S N°86 (MINISTERIO DE MINERÍA, 1970) debido a fallas de estos depósitos en el país, actualmente se mantiene esta decisión en la normativa vigente.

Dado el contexto de la Mina Chépica se detallará las características de los embalses de relave.

2.2 Embalse de relaves

Este tipo de depósito de relaves se desmarca de los tranques de relave en cuanto al muro de contención, el muro es construido con material de empréstito proveniente generalmente de

zonas aledañas (ver Figura 2.1); el muro se impermeabiliza en el coronamiento y en su talud interno, pudiendo estar realizado con un material natural de baja permeabilidad o de material sintético como geomembrana de alta densidad. Existen depósitos ubicados en alguna depresión del terreno en donde no se requiere la construcción de un muro de contención, los cuales también integran la categoría de embalse de relave (MINISTERIO DE MINERÍA, 2007).



Figura 2.1: Embalse de relaves de Mina Chépica construido con material de empréstito de zonas aledañas 2021 (Elaboración propia).

2.2.1 Componentes principales de un embalse de relaves.

Los componentes principales que el depósito de estudio cuenta los describe el SERNAGEOMIN (2007) en la “Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves” los cuales se presentan a continuación (ver Figura 2.2):

- **Cubeta:** Corresponde al volumen físico disponible donde se depositan los relaves completos en el caso de los embalses de relave, de tal modo que se forma en ella la laguna de aguas claras debido a la sedimentación de las partículas finas. La cubeta es la componente más importante en relación con la vida útil del depósito, debido a que la capacidad del depósito está estrechamente relacionada con esta.
- **Muro o Prisma resistente:** Corresponde a la estructura que permite contener los residuos que se descargan en la cubeta, es por este motivo, que este muro generalmente es la componente más importante debido a que guarda estrecha relación con la estabilidad o grado de seguridad del depósito.
- **Sistema de drenaje:** Es el sistema utilizado para deprimir al máximo el nivel freático en el interior del cuerpo del muro, usualmente protegido por filtros para evitar que el flujo de aguas arrastre las partículas finas y produzca la colmatación del sistema.

- Canales de desvío: Corresponden a las zanjas o túneles construidos en las laderas para captar y desviar las escorrentías superficiales, impidiendo su ingreso a la cubeta del tranque o embalse de relaves.
- Berma de coronamiento: Es la faja horizontal de mayor cota del talud externo del prisma resistente o muro de contención.
- Revancha (*Freeboard*): Es la diferencia de cota entre la línea de coronamiento y la superficie inmediatamente vecina de la fracción aguas adentro del tranque, generalmente lamosa o de arena muy fina.
- Nivel freático: Es la cota de los puntos en que el agua de poros tiene presión nula (línea segmentada en la Figura 2.2).

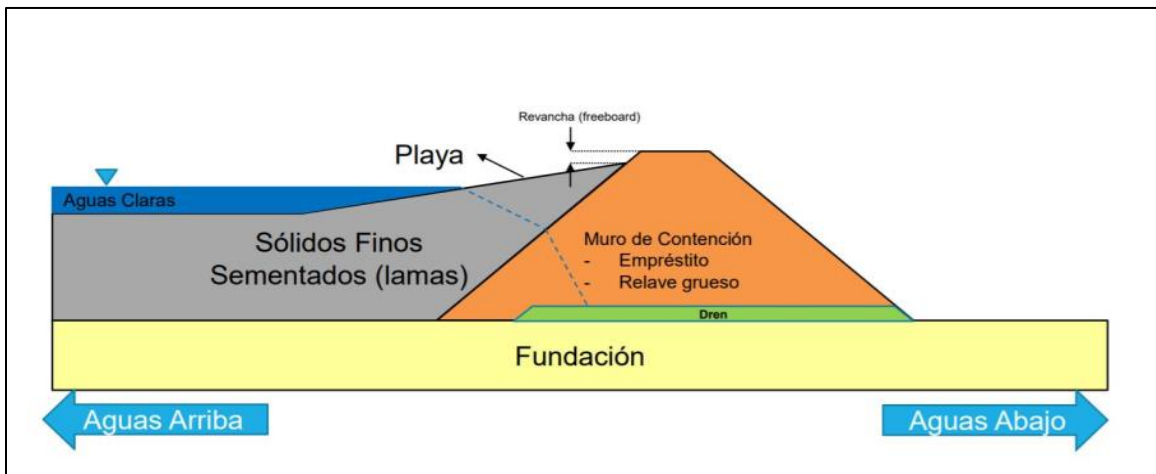


Figura 2.2: Componentes principales de un embalse de relaves (BROW, 2018)

2.3 Fallas de depósitos de relave

Los depósitos de relave son estructuras geotécnicas que poseen un alto grado de dificultad y riesgo, que se incrementa debido a su crecimiento gradual en el tiempo, producto de su carácter de desecho en los procesos de concentración de minerales. Dadas diferentes condiciones de emplazamientos, estos depósitos se ven enfrentados a distintos factores como su ubicación geográfica, cargas externas a las que son sometidas (lluvias y sismos), entre otros. A continuación, en la Figura 2.3 se expondrán las principales fallas históricas de depósitos de relaves a nivel mundial y nacional (WISE Uranium Project, 2021):

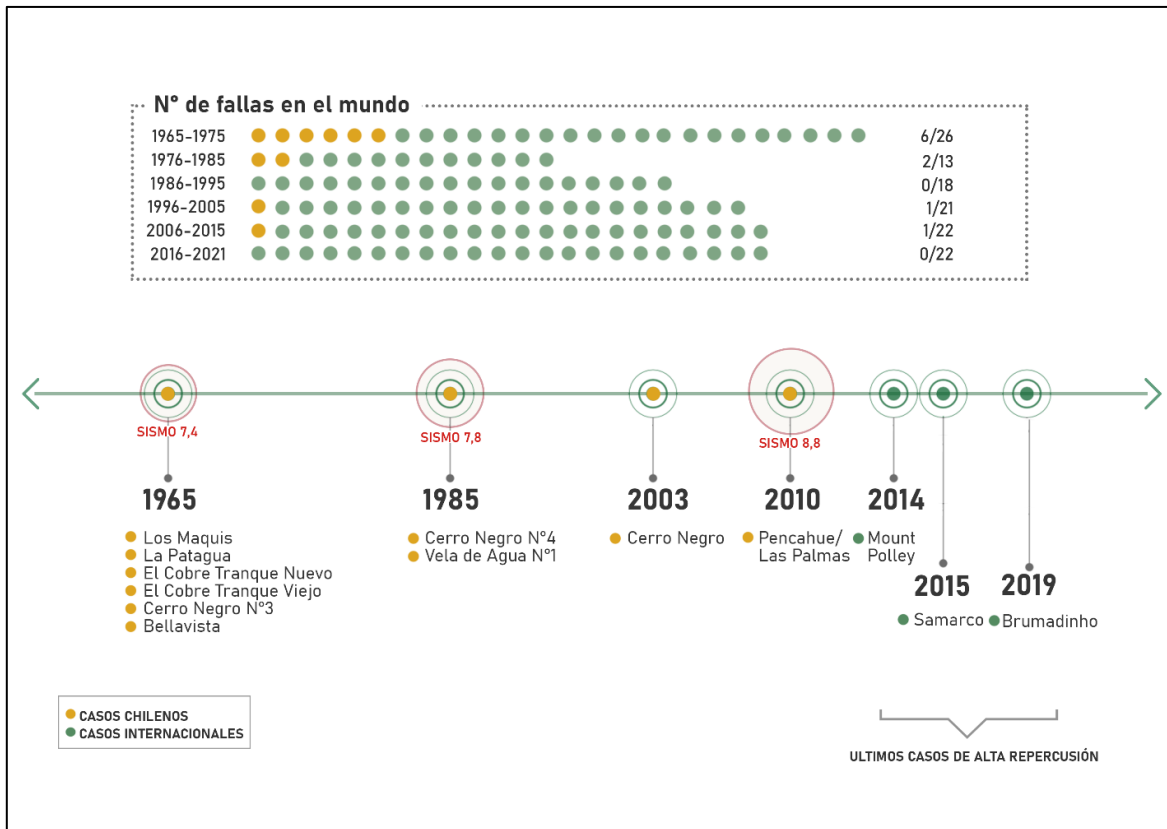


Figura 2.3: Principales fallas históricas de depósitos de relaves a nivel mundial (Elaboración propia).

En función de lo expuesto en la Figura 2.3 se puede visualizar la estrecha relación de falla de depósitos de relave con los sismos ocurridos a lo largo de la historia en nuestro país, motivo por el cual luego del terremoto de 1965 en la Ligua (zona central, al norte de Santiago) se prohíbe la construcción por el método agua arriba. En el caso de Brasil, a pesar de no ser un país con gran sismicidad, ha sido víctima de grandes desastres en los últimos años, fallas que se han asociado al método de construcción aguas arriba y a malas prácticas en la operación de los depósitos (Bowker & Chambers, 2016).

2.4 Revisión de posibles mecanismos de fallas de depósitos de relave

Entre las diversas causas que pueden afectar la estabilidad de un depósito de relave, existen ciertos factores más preponderantes que pueden acabar con fallas de la estructura, como lo son las condiciones de emplazamiento (sismicidad, materiales presentes en la estructura, condiciones de drenaje etc.), deficiencias del diseño (método de construcción, configuración geométrica etc.) y la inadecuada operación y control (tasa de depositación, control del material, control geométrico y geotécnicos) (Gutiérrez, 2017).

El Estándar Global de Gestión de Relaves para la Industria Minera (2020), el cual pretende alcanzar el objetivo final de cero daños a las personas y medioambiente, exigiendo a los operadores asumir responsabilidades y priorizar la seguridad en todas las fases del ciclo de

vida de las instalaciones, brindando un marco para la gestión segura y flexibilidad para alcanzar estos objetivos de la mejor manera. El GISTM, por sus siglas en inglés, señala los modos creíbles de falla como los mecanismos de falla técnicamente factibles considerando factores como lo expuestos por Gutiérrez (2017). Históricamente las fallas catastróficas han sido resultado de uno o más de los siguientes mecanismos de falla (ICMM, 2021):

2.4.1 Rebalse (*Overtopping*):

Corresponde a una falla producto del sobrepaso del muro, producto de la erosión y las fuerzas generadas en el muro de contención (ver Figura 2.4), este fenómeno se puede producir por dos tipos de falla, de tipo prolongado y las de ola (Palma, 2016):

- Falla de tipo prolongado: ocurre cuando la cota del volumen depositado es mayor a la cota que posee el muro del depósito.
- Falla de tipo ola: ocurre cuando pequeños volúmenes de relave pasan por sobre el muro producto del viento, sismo o deslizamientos de tierra al interior de la cubeta.

En relación con las causas que podrían llevar a este tipo de falla, se tienen un diseño hidráulico e hidrogeológico inadecuado y/o una pérdida de la revancha operacional debido al asentamiento en el coronamiento (ICMM, 2021).



Figura 2.4: Falla por rebalse, presa Auburn, Cofferdam (Giovanetti, 2015)

2.4.2 Filtraciones y erosión interna (*Piping*):

Este tipo de falla se debe a un arrastre de material fino a lo largo de una vía de filtración (ver Figura 2.5), se inicia por un afloramiento de agua freática en el talud, debido al arrastre se produce una pérdida de material que genera un proceso de erosión retrógrada, que va ampliando la vía de filtración y por lo tanto el caudal y la capacidad de provocar más erosión. Finalmente, el proceso acaba por desestabilizar el muro del depósito, produciendo la aparición de deslizamientos y en definitiva la aparición de una brecha a través o bajo el depósito (Oldecop & Rodríguez, 2007). En cuanto a los problemas que causan esta falla, se

distinguen dos clases, los aspectos físicos del control de filtraciones y los aspectos químicos del control de filtraciones (ICMM, 2021).

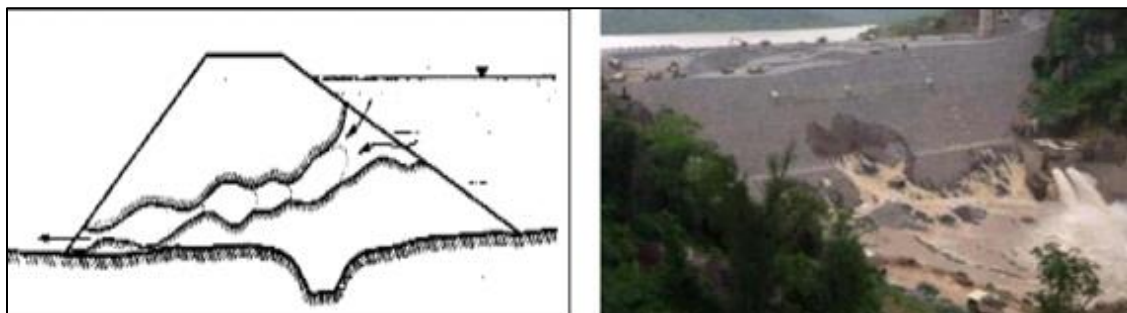


Figura 2.5: Falla por erosión interna (VERA, 2014; Palma, 2016)

2.4.3 Inestabilidad de Talud

La inestabilidad del muro de contención se podría desarrollar a partir de deformaciones excesivas dentro del muro como por su fundación (ver Figura 2.6), esto podría darse por la presencia de materiales frágiles, desarrollo de licuación estática o dinámica y un asentamiento excesivo (ICMM, 2021). También se podría provocar inestabilidad por taludes con pendientes importantes control inadecuado de la presión de poros por posibles variaciones de la posición del nivel freático con relación al diseñado del tranque debido a crecidas, lluvias intensas y mal manejo de la laguna de “aguas claras”. (Oldecop & Rodríguez, 2007).



Figura 2.6: Falla por inestabilidad de talud (Palma, 2016)

Asociado los distintos mecanismos de falla se encuentran desencadenantes comunes como inundaciones y terremotos, que para el caso de nuestro país son factores vitales a la hora de diseñar un depósito de relave. A continuación, en la Tabla 2.1 se presentan los desencadenantes asociados a los mecanismos de falla.

Tabla 2.1: Desencadenantes comunes y principales causas de falla. (Adaptado de Concha & Lall (2017)).

Inundaciones	Sismos	Operación
Overtopping	Falla del suelo de fundación	Overtopping (MA)
Erosión	Daños estructurales	Inestabilidad de talud (MA & MC)
Filtraciones y <i>piping</i>	Inestabilidad de talud	Filtraciones y <i>piping</i> (MA & MC)
Inestabilidad de talud		Daños estructurales (MC & otros)
Daños estructurales		Falla del suelo de fundación (MC & otros)

*MA=Manejo del agua, MC=Materiales de construcción.

Para los diferentes modos de falla es importante enfatizar que un mecanismo podría conducir a otro, como, por ejemplo, el overtopping puede conducir a la erosión y, en consecuencia, producir la ruptura de la presa por inestabilidad (Concha & Lall, 2017). En cuanto a la incidencia de los mecanismos nombrados, hasta el 2016 dentro de los modos de falla con mayor preponderancia, se encuentra fallas asociadas a los sismos, que como se pudo observar en la Figura 2.3 guarda gran relación; esto se puede ratificar con la estadística de la Figura 2.7 donde los sismos son desencadenante común en la mayor parte de las fallas en nuestro país. El Overtopping también está asociado a una gran cantidad de fallas, de hecho, corresponde al mayor modo de falla a nivel mundial, la cual para nuestro país representa una menor cantidad, pero que sin lugar a duda corresponde a un modo de falla creíble a desarrollar. Estas causas de falla considerando las condiciones de nuestro país, no son al azar, producto que son en gran parte debido a las condiciones climáticas y sísmicas que predominan.

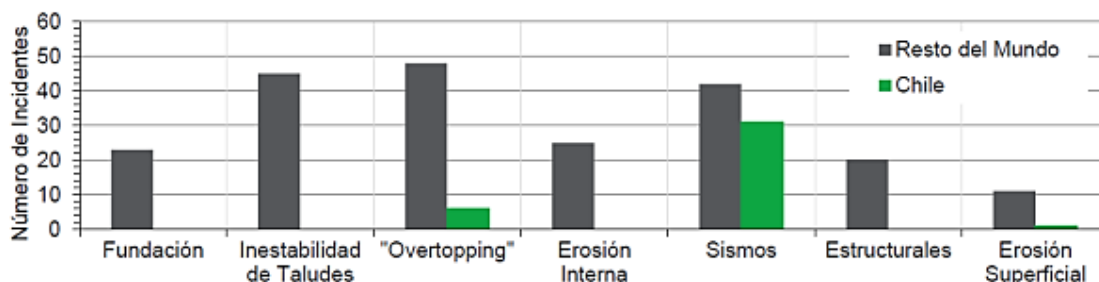


Figura 2.7: Mecanismos de falla de depósitos de relave al año 2016 (Santos, 2021).

2.5 Normativa Vigente

La normativa vigente asociada al reglamento de los depósitos de relave corresponde al decreto N°248 del Ministerio de Minería y al decreto N°50 del Ministerio de Obras Públicas, los cuales se expondrán a continuación para exhibir la importancia del trabajo a realizar en esta Memoria.

2.5.1 Decreto N°248

En cuanto a la normativa que rige los depósitos de relave existe el decreto supremo N°248 publicado el 11 de abril de 2007 el cual es el “Reglamento para la aprobación de proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los depósitos de relaves” que nace de la necesidad de proteger la salud y seguridad de las personas, la protección del medio ambiente y la utilidad racional de los recursos naturales, dentro del reglamento señalado, se exigen diferentes responsabilidades y procedimientos a proyectos de depósitos de relave, señalando en la letra “o” del artículo 14 el Análisis de estabilidad de taludes correspondiente para la aprobación del proyecto, la cual se expondrá a continuación (SERNAGEOMIN, 2007):

Análisis de Estabilidad de Taludes, para el diseño del depósito de relaves en sus etapas de operación y cierre, de acuerdo con el estado actual del 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 sigue:

- Fase I: Simulación de estabilidad estática (análisis pseudo-estáticos) asumiendo licuefacción total de los relaves de la cubeta.
- Fase II: Simulación de estabilidad estática (análisis pseudo-estáticos) con determinación simplificada de las presiones de poros. El factor de seguridad 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) cumplida 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.
- Fase IV: Análisis para condición de cierre, incluyendo eventos solicitantes máximos y efectos del tiempo en las propiedades de los depósitos.

El factor de seguridad requerido en análisis estáticos para considerar segura la estructura es de $F.S \geq 1.5$ (art. 14°, letra o) y para análisis pseudo-estático un $F.S \geq 1.2$ (art. 14°, letra o).

2.5.2 Decreto N°50

Este reglamento fija las condiciones técnicas que deberán cumplirse en el proyecto, construcción y operación de las obras hidráulicas identificadas en el artículo 294 del Código de Aguas. El artículo 295, inciso 2° del mismo texto legal, establece su dictación (MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, 2015).

Según lo que expone el artículo 12 del decreto 50, el embalse de estudio correspondería a la categoría B “Medianos, de altura de muro máxima mayor o igual a 15 m e inferior a 30 m, o bien de capacidad igual o superior a 1.500.000 m³ e inferior a 60.000.000 m³”; debido a que el depósito alcanza una altura máxima de 19,5 metros y una capacidad de alrededor de

300.000 m³. En cuanto al análisis de estabilidad se tienen diferencias en cuanto a la categoría definidas en el artículo 12, estas se exponen a continuación:

- Embalse Categoría A: Estático y pseudo-estático, teniendo en consideración el estudio sismológico aplicable a esta categoría.
- Embalse Categoría B: Se elaborarán, al menos, los análisis estáticos y pseudo-estáticos, para los sismos máximo creíble y de diseño. Dependiendo de la sismicidad de la zona en que se encuentren las obras, del tipo de presa, de su fundación y de otras particularidades de interés para este tipo de análisis, aspectos que tienen que estar debidamente justificados en el proyecto, se deberá demostrar que no es necesario incluir un análisis dinámico para esta categoría de embalse.
- Embalse Categoría C: Estático y dinámico, para los sismos máximo creíble y de Diseño.

A partir de ambas normativas, considerando las dimensiones del embalse de relaves de mina Chépica, de una altura de muro de 19,5 m en la tercera etapa y alrededor de 300.000 m³, se deben realizar análisis estático, pseudo-estático y análisis dinámico para evaluar su estabilidad.

A continuación se expondrá los tópicos y herramientas existentes en la simulación de estabilidad.

2.6 Estabilidad de taludes

Una superficie de terreno con cierta inclinación respecto de la horizontal es llamada talud, la cual puede ser construida, como es el caso de la presa de relaves de estudio o puede ser de forma natural, teniendo en consideración que la superficie del terreno esta inclinada, si la componente de la gravedad es suficientemente grande, podría ocurrir la falla del talud (ver Figura 2.8). Para analizar la estabilidad de taludes clásicamente se determina y compara el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla, con la resistencia de corte del suelo, donde la relación de estos resulta ser el factor de seguridad (M.Das, 2014).

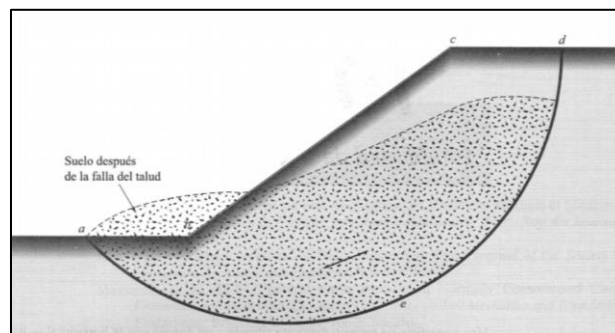


Figura 2.8:Falla de un talud (M.DAS, 2014).

2.6.1 Factor de seguridad (FS)

Este factor mencionado anteriormente, de forma general se define como en la ecuación 2.1 (M.Das, 2014):

$$FS_S = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (2.1)$$

Donde FS_S es el factor de seguridad con respecto a la resistencia, τ_f la resistencia cortante promedio del suelo, y τ_d el esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla. La resistencia cortante antes mencionada consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, los cuales se expresa en la ecuación 2.2:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (2.2)$$

Donde c es la cohesión, ϕ el ángulo de fricción drenada, y σ' el esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla. De manera similar el esfuerzo cortante promedio se expresa de la siguiente manera en la ecuación 2.3:

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d \quad (2.3)$$

Donde c_d y ϕ_d son, respectivamente, la cohesión efectiva y el ángulo de fricción que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla. Cuando el factor de seguridad tiene como resultado 1, el talud se encuentra en un estado de falla inminente, por lo que, en general, valores ≥ 1.5 para FS con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable (M.Das, 2014).

2.7 Métodos de cálculo para análisis de estabilidad de taludes

Existen diferentes métodos de cálculo a la hora de analizar la estabilidad de taludes (ver Figura 2.9), dentro de estos métodos se pueden diferenciar dos grupos (Oliva, 2015):

- Métodos de cálculo en deformaciones: Estos métodos consideran el cálculo de las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando el método de los elementos finitos u otros métodos numéricos.
- Métodos de equilibrio límite: Métodos usualmente más utilizados en la comunidad ingenieril que se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte.

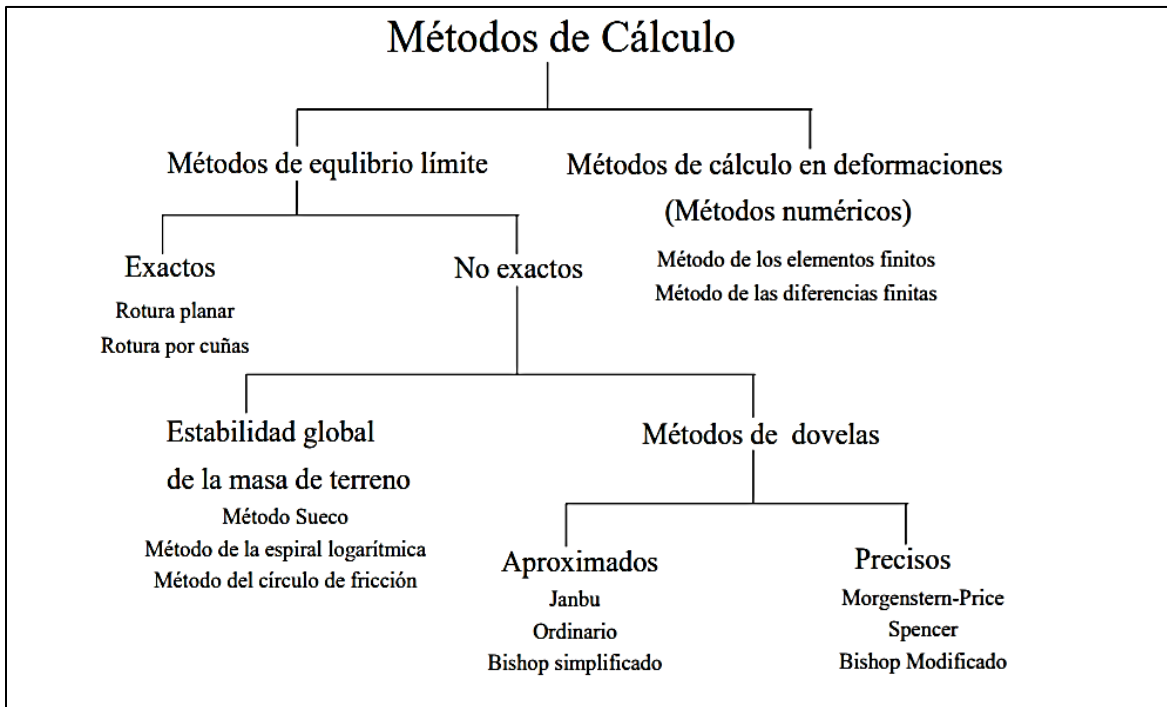


Figura 2.9: Métodos de cálculo de estabilidad de taludes (Oliva, 2015).

Considerando las herramientas en la suite de Rocscience utilizadas en este proyecto, se expondrán a continuación los métodos utilizados.

2.7.1 Estabilidad de taludes en 3D

Los métodos de equilibrio (MEL) límite en 2D se usa ampliamente en geotecnia para el análisis de estabilidad de taludes. Sin embargo, en la realidad todas las fallas son en 3D. El enfoque 2D generalmente se considera conservador bajo la suposición de seleccionar la sección crítica del modelo 3D para los análisis 2D. El uso del análisis de estabilidad de taludes en 3D es muy importante para modelar problemas del mundo real, ya que nos permite desarrollar diseños más fiables y proporcionar además una guía para los diseños en 2D. Los métodos más comunes para el análisis de estabilidad de taludes son los análisis de elementos finitos (MEF) y los métodos clásicos de equilibrio límite. (LU, 2013).

2.7.2 Método de equilibrio límite (MEL)

Los métodos de equilibrio límite se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno, y suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie o curva de rotura (González, 2015). MEL es la técnica más antigua para evaluar la estabilidad de taludes y actualmente es el enfoque más utilizado en la práctica debido principalmente por (Qi, 2021):

- La simplicidad de su formulación mecánica.
- Se requieren unas pocas propiedades del suelo.
- Se codifica fácilmente con una variedad de lenguajes de programación y los profesionales lo entienden fácilmente.

En SLIDE 2 de la *suite* de Rocscience, es posible determinar la estabilidad del embalse mediante el Método de Morgenstern y Price, el cual es válido para cualquier curva de rotura, satisface todas las condiciones de equilibrio y permite variar la orientación de las fuerzas laterales entre dovelas (Oliva, 2015).

2.7.3 Método de elementos finitos (MEF)

El análisis de estabilidad de taludes utilizando el método de elementos finitos ha sido ampliamente aceptado en la literatura durante muchos años, aplicándose cada vez más al análisis de estabilidad de taludes, esta herramienta está disponible en los *softwares* RS2 Y RS3 de la *suite* de Rocscience. Para los análisis MEF es necesario contar con modelos constitutivos que simulen el comportamiento esfuerzo deformación de los suelos.

2.8 Modelos Constitutivos

Los modelos constitutivos de suelos simulan el comportamiento del suelo cuando es sometido a un estado de esfuerzos que generan una deformación. Considerando que el suelo es un material muy complejo que no puede ser simulado de cualquier manera, se han ido desarrollando una gran cantidad de alternativas que buscan resolver las inquietudes que surgen cuando se enfrentan nuevos retos en el campo de la Geotecnia, donde la complejidad del suelo, la dificultad de simular las condiciones del material en el sitio y la variabilidad que puede llegar a existir en el análisis respectivo y en el entorno, complican los resultados definitivos que se obtienen (Esguerra, 2011).

La descripción de las teorías de los modelos constitutivos de suelo usados esta memoria en los softwares RS2 y RS3, se presentan a continuación.

2.8.1 Modelo lineal elástico

El modelo lineal elástico está basado en la ley de Hooke de elasticidad isotrópica y necesita solo dos parámetros elásticos: El módulo de Young (E) y la razón de Poisson (ν).

El comportamiento de los suelos es altamente no lineal, por lo que el modelo lineal elástico no es suficiente para representar sus características esenciales. Aun así, este modelo se puede utilizar para modelar estructuras rígidas ubicadas dentro del suelo,

como paredes de retención, o para modelar estratos de rocas. Los parámetros de este modelo se presentan en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Parámetros modelo lineal elástico (Elaboración propia).

Símbolo	Parámetro	Unidad
E	Módulo de Young	kPa
ν	Coefficiente de Poisson	-

Para modelar estratos de roca, también es necesario definir el criterio de falla del material, donde uno de los criterios más usados para obras de ingeniería civil es el criterio Generalized Hoek-Brown, el cual se encuentra disponible en la herramienta de Rocscience.

Para el modelamiento estático del material Relave, además de la componente elástica, es posible utilizar el criterio de falla Vertical Stress Ratio, el cual es un modelo que relaciona la tensión vertical y la resistencia al corte efectiva (sobrecarga) por una constante K para el material. La ecuación de la relación de tensión vertical se expone en la ecuación 2.4.

$$\tau = S_u + K\sigma'_v \quad (2.4)$$

2.8.2 Modelo Finn

A partir de un movimiento sísmico, un suelo saturado aumenta la presión de poros y, por lo tanto, las partículas del suelo pueden moverse fácilmente unas con respecto a otras, provocando una pérdida de resistencia y rigidez del suelo, fenómeno el cual es definido como licuefacción. Singularmente, cuando un suelo saturado no cohesivo se somete a una carga rápida, tiende a densificarse, provocando una reducción de la tensión efectiva, lo cual dirige al fenómeno de licuefacción. Este fenómeno es posible de simular a partir del modelo Finn, el cual permite la acumulación presión de poros bajo una carga rápida, lo cual posibilita desencadenar la licuefacción de un suelo a partir de la reducción de la tensión efectiva, reducción que se debe a la disminución de las fuerzas de contacto entre las partículas del suelo (Rocscience, 2021).

Para evaluar la licuefacción en los modelos a partir de la relación de exceso de presión de poros (R_u), es posible determinar si se desencadena este fenómeno. En la ecuación 2.5 se presenta la forma de calcular R_u (GEO-SLOPE, 2022).

$$R_u = \frac{u}{\gamma z} \quad (2.5)$$

Donde u es la presión de poros, γ el peso unitario del suelo y z la profundidad bajo el suelo.

2.8.3 Modelo Hardening Soil (HS)

El modelo HS es un modelo avanzado de PLAXIS (2021) que se puede utilizar para simular el comportamiento de suelos blandos y suelos rígidos. Cuando un suelo es cargado con un esfuerzo desviador, este va disminuyendo su rigidez y desarrollando deformaciones plásticas, en el caso del ensayo triaxial drenado, la relación observada entre la deformación axial y el esfuerzo desviador puede ser bastante aproximado a una hipérbola. Esta relación fue formulada primeramente por Kondner (1963) y luego usada en el modelo de Duncan & Chang (1970). El modelo HS supera a este modelo hiperbólico anteriormente mencionado en tres aspectos:

- Usa la teoría de la plasticidad en vez de la teoría de la elasticidad.
- Incluye la dilatancia del suelo.
- Introduce un *yield cap* (cierre de la superficie de fluencia sobre el eje de tensión isotropa p' del espacio de Cambridge).

La formulación del modelo HS considera la relación hiperbólica entre la deformación vertical ε_1 , y la tensión desviadora $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$. La relación esfuerzo-deformación en ensayos triaxiales drenados puede ser descrita por la ecuación 2.6.

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{Ei} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad q < q_f \quad (2.6)$$

Donde q_a es el valor asintótico del esfuerzo de corte y Ei la rigidez inicial. Ei está relacionado con E_{50} mediante la ecuación 2.7.

$$Ei = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2.7)$$

El parámetro E_{50} es el módulo de rigidez dependiente del confinamiento del suelo para la primera carga; definido por la ecuación 2.8:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c * \cos(\phi) - \sigma'_3 * \sin(\phi)}{c * \cos(\phi) - p^{ref} * \sin(\phi)} \right)^m \quad (2.8)$$

Donde E_{50}^{ref} es el módulo de rigidez a una presión de confinamiento p_{ref} . La rigidez actual depende del esfuerzo principal menor σ'_3 el cual es la presión de confinamiento en un ensayo triaxial. El incremento de E_{50} respecto a σ'_3 depende del parámetro *power* m . Para simular el comportamiento de compresión logarítmica, como se observa para las arcillas blandas, m debe tomar el valor de 1. Janbu (1963) observa valores de m que oscilan de 0.5 para arenas y limos noruegos, mientras que Von Soos (1990) reporta valores entre 0.5 y 1.

El esfuerzo ultimo q_f y q_a son definidos en la ecuación 2.9 y 2.10:

$$q_f = (c * \cot(\phi) - \sigma'_3) \frac{2 \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (2.9)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.10)$$

La ecuación para calcular q_f proviene del criterio de falla de Mohr Coulomb, el cual envuelve los parámetros resistentes del suelo, la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ). En cuanto $q = q_f$, el criterio de falla se satisface y se alcanza la fluencia plástica. La razón entre q_f y q_a viene dada por R_f , el cual debe ser menor o igual que 1. Generalmente se considera como un valor predeterminado $R_f = 0.9$.

E_{ur} es el módulo de rigidez para simular el proceso de descarga y carga de un suelo, el cual dependiente de la tensión dada en la ecuación 2.11.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c * \cos(\phi) - \sigma'_3 * \sin(\phi)}{c * \cos(\phi) - \sigma'_{ref} * \sin(\phi)} \right)^m \quad (2.11)$$

Donde E_{ur}^{ref} es el módulo de rigidez para descarga y carga, a una presión de confinamiento σ'_{ref} . La relación tensión típica para un ensayo triaxial se presenta en la Figura 2.10.

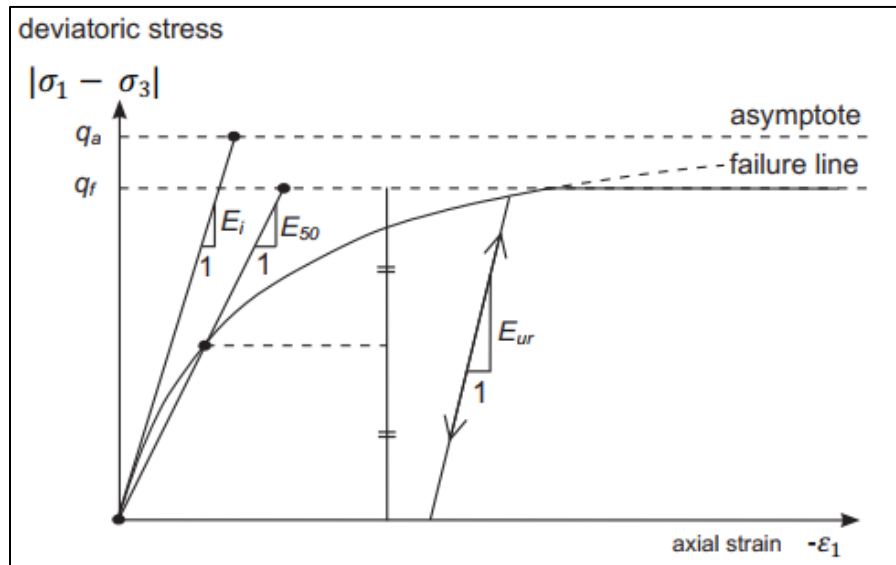


Figura 2.10: Relación hiperbólica entre el esfuerzo y deformación (PLAXIS, 2021)

La misma dependencia potencial de la rigidez respecto de la tensión se presenta para obtener la rigidez respecto a compresiones unidimensionales mediante el módulo edométrico E_{oed}^{ref} , tal como se muestra en la ecuación 2.12, donde cabe mencionar que se utiliza la variable σ'_1 en vez de σ'_3 , pues en un ensayo edométrico la tensión conocida es σ'_1 . El valor del

parámetro E_{oed}^{ref} , según se muestra en la Figura 2.11 corresponde a pendiente de la recta tangente a la curva $\sigma'_1 - \varepsilon_1$ para una presión σ'_{ref} .

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1 * c \cotan(\phi)}{\sigma'_{ref} * c \cotan(\phi)} \right)^m \quad (2.12)$$

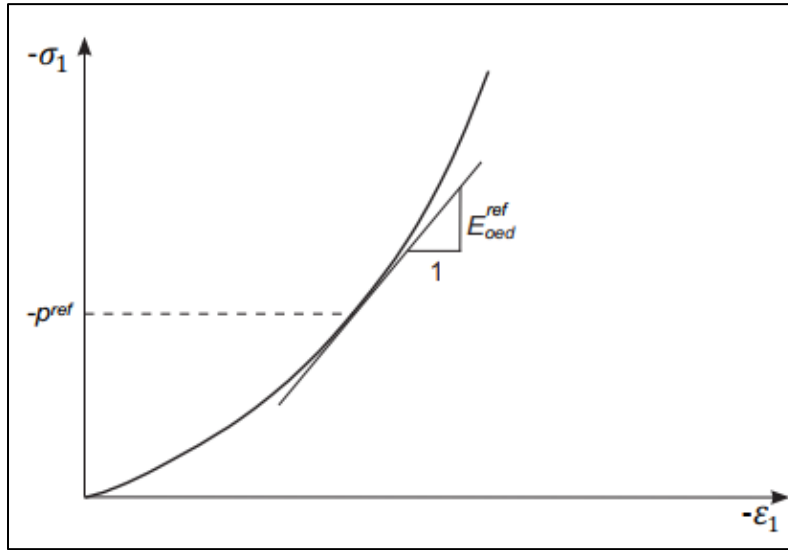


Figura 2.11; Determinación del valor de E_{oed}^{ref} en ensayos edométricos (PLAXIS, 2021)

Como valores típicos promedios en varios suelos se tienen las siguientes relaciones orientativas entre E_{50} , E_{ur} y E_{oed} , estas se presentan en las ecuaciones 2.13 y 2.14; aunque suelos muy rígidos o blandos pueden presentar otras relaciones.

$$E_{ur} \approx 3E_{50} \quad (2.13)$$

$$E_{oed} \approx E_{50} \quad (2.14)$$

En la Figura 2.12 la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos principales. En ambas el límite de fluencia tiene la forma hexagonal del criterio de falla de Mohr Coulomb.

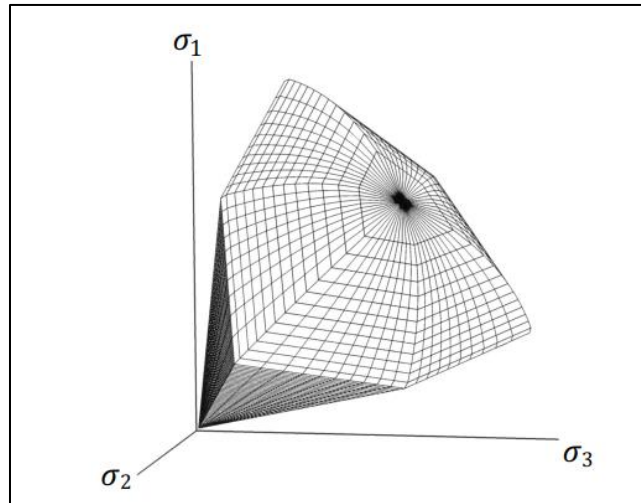


Figura 2.12: Superficie de fluencia del modelo HS en el espacio de esfuerzos principales (PLAXIS, 2021)

Los principales parámetros que utiliza el modelo HS se presentan en la Tabla 2.3:

Tabla 2.3: Parámetros modelo Hardening soil (HS) (Elaboración propia).

Símbolo	Parámetro	Unidad
ϕ	Ángulo de fricción interna	°
c	Cohesión	kPa
ν	Coefficiente de Poisson	-
ψ	Ángulo de dilatancia	°
E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayos triaxiales	kPa
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente en cargas edométricas	kPa
E_{ur}^{ref}	Rigidez en descarga /recarga	kPa
K_0 nc	Coefficiente lateral de tierras	-
OCR	Relación de pre-consolidación	kPa
m	Dependencia entre la rigidez y el nivel de esfuerzo	-

2.8.4 Modelo Hardening Soil con pequeñas deformaciones (HS-Small)

El modelo HS descrito anteriormente considera que los suelos tienen un comportamiento elástico durante la carga y la descarga, sin embargo, el espacio en el cual se puede considerar realmente elástico un suelo es muy pequeño, ya que a medida que aumenta el tamaño de las deformaciones la rigidez del suelo decae de manera no lineal (ver Figura 2.13). El modelo HS Small a diferencia del HS considera esta pérdida de rigidez a deformaciones pequeñas tomando como referencia las curvas de degradación del módulo de corte de los suelos obtenida de ensayos.

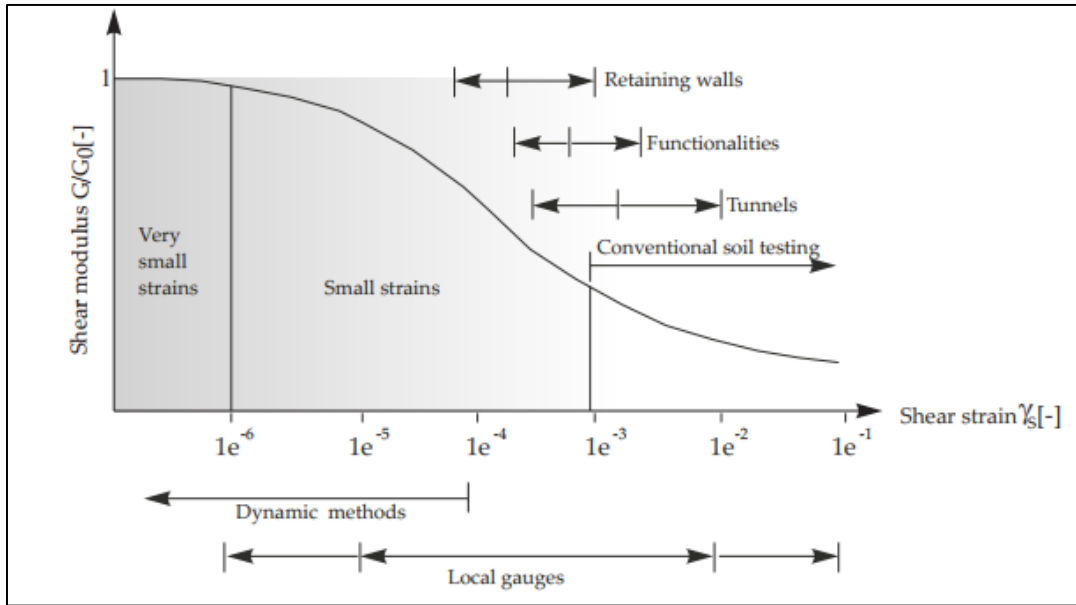


Figura 2.13: Comportamiento característico rigidez-deformación del suelo (PLAXIS, 2021).

El modelo HS-Small utiliza los mismos parámetros que el modelo HS, pero agrega dos parámetros adicionales que tratan de simular el comportamiento no lineal entre la rigidez y la deformación a bajas deformaciones:

- G_0 : Módulo de corte inicial a pequeñas deformaciones
- $\gamma_{0.7}$: deformación de corte en la cual el módulo de corte secante G_s es un 70% del módulo inicial G_0 .

El módulo de corte G_0 depende del nivel de esfuerzo, este se expone en la ecuación 2.15:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c * \cos(\varphi) - \sigma'_3 * \sin(\varphi)}{c * \cos(\varphi) - p^{ref} * \sin(\varphi)} \right)^m \quad (2.15)$$

Donde G_0^{ref} es el módulo de corte a deformaciones pequeñas, es decir $\varepsilon < 10^{-6}$ a un esfuerzo de referencia $-\sigma'_3 = p^{ref}$. El parámetro $\gamma_{0.7}$: no depende de los niveles de esfuerzo.

G_0^{ref} puede ser calculado a partir del módulo de Young a pequeñas deformaciones como se expone en la ecuación 2.16.

$$G_0 = \frac{E_0^{ref}}{(2(1 + \nu_{ur}))} \quad (2.16)$$

Como se menciona anteriormente, modelo HS Small se basa en el modelo HS, incorporando el comportamiento de la rigidez a muy bajas deformaciones, dada por la relación hiperbólica expuesta en la ecuación 2.17.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (2.17)$$

En resumen, los parámetros del modelo HS-Small son los que se encuentran en la Tabla 2.4, mientras que en la Figura 2.14 se muestran los parámetros de rigidez en un ensayo triaxial.

Tabla 2.4: Parámetros del modelo HS Small (Elaboración propia).

Símbolo	Parámetro	Unidad
ϕ	Ángulo de fricción interna	-
c	Cohesión	kPa
ν	Coefficiente de Poisson	-
ψ	Ángulo de dilatancia	°
E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayos triaxiales	kPa
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente en cargas edométricas	kPa
E_{ur}^{ref}	Rigidez en descarga	kPa
K_0 nc	Coefficiente lateral de tierras	-
OCR	Relación de pre-consolidación	kPa
G_0^{ref}	Módulo de corte referencial a bajas deformaciones	kPa
$\gamma_{0.7}$	Límite de deformación de corte donde $G_s = 0.722 G_0$	-
m	Dependencia entre la rigidez y el nivel de esfuerzo	-

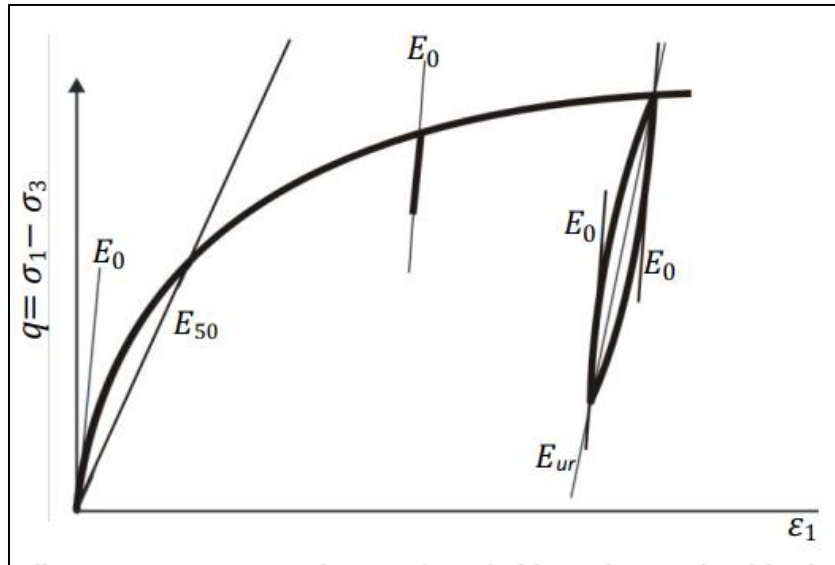


Figura 2.14: Parámetros de rigidez en el modelo HS Small (PLAXIS, 2021).

2.9 Análisis pseudoestáticos

Para análisis pseudoestáticos el método de equilibrio limite está íntimamente asociada a la estimación de un coeficiente sísmico que represente de la manera más cercana a la real el comportamiento del depósito de estudio en un evento sísmico. En la ingeniería práctica se ha estimado el valor del coeficiente sísmico como una fracción constante de la aceleración máxima del terreno (PGA).

La práctica chilena para seleccionar el coeficiente sísmico en análisis de estabilidad de depósitos de relave no utiliza la componente vertical de las aceleraciones de un terremoto y normalmente el coeficiente sísmico representa una fuerza horizontal. Para determinar el coeficiente sísmico horizontal se utilizan dos métodos presentados a continuación:

2.9.1 Expresión de Saragoni

La propuesta de Saragoni (1993) para estimar el coeficiente sísmico a partir de la aceleración máxima del terremoto para el caso chileno se presenta en las ecuaciones 2.18 y 2.19.

$$K_h = 0,3 * \frac{a_{max}}{g}; \quad a_{max} \leq 0,67g \quad (2.18)$$

$$K_h = 0,22 * \left(\frac{a_{max}}{g}\right)^{0,33}; \quad a_{max} > 0,67g \quad (2.19)$$

Donde a_{max} representa la aceleración máxima horizontal (PGA) del terremoto, esta ecuación es utilizada normalmente cuando existe una estimación del a_{max} asociado al peligro sísmico del lugar de estudio.

2.9.2 Manual Chileno de carreteras

El Manual de carreteras (2002) establece la ecuación 2.20 para determinar el coeficiente sísmico.

$$k_h = 0,5A'_0 \quad (2.20)$$

Donde A'_0 representa el coeficiente máximo efectivo de aceleración, el cual depende de la zona sísmica del país (ver Figura 2.15 y Tabla 2.5).

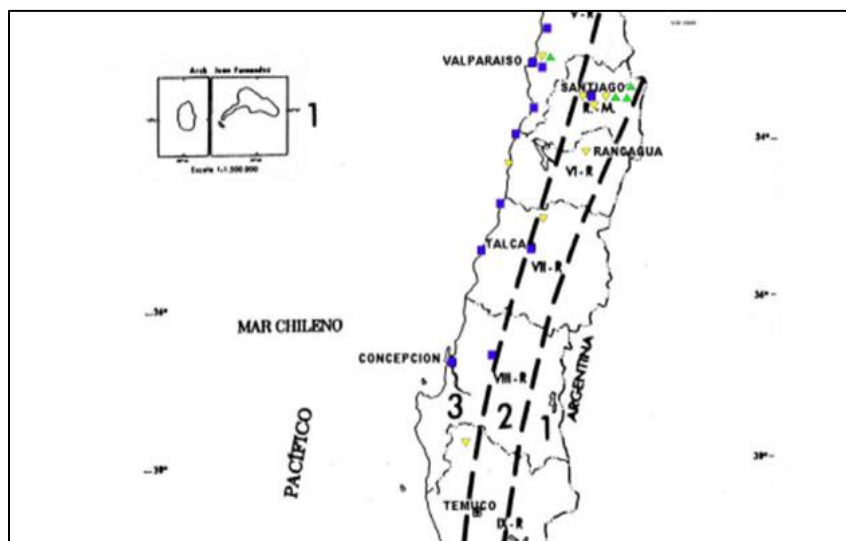


Figura 2.15: Zonificación sísmica en Chile central (NCh 433, 1996).

Tabla 2.5: Coeficiente máximo efectivo de aceleración (Manual de Carreteras, 2002).

Zona Sísmica	A'_0
1	0,2
2	0,3
3	0,4

2.10 Análisis Dinámico

Según lo expuesto en la sección 2.5, esta memoria también abordará la estabilidad del embalse a través de análisis dinámico, análisis que representa el método más avanzado para

evaluar la estabilidad de estructuras de tierra sometidas a un sismo. Este método permite introducir un registro de aceleración-tiempo al modelo y mediante el cálculo de elementos finitos (o de diferencias finitas) se obtiene un cuadro completo de las tensiones y deformaciones de la presa. En RS2 dicho análisis se puede realizar en estructuras geotécnicas debido a cargas sísmicas u otras cargas aplicadas dinámicamente. A continuación, se presentan las teorías detrás del análisis desarrollado por RS2.

2.10.1 Amortiguamiento

En un material elástico lineal homogéneo, las ondas de tensión viajan indefinidamente sin cambio de amplitud, sin embargo, este tipo de comportamiento no ocurre en los geomateriales, ya que estas ondas se atenúan con la distancia. Esta atenuación se puede atribuir a dos fuentes, una relacionada con los materiales a través de los cuales viajan las ondas y la otra relacionada con la geometría del problema.

Para un análisis dinámico, el amortiguamiento en la simulación numérica debe reproducir en magnitud y forma las pérdidas de energía en el sistema natural cuando se somete a una carga dinámica (en este caso a un sismo). En suelos y rocas, la amortiguación natural es principalmente histerética (es decir, independiente de la frecuencia), la cual es difícil de reproducir numéricamente, debido a que muchas funciones histeréticas simples no amortiguan todos los componentes por igual cuando se superponen varias formas de onda y, en segundo lugar, las funciones histeréticas conducen a una dependencia de la trayectoria, lo que dificulta la interpretación de los resultados. Sin embargo, considerando que se utilizará el modelo constitutivo HS Small el cual que contiene una representación adecuada de la histéresis, solo sería necesaria una pequeña amortiguación adicional (Sfriso & Sottit, 2020).

En los programas en el dominio del tiempo, la amortiguación de Rayleigh se usa comúnmente para proporcionar una amortiguación que es aproximadamente independiente de la frecuencia ya que para los suelos y las rocas el amortiguamiento natural principalmente histórico; es decir independiente de la frecuencia. Aunque la amortiguación de Rayleigh incorpora dos elementos viscosos (en los que la energía absorbida depende de la frecuencia), los efectos dependientes de la frecuencia están dispuestos para cancelar en las frecuencias de interés. La amortiguación adicional necesaria en los modelos es ingresada a través de la amortiguación de Rayleigh.

2.10.2 Amortiguamiento de Rayleigh

RS2 permite al usuario introducir la amortiguación Rayleigh en el modelo, con este tipo de amortiguación, la matriz de amortiguación que relaciona la fuerza de amortiguación y la velocidad del sistema se expresa únicamente en términos de la rigidez y la matriz de masa del sistema. De esta forma, como se puede observar en la ecuación 2.21, la amortiguación se vuelve proporcional a la masa y rigidez del sistema (Rocscience, 2021).

$$C = \alpha_M M + \beta_k K \quad (2.21)$$

Donde M corresponde a la matriz de masa, K a la matriz de rigidez de la malla de elementos finitos, α_M a la constante de amortiguamiento proporcional a la masa y β_k a la constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez. El parámetro α_M determina la influencia de la masa en el amortiguamiento del sistema, por lo que un valor elevado de α amortigua más las frecuencias bajas. A diferencia de β_k que es el parámetro que determina cual es la influencia de la rigidez en el amortiguamiento del sistema, un valor elevado de β amortigua más las frecuencias altas (Barrios C., 2019).

La amortiguación de Rayleigh permite al usuario definir la relación de amortiguación para dos frecuencias y el resto de las frecuencias se definen mediante una curva similar a la expuesta en la Figura 2.16. Normalmente, las frecuencias entre los dos que se definieron tienen una relación de amortiguación más baja que las relaciones de amortiguación especificadas, y las frecuencias fuera de este rango se amortiguan más fuertemente.

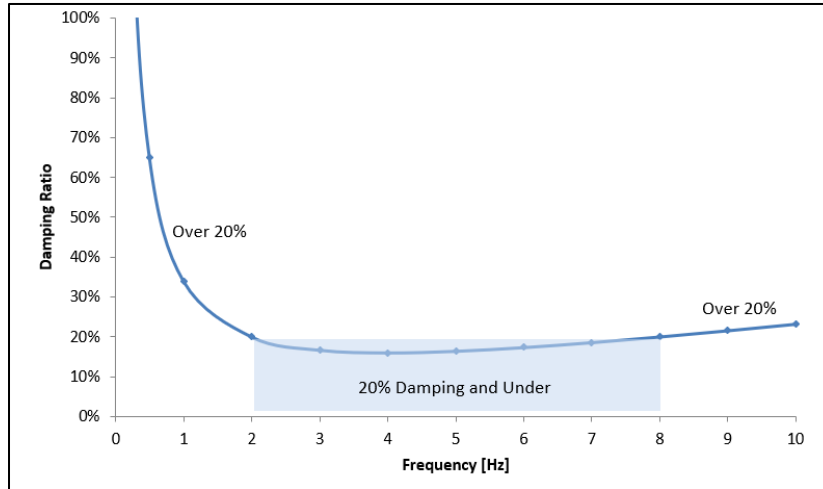


Figura 2.16 Gráfico de la relación de amortiguación, amortiguación del 20% a 2 y 8 Hz (Rocscience, 2021).

2.10.3 Método de Newmark

Dentro de los métodos paso a paso en el tiempo utilizados para calcular respuesta dinámica en sistemas tanto lineales como no lineales, existe la familia de métodos de Newmark que se caracterizan por las ecuaciones 2.22 y 2.23 (Rocscience, 2021):

$$v_{i+1} = v_i + [(1 - \beta)\Delta t]\alpha_i + (\beta\Delta t)\alpha_{i+1} \quad (2.22)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)v_i + [(1/2 - \gamma)(\Delta t)^2]\alpha_i + [\gamma(\Delta t)^2]\alpha_{i+1} \quad (2.23)$$

Donde u es el desplazamiento, v la velocidad y α es la aceleración. Los parámetros beta (β) y gamma (γ) definen cómo varía la aceleración en cualquier paso de tiempo dado e influyen en gran medida en la estabilidad y precisión del algoritmo. Rocscience (2021) recomienda

utilizar la configuración de aceleración promedio ($\gamma=0,5$ y $\beta=0,25$), ya que estos valores resultan un esquema implícito que es estable.

2.11 Peligro Sísmico

Para abordar el análisis de estabilidad tanto de forma pseudoestática como dinámica, es necesario seleccionar el sismo a utilizar en dichos análisis, es por ello, que se revisará el peligro sísmico en la zona de estudio, con el objeto de seleccionar una carga dinámica de gran magnitud.

Alfaro (2011) calculó el peligro sísmico en la región del maule, definiendo tres tipos de fuentes sismogénicas (ver Figura 2.17) que se presentan a continuación:

- Fuente cortical: Que comprende aquellos eventos localizados en el continente y que tienen como característica esencial su relación directa con fallas geológicas que pudiesen tener una clara representación en superficie.
- Fuente interplaca: está determinada por todos los sismos cuya ocurrencia y origen se encuentra en la zona sismogénica del contacto entre las placas Nazca y Sudamericana, donde su característica principal es una cinemática de movimientos inversos.
- Fuente intraplaca oceánica: definida por todos los sismos ocurridos al interior de la placa de Nazca, a profundidades entre 50 – 200 km y caracterizados por una cinemática normal.

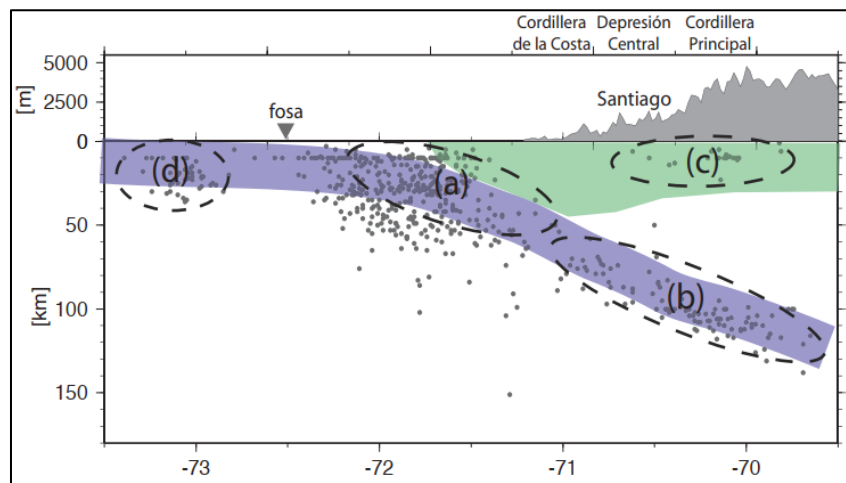


Figura 2.17: Fuentes sismogénicas principales en Chile central, letra “a” representa fuente interplaca tipo thrust, “b” intraplaca de profundidad intermedia, “c” cortical y “d” outer-rise . El color azulado representa la posición esquemática de la placa Nazca, y en color verde la placa Sudamericana (Leyton, F. et al, 2010).

Dado a que no existen presencia de fallas cercanas al lugar de estudio, la fuente cortical se descarta como fuente sísmica. A continuación, se presentan características relativas a los terremotos que podrían afectar a la zona de estudio según su fuente sismogénica (Alfaro, 2011).

2.11.1 Terremotos Intraplaca Oceánica

Los terremotos intraplaca oceánica de profundidad intermedia, ocurren producto del fracturamiento del *slab* subductado caracterizado por un mecanismo de falla normal. Los sismos de esta naturaleza presentan una atenuación mayor que los sismos interplaca, sin embargo, el daño que estos eventos provocan es significativo afectando principalmente a las localidades del valle central.

En cuanto a los terremotos intraplaca de mayor magnitud registrados en nuestro país se tiene a los ocurridos en Calama 1950, Chillán 1939 y Tarapacá 2005, todos ellos de magnitud cercana a 8,0. En la zona central se tienen antecedentes de los terremotos de La Ligua 1927 y 1965 y de Santiago 1945, todos de magnitud sobre 7,0 (Leyton et al, 2010). De los terremotos nombrados uno de los más dañinos fue el de 1939 en Chillán, su hipocentro se ubicó a 80-100 km de profundidad con una magnitud estimada de $M_W = 8,1$.

2.11.2 Terremotos Interplaca

En Chile los terremotos de subducción o también llamados Interplaca son los que han producido mayor liberación de energía y por tanto se caracterizan por un mayor poder destructivo respecto de la distancia a la zona de ruptura. El evento interplaca con mayor relevancia para la zona de estudio es el terremoto del Maule en 2010, cuya magnitud fue de $M_w=8,8$. En la región del Maule, el terremoto alcanzó una intensidad de IX en la escala de Mercalli, causando grandes daños en ciudades como Constitución, Pelluhue, y gran parte del casco histórico de las ciudades de Curicó y Talca.

2.11.3 Mapa de Peligro sísmico Probabilístico

El peligro sísmico obtenido por Alfaro (2011) para la zona norte de la región del maule considerando las fuentes interplaca e intraplaca oceánica juntas, representando como aceleración máxima horizontal máxima (PGA) con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 (ver Figura 2.18).

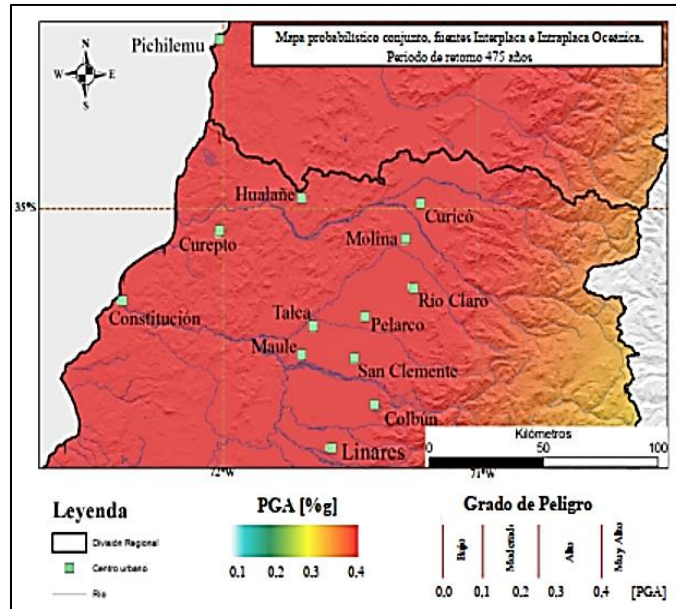


Figura 2.18: Mapa de peligro sísmico probabilístico conjunto, incorporando fuente interplaca e interplaca oceánica (Alfaro, 2011).

Según lo observado y considerando el emplazamiento del embalse de relaves de estudio, se esperan $PGA > 0,4$, considerado un grado de peligro muy alto.

2.11.4 Leyes de Atenuación

Para predecir la distribución de los parámetros asociados al movimiento del suelo debido a un posible terremoto, se utilizan las leyes de atenuación, las cuales son expresiones matemáticas que relacionan el valor máximo de algún parámetro sísmico, con la magnitud del sismo y la distancia a la fuente, permitiendo estimar de qué forma disminuye la energía liberada a través la tierra (Núñez, 2014). Para determinar las aceleraciones máximas se utilizarán las siguientes leyes de atenuación expuestas en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6: Leyes de atenuación para determinar las aceleraciones máximas (Elaboración propia).

Leyes de atenuación		
Autor	Formulación	Unidad
Ruiz y Saragoni (2005)	$a_{max} = \frac{2 * e^{1.28 * M_s}}{(R + 30)^{1.09}}$	cm/seg ²
Martin (1990)	$a_{max} = \frac{2 * e^{1.28 * M_s}}{(R + 30)^{1.09}}$	cm/seg ²
Schaad y Saragoni (1989)	$a_{max} = \frac{2 * e^{1.28 * M_s}}{(R + 30)^{1.09}}$	cm/seg ²
Fresard y Saragoni (1986)	$a_{max} = \frac{2 * e^{1.28 * M_s}}{(R + 30)^{1.09}}$	cm/seg ²

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

En el presente capítulo se abordará la metodología realizada para abordar la problemática de estabilidad de la presa de Mina Chépica, contemplando las diferentes etapas del proyecto, desde los primeros acercamientos hasta su desarrollo.

La memoria se desarrollará en torno a los objetivos específicos del proyecto que se muestran a continuación:

3.1 Objetivo específico 1:

“Identificar y comprender el contexto actual de los depósitos de relaves, considerando además la solicitación sísmica cercana al lugar de estudio, modelos constitutivos de suelos, propiedades dinámicas y métodos para la estimación de estabilidad del depósito.”

3.1.1 Revisión bibliográfica

Revisión centrada en desarrollar el marco teórico del proyecto, abarcando los principales temas implicados en la estimación de estabilidad de un depósito de relaves. Mediante el análisis de los tópicos implicados, se prestará énfasis en aquellos que más se ajusten a la problemática y a los objetivos del proyecto a desarrollar; entre los tópicos implicados se destaca la sismicidad en la región del maule, los modelos constitutivos de suelo que mejor se ajusten a las características de los materiales y el proyecto, propiedades dinámicas de suelo y métodos para la estimación de la estabilidad de este tipo de obras.

3.2 Objetivo específico 2:

“Identificar las características geológicas, topográficas y geotécnicas de los componentes del embalse de relaves a través de ensayos de laboratorio y levantamiento de información de estudios previos.

3.2.1 Levantamiento de información

Para generar los modelos más robustos posibles, se realiza un levantamiento de información del depósito de relave de mina Chépica, considerando diferentes estudios referidos a la geotecnia, geología, topografía e hidrología de emplazamiento del depósito, con el objetivo de identificar y complementar los *inputs* principales del proyecto en cuestión.

3.2.2 Muestreo

Para desarrollar la caracterización geotécnica se realiza una visita a la dependencia de la Minera Paicaví, con el fin de obtener muestras asociados a los materiales presentes en el depósito. Se extrajeron un total de tres muestras asociadas al muro de empréstito, al suelo de fundación y al relave. La ubicación de los puntos de muestreos desarrollados en esta Memoria de presenta en la Tabla 3.1, además, en la Figura 3.1 se pueden observar los puntos de monitoreo de estudios anteriores.

Tabla 3.1: Coordenadas geográficas de los 3 puntos de muestreo de la Memoria (Elaboración propia).

Muestras	Latitud	Longitud
Muestra Muro	35°22'28.69"S	35°22'28.69"S
Muestra Relave	35°22'28.85"S	71°51'13.99"O
Muestra Suelo de Fundación	35°22'28.64"S	71°51'15.12"O



Figura 3.1: Ubicación georreferenciada de los puntos de muestreo de la Memoria y de estudios previos (Elaboración propia).

3.2.3 Ensayos de laboratorio

A partir de las muestras extraídas del suelo de fundación, el muro y el relave del embalse de relaves de estudio, se realizan ensayos de laboratorio para determinar las características y parámetros que requieren los modelos, con el objetivo de poder modelar el comportamiento de estos materiales en las situaciones a evaluar; los ensayos a realizar se presentan en las secciones siguientes.

3.2.3.1 Análisis granulométrico

Este ensayo permite determinar la distribución de tamaños de una muestra de suelo representativa, mediante el tamizado de las partículas mayores que 0,075 mm (Malla N°200). Los tamaños nominales de las aberturas pertenecen a la serie que se indica en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2: Series de tamices para análisis granulométrico (Elaboración propia).

Tamaños nominales de abertura	
(mm)	ASTM
75	3"
63	2 1/2"
50	2"
37,5	1 1/2"
25	1"
19	3/4"
9,5	3/8"
4,75	N°4
2	N°10
0,425	N°40
0,075	N°200

3.2.3.2 Límites de Atterberg

Este ensayo permite calcular la plasticidad de un suelo a partir de distintos contenidos específicos de humedad. A través del límite plástico y límite líquido se pueden calcular los estados sólidos, semisólido, plástico y líquido de la muestra dependiendo del contenido de humedad que presente.

El límite líquido (LL) se define como el cambio de estado plástico a líquido; para determinar este límite se utiliza la máquina de Casagrande, donde el procedimiento comienza a partir de una muestra de suelo remoldeada, la cual se deposita en la cuchara de Casagrande dividiéndola en dos porciones simétricas separadas a 2 mm entre sí, luego se procede aplicando golpes hasta que entren en contacto las dos porciones en una longitud de 10 mm; El límite líquido corresponde a la humedad (%) en donde las porciones entren en contacto aplicando 25 golpes. (ASTM D 4318, 2011).

El límite plástico (LP) se define como el cambio de estado plástico al semi sólido y corresponde a la humedad necesaria para que bastones cilíndricos de suelo de 3 mm de diámetro se separen en trozos de 0,5 a 1 cm de largo y no puedan ser reconstruidos (ASTM D 4318, 2011).

El índice de plasticidad (IP) corresponde al cambio de rango de la humedad en el cual el suelo analizado obtiene su plasticidad. Se determina por medio de la ecuación 3.1:

$$IP = LL - LP \quad (3.1)$$

3.2.3.3 Ensayo de compactación Proctor Modificado

Este ensayo permite determinar la densidad compactada seca máxima en un rango de humedades definido; el ensayo está normado por la NCh 1534. Para obtener la densidad seca se utiliza la ecuación 3.2.

$$\rho_d = \frac{\rho_h * 100}{W + 100} \quad (3.2)$$

Donde ρ_d corresponde a densidad seca del suelo compactado (g/cm^3), ρ_h a la densidad húmeda del suelo compactado (g/cm^3) y W a la humedad del suelo compactado (%).

3.2.3.4 Gravedad específica

Este método establece el procedimiento para determinar, mediante un picnómetro, la densidad de partículas sólidas de suelos compuestos por partículas menores que 5 mm mediante la adopción de la norma NCh 1531-80. Para determinar el peso específico respecto del agua a 20°C se utiliza la ecuación 3.3.

$$G_s = \frac{m_s}{(m_s + M_a) - M_m} \quad (3.3)$$

Donde m_s es la masa seca de muestra de ensayo (g), M_a masa del picnómetro más el agua a la temperatura de ensayo (g), y M_m la masa del picnómetro más la muestra y el agua a la temperatura de ensayo (g).

3.2.3.5 Ensayo Triaxial

El ensayo triaxial realizado bajo la norma ASTM D4767 es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia del suelo. En el ensayo, una probeta cilíndrica de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión; por la parte superior e inferior de la muestra se colocan discos porosos, los cuales se conectan al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen según el caso. Los especímenes usualmente están sujetos a presiones laterales de agua, la cual puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un pistón que atraviesa la parte superior de la cámara. La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara produce esfuerzos principales sobre el espécimen, los cuales son iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En la base de la probeta actuará además de la presión del agua, el efecto transmitido por el pistón de la cámara desde el exterior.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 y σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedios y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y son iguales a la presión lateral. Las características de la célula triaxial utilizada en el proyecto se presentan en la Figura 3.2.

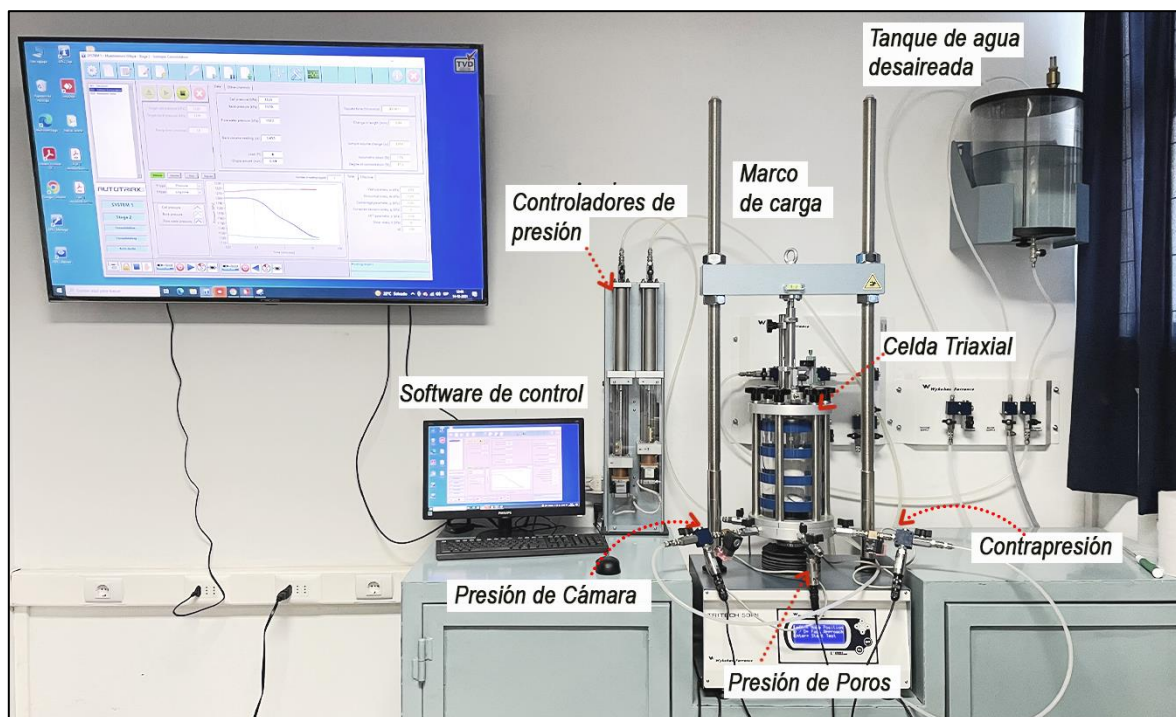


Figura 3.2: Partes de la Célula Triaxial Universidad de Talca (Elaboración propia).

Existen diferentes tipos de ensayos triaxiales, entre los más usados está el ensayo consolidado drenado (CID), el cual tiene como característica fundamental que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos, considerando el cambio de volumen producto en una primera etapa por consolidación isotrópica y finalmente por la aplicación de un esfuerzo desviador; los ensayos CID se utilizan esencialmente en suelos granulares (arenas), sin embargo, se puede aplicar en suelos finos, pero requieren tiempos prolongados para su ejecución. En la Figura 3.3 se presenta el estado de esfuerzos en un ensayo CID. El otro tipo de ensayo usado corresponde al consolidado isotrópicamente no drenado (CIU), donde la probeta se consolida primeramente bajo la presión hidrostática, así el esfuerzo llega a ser efectivo, actuando sobre la fase sólida del suelo. En una segunda parte, la muestra se lleva a la falla por incremento de un esfuerzo desviador, no permitiendo el cambio de volumen (comportamiento no drenado) y midiendo el cambio en la presión de poros de la probeta. En la Figura 3.4 se presentan el estado de esfuerzos en el ensayo CIU.

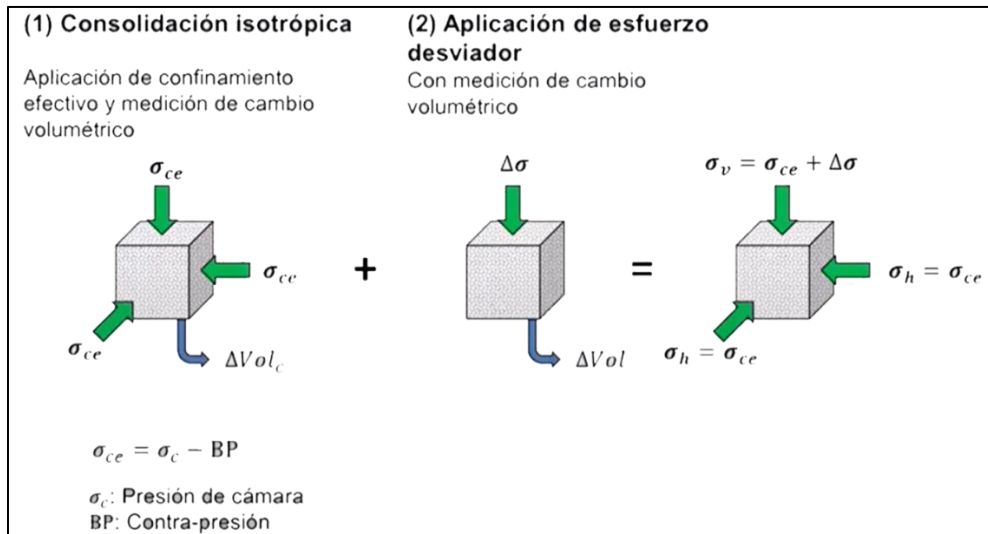


Figura 3.3: Estado de esfuerzos en ensayo CID

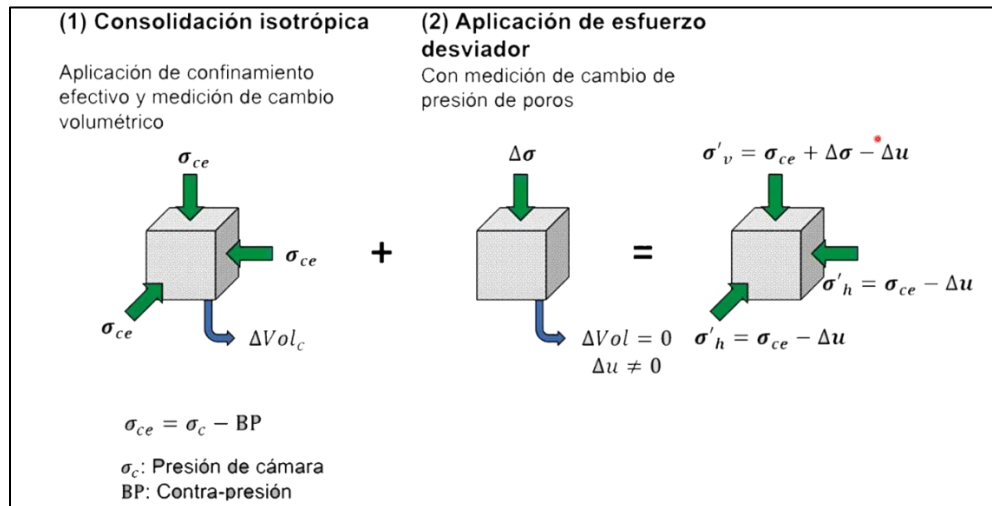


Figura 3.4: Estado de esfuerzos en ensayo CIU.

El ensayo triaxial en general sigue la metodología expuesta en los siguientes puntos:

1. Se confecciona la probeta (tallada o remoldeada).
2. Se monta la probeta en el pedestal.
3. Se cierra la cámara y se llena de agua.
4. Se satura la muestra variando la contrapresión y la presión de cámara.
5. Se aplica el confinamiento deseado aumentando la presión de cámara.
6. Se aumenta el esfuerzo desviador por medio del pistón a deformación controlada.
7. Se mide el cambio volumétrico (drenado) o el cambio de presiones de poros (no-drenado), según corresponda.

3.3 Objetivo específico 3:

“Determinar la carga dinámica asociada al sismo de estudio.”

3.3.1 Sismo de Estudio

Considerando las características sísmicas de la zona de estudio, se realiza estudio sísmico considerando el suelo y roca presente, de modo de estimar la sollicitación sísmica del terremoto del 27 de febrero de 2010 a partir de leyes de atenuación y el *software* Deepsoil. El registro sísmico utilizado para determinar la sollicitación en el lugar de estudio corresponde al registro de la UTFSM (ver Figura 3.5), registro que tiene la ventaja de estar medido en roca, permitiendo su escalamiento a la mina Chépica.

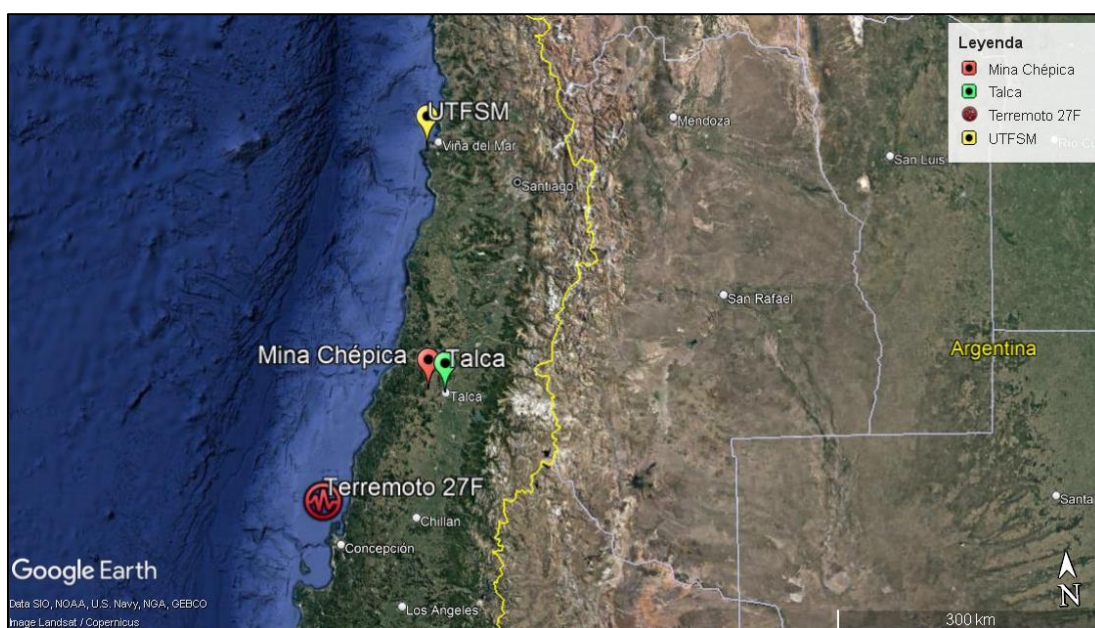


Figura 3.5: Ubicación de los puntos de medición en el estudio sísmico (Adaptado de Google Earth (2021)).

3.4 Objetivo específico 4:

“Desarrollo y análisis de modelos de equilibrio límite sobre el caso de estudio, determinando factores de seguridad.”

3.4.1 Autocad Civil 3D

La herramienta Civil 3D de Autocad permite desarrollar la estimación del diseño en función de los antecedentes históricos e información disponible; a través de los planos recopilados del lugar de emplazamiento del embalse es posible reconstruir la superficie, modelar el muro del embalse y el relave depositado, desarrollando de esta forma diseños en 2D y 3D.

3.4.2 Slide 2

La herramienta Slide 2 permite estimar la estabilidad del embalse a través del método de equilibrio límite a partir de secciones en 2D (ver Figura 3.6). Slide 2 posee una interfaz gráfica atractiva y fácil de usar, proporcionando una amplia gama de modelos y funcionalidades de interpretación. El cálculo de los factores de seguridad para taludes puede utilizar una amplia gama de métodos como Janbu, Spencer, Morgenstern Price, entre otros.

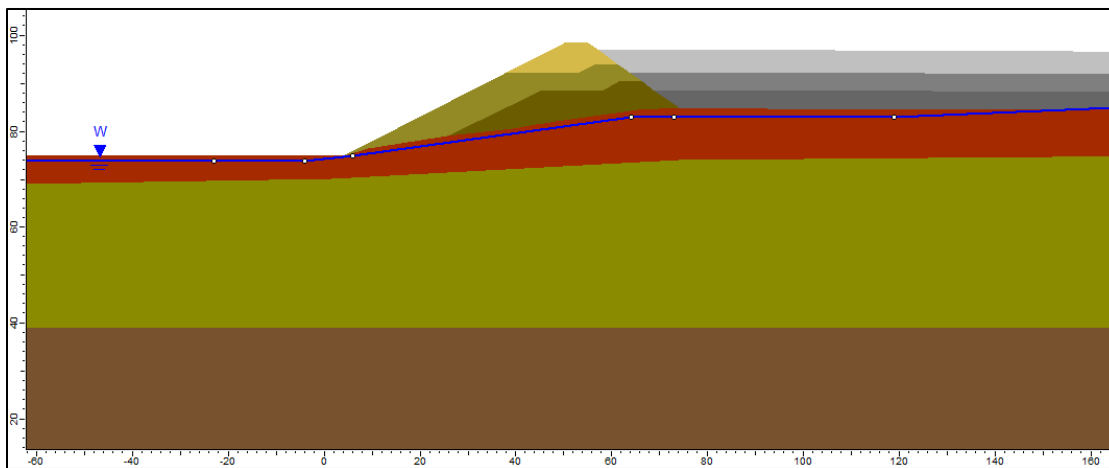


Figura 3.6: Imagen referencial de los modelos en 2D en el software Slide 2 (Elaboración propia).

3.5 Objetivo específico 5

“Implementación de modelos constitutivos para material de presa, suelo de fundación y relaves convencionales.”

A partir del levantamiento de información y la caracterización geotécnica realizada de los materiales que componen el embalse, se calibran los modelos constitutivos para simular el comportamiento del depósito en las condiciones estudiadas.

3.6 Objetivo específico 6

“Desarrollo de modelos de elementos finitos, considerando análisis dinámicos.”

3.6.1 RS2

La herramienta RS2 permite desarrollar modelos en dos dimensiones a través de modelamiento numérico (ver Figura 3.7), considerando modelos constitutivos de suelo como el modelo elástico lineal y el HS Small. A partir de esta herramienta es posible evaluar la estabilidad tanto dinámica y estática considerando el cálculo de desplazamientos.

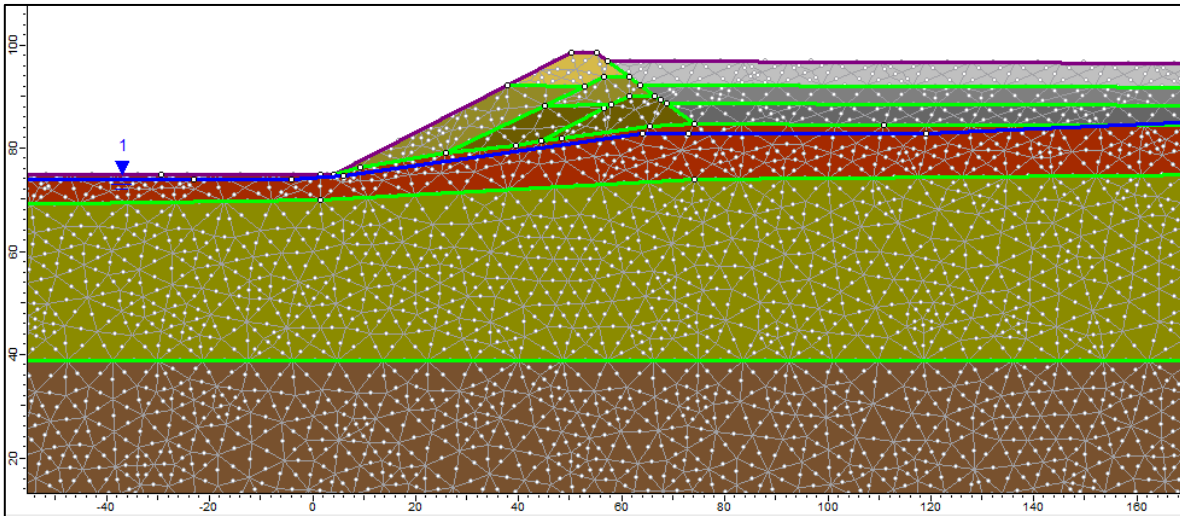


Figura 3.7: Imagen referencial de los modelos en 2D en el software RS2 (Elaboración propia).

3.6.2 RS3

En la herramienta RS3 es posible realizar modelos en 3D a través de modelamiento numérico (ver Figura 3.8), considera herramientas similares a RS2, para analizar la estabilidad estática del depósito.

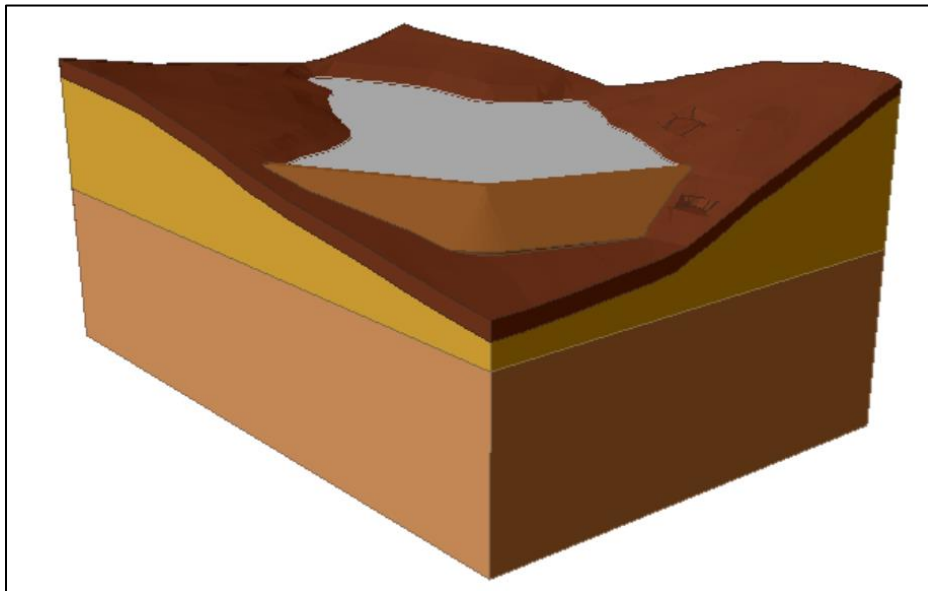


Figura 3.8: Imagen del modelo en 3D en el software RS3 (Elaboración propia).

3.7 Objetivo específico 7:

“Estudiar la respuesta de los modelos numéricos y establecer la estabilidad del embalse”

3.7.1 Análisis de Estabilidad

Para cumplir con el objetivo final del presente proyecto, se realiza un análisis de los resultados entregados por los métodos realizados en el software Rocscience. Entre estos resultados se encuentra el valor de posibles desplazamientos, tensiones y deformaciones del embalse de relaves, que sustentará la evaluación de los posibles riesgos y nuevas líneas investigativas asociadas a la problemática desarrollada.

La metodología general del proyecto se presenta en la Figura 3.9.

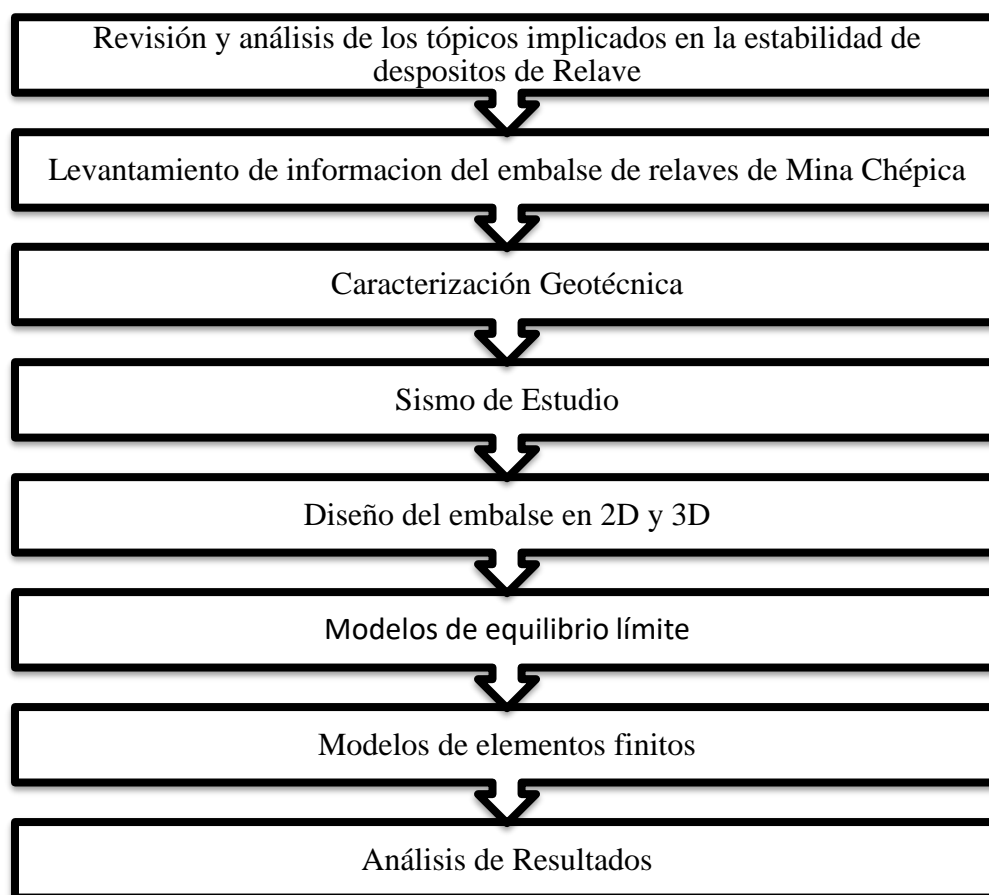


Figura 3.9: Metodología general del proyecto (Elaboración propia).

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente capítulo se abordará los resultados asociados a cada etapa del proyecto, logrando analizar la estabilidad física en 3 dimensiones del depósito de relaves de Mina Chépica.

4.1 Antecedentes geológicos, geotécnicos y estructurales del embalse de relaves de Mina Chépica

Para el modelamiento del depósito es necesario recabar toda aquella información que nos permita simular de la manera más real su comportamiento en las condiciones de estudio, por esta razón, conocer las formaciones geológicas, el suelo de fundación y aspectos relativos con el diseño del depósito son vitales.

4.1.1 Generalidades del deposito

La mina Chépica ubicada en la Región del Maule, está aproximadamente a 7 km de la localidad de Péncahue, localizada en el curso de la quebrada de la Hoyada que desemboca aguas abajo en el Estero Los Puercos, en los terrenos aledaños a las minas Chépica 1 y Santa Elena, ambas en la cuesta Chépica (ver Figura 4.1).



Figura 4.1: Imagen panorámica del depósito de estudio (Elaboración propia).

Dentro de las inmediaciones a la mina Chépica se encuentran diversas instalaciones que son parte de la extracción y procesamiento de los minerales, entre las obras más importantes asociadas al embalse de relaves se encuentra la planta de procesos, piscina de recolección de aguas y el canal de desvío (ver Figura 4.2).



Figura 4.2: Plano adaptado de Google Earth de las principales instalaciones de la Mina Chépica (Adaptado de Google Earth, 2021)

4.1.2 Topografía

Para el diseño del depósito en 3 dimensiones, es necesario generar la topografía en la cual se sitúa el embalse. Para ello fue necesario reconstruir las curvas de nivel antes de la construcción del depósito, por lo cual, a partir de planos realizados por la Sociedad Legal minera Arno de los Muermos (2003) se reconstruyó la topografía natural existente (ver Figura 4.3).

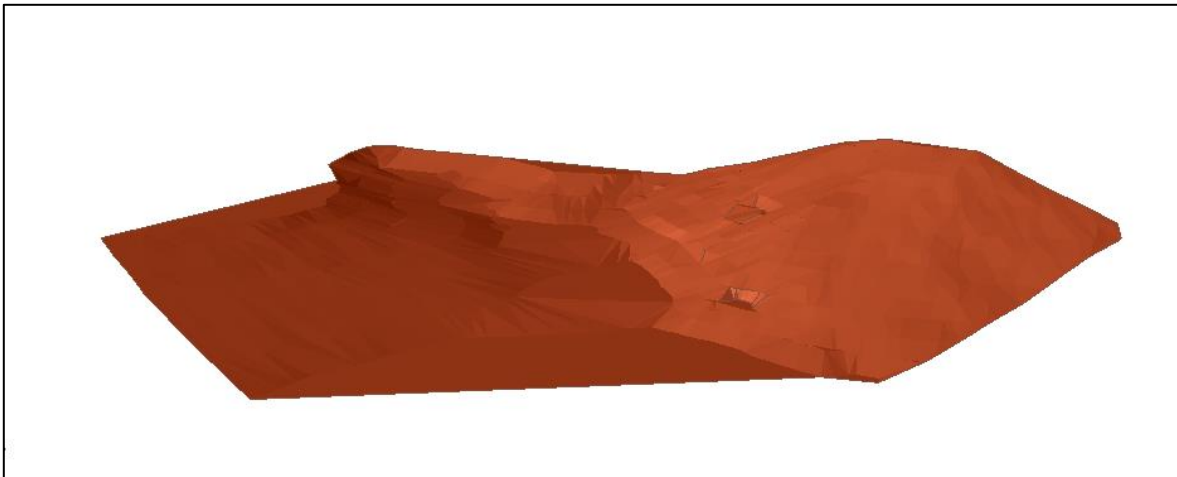


Figura 4.3: Superficie reconstruida del emplazamiento del embalse de relaves de Mina Chépica (Elaboración propia).

4.1.3 Transporte y Descarga del relave

Para ser descargado el relave en el depósito de la Mina Chépica, las colas (relave) son transportados de la planta concentradora de la mina por tubería de HDPE en presión en donde la conducción de relaves se realiza sobre el terreno natural en toda su extensión (Minera Arno de los Muermos, 2003). Para ser depositados se utilizan puntos de descargas llamados *spigots* (ver Figura 4.4), utilizando el método de depositación subárea, el cual radica en la formación de playas conformadas por el relave, que generalmente se encuentran en el talud de aguas arriba.

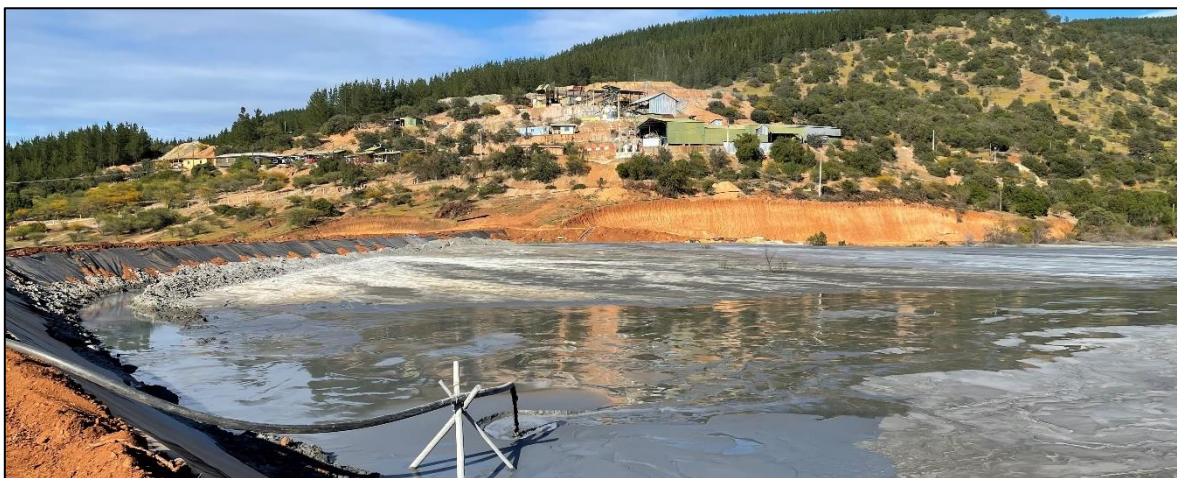


Figura 4.4: Transporte de relaves por tubería de HDPE por gravedad (Elaboración propia).

4.1.4 Captación y desvío de la quebrada la Hoyada

La ubicación del depósito de relaves cerrando el cauce natural de la quebrada la Hoyada, hace necesario la captación y desvío de las aguas provenientes de esta quebrada. La obra de captación se ubica en la cola del depósito, por sobre la cota 103 m.s.n.m.

El canal de desvío tiene una forma trapezoidal, talud 1:1 y una pendiente longitudinal constante de 0.75% (ver Figura 4.5), el cual permite evacuar por alrededor de 400 metros el cauce de la quebrada.



Figura 4.5: Canal de desvío de la quebrada la Hoyada (Elaboración propia).

4.1.5 Sistema de Drenaje

El drenaje tiene como objetivo disminuir el nivel freático (la “línea de filtración”) dentro del muro de contención para evitar que el agua emerja de la pendiente aguas abajo donde los flujos erosivos y absorbentes podrían causar el hundimiento del material y poner en peligro toda la estructura (Stephens, 2010).

En Mina Chépica, el sistema de drenaje del muro inicial considera una zanja corta fuga, ubicado en la base a lo largo del muro, y una zanja central recolectora, desde este punto hasta unos 75 metros hacia aguas abajo. Este sistema de drenaje está compuesto por una zanja rellena con material granular grueso, rodeado por un geotextil. Este sistema de drenaje tiene dimensiones mínimas para su construcción y tiene un diseño bastante holgado para los caudales de infiltración que se pudieran producir (Minera Arno de los Muermos, 2003).

4.1.6 Material Muro, embalse de mina Chépica

Como se expuso en la sección 2.2, la construcción del muro en los embalses de relave se realiza mediante material de empréstito (el cual en este embalse se obtuvo a partir de zonas aledañas, para las primeras etapas de lo que hoy es la piscina de recolección de aguas y para la última etapa del costado derecho de la del embalse). En lo relativo a su geometría, presenta una inclinación del talud de aguas arriba de 1,5: 1 y una inclinación del talud de aguas abajo de 2:1 (ver Figura 4.6), con un ancho del coronamiento de 5 metros (Barrios R., 2020). A partir de la caracterización geotécnica realizada por estudios previos, de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos (USCS), el material de empréstito correspondería en mayor medida arenas arcillosas (SC) y arcillas de mediana a baja plasticidad (CL). En relación con las propiedades determinadas por la sociedad legal minera de los Muermos (empresa la cual desarrollo inicialmente el embalse), a partir de ensayos de clasificación,

corte directo y Proctor modificado obtuvieron una densidad 1,84 ton/m³ correspondiente al 95% de la máxima densidad seca (20% de humedad), ángulo de fricción de 27° y una cohesión de 3,5 ton/m² (Minera Arno de los Muermos, 2003).

En relación con el suelo de fundación, corresponde de igual manera a un suelo compuesto en mayor parte por arenas arcillosas (SC) y arcillas de mediana a baja plasticidad (CL), con una potencia variable entre 1,5 metros por el lado noroeste y 20 metros al noreste del depósito.



Figura 4.6: Muro del embalse de relaves de mina chéptica (Elaboración propia).

Considerando los proyectos previos realizados por memoristas de la Universidad de Talca, a través de ensayos in situ y en laboratorio (Ensayos de corte directo, granulométricos, cono de arena, Porchet entre otros.) se obtiene una gran cantidad de datos asociados al muro de contención y al suelo de fundación. El resumen de los parámetros asociados a estos materiales se expone en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Parámetros del suelo y muro asociados a estudios previos. (Elaboración propia)

Parámetro	Suelo	Muro	Unidad
Peso Unitario (γ)	18	19	kN/m ³
Permeabilidad (K)	5,43E-06	5,02E-06	m/s
Gravedad específica (Gs)	2,6	2,34	-
% Finos	38	47	%
Velocidad de onda de corte (Vs)	400-800	500-700	m/s
Grado Plasticidad	Media a Baja Plasticidad	Baja Plasticidad	-
LL	31	38	%
LP	17	22	%
IP	14	16	%
D10	0,11	0,15	mm

Parámetro	Suelo	Muro	Unidad
D30	0,40	0,59	mm
D60	0,14	1,8	mm
Cu	10,36	12	-
Cc	1,28	1,29	-
Ángulo de fricción (ϕ)	29	23	°
Cohesión (C)	11,75	104,2	kPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3	0,25	
Relación de preconsolidación (OCR)	2,8	5,1	kPa
Índice de vacíos (e_0)	0,584	0,502	-

4.1.7 Geología del lugar

Las formaciones geológicas bajo el suelo de fundación del embalse (Figura 4.7), datan de un emplazamiento en rocas volcánicas correspondientes a unidades de andesitas porfídicas de la Formación Alto de Hualmapu de edad Jurásico Medio – Superior (Rivas, 2015).

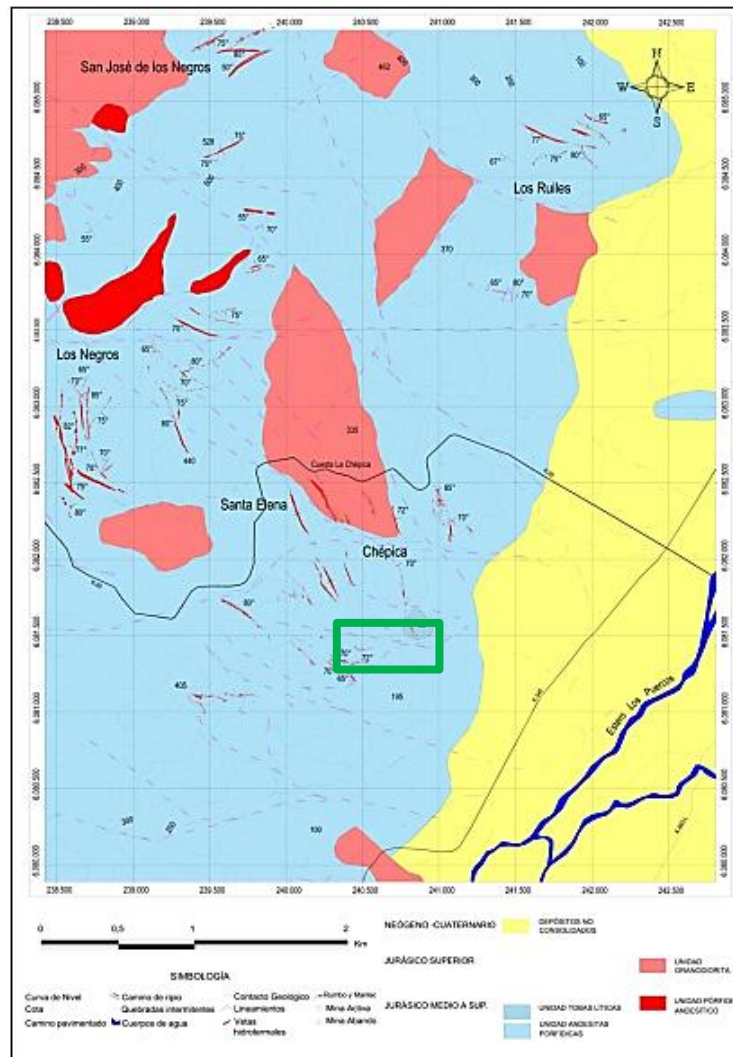


Figura 4.7: Mapa geológico del área de estudio, delimitado en color verde se presenta la zona de estudio (Rivas, 2015).

Rivas (2015) realizó una columna estratigráfica del área de estudio (ver Figura 4.8), esta columna generalizada del área de estudio alcanza una potencia de 420 m realizada a partir de campañas de sondajes efectuadas en distintas partes del yacimiento.

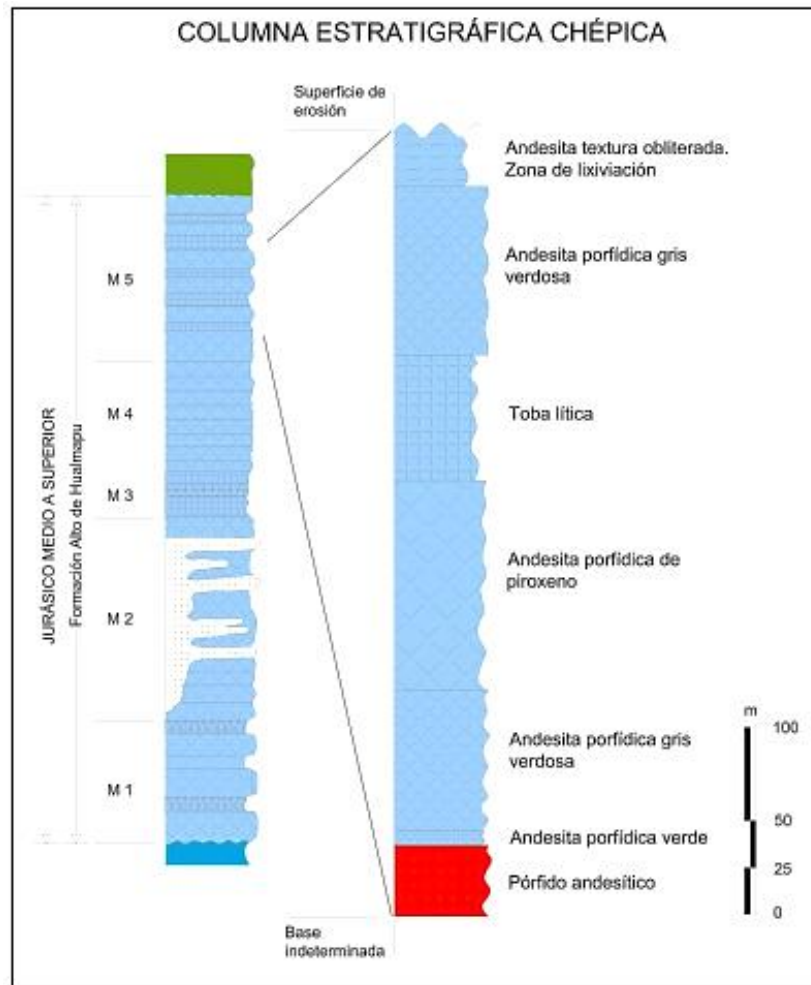


Figura 4.8: Columna estratigráfica del área de Mina Chépica (Rivas, 2015).

A partir de las Figuras 4.7 y 4.8, la columna estratigráfica asociada al emplazamiento del depósito queda definida por tres estratos de roca, en la parte superior por Andesita lixiviada, seguido por la Andesita porfídica Z1 y Andesita porfídica Z2, la unidad correspondiente a la toba lítica no es considerada debido a que no está presente en el área del depósito de relaves.

La Andesita lixiviada se encuentra por debajo del suelo de fundación extendiéndose por alrededor de 30 m, es de color pardo rojizo de textura obliterada, afectada por alteración argílica producto de procesos de alteración hidrotermal y de meteorización (Rivas, 2015). En la Figura 4.9 se puede observar un corte asociado a la extracción del material de empréstito utilizado para la construcción de la última etapa del muro, además se puede identificar por la parte inferior el estrato de roca Andesita lixiviada junto con el estrato de suelo por la parte superior. La información recopilada de este estrato se presenta en la Tabla 4.2.



Figura 4.9: Estrato de roca y suelo visualizado a partir de la extracción del material del muro (Elaboración propia).

Tabla 4.2: Parámetros de la Andesita lixiviada (Elaboración propia).

Andesita lixiviada	Clasificación: Roca Fracturada	
Parámetro	Unidad	
Densidad (γ)	27	kN/m ³
Permeabilidad (K)	3,03E-07	m/s
Cohesión (C)	150	MPa
Velocidad de onda de corte (Vs)	1000-1500	m/s
Designación de calidad de roca (RQD)	15-50	-
Índice de resistencia geológica (GSI)	10-40	-
Calidad roca	Muy mala-mala	-
Angulo de fricción (ϕ)	32	°
Resistencia	44,23	MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.22	-

La Andesita porfídica Z1 se extiende por alrededor de 116 m por debajo de la Andesita lixiviada, es un estrato compuesto de roca de competencia variable, formada por 15% de fenocristales de piroxeno y 10% de plagioclasas. Masa fundamental afanítica, con alteración leve a clorita y silíceo. Vetilleo débil y milimétrico de cuarzo. Posee mineralización metálica de pirita diseminada (2%) en la masa fundamental y en las vetillas. Su información se presenta en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Parámetros de la Andesita porfídica Z1 (Elaboración propia).

Andesita porfídica Z1		Clasificación: Roca Semi Fracturada
Parámetro		Unidad
Densidad (γ)	27	kN/m ³
Permeabilidad (K)	7,10E-07	m/s
Cohesión (C)	150	MPa
Velocidad de onda de corte (Vs)	2000-3000	m/s
Designación de calidad de roca (RQD)	45-60	-
Índice de resistencia geológica (GSI)	20-60	-
Calidad Roca	Mala-Regular	-
Angulo de fricción (ϕ)	32	°
Resistencia	82,4	MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.3	-

La última unidad es la Andesita porfídica Z2, la cual se extiende por alrededor de 196 m, es un estrato con roca de buena competencia, está compuesta por 20 % de fenocristales de plagioclasa, con alteración leve a sericita. Masa fundamental afanítica con alteración silíceo moderada y levemente a clorita. Vetilleo débil y milimétrico de cuarzo. Posee una mineralización metálica de pirita diseminada (2%) en la masa fundamental y en las vetillas. Su información se presenta en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Parámetros de la Andesita porfídica Z2 (Elaboración propia).

Andesita porfídica Z2		Clasificación: Roca Competente
Parámetro		Unidad
Densidad (γ)	27	kN/m ³
Permeabilidad (K)	8,10E-07	m/s
Cohesión (C)	150	MPa
Velocidad de onda de corte (Vs)	2000-3000	m/s
Designación de calidad de roca (RQD)	75-90	-
Índice de resistencia geológica (GSI)	60-80	-
Calidad Roca	Buena	-
Ángulo de fricción (ϕ)	32	°
Resistencia	153,82	MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.3	-

4.1.8 Relave

Como se menciona en la Sección 1.1, el relave depositado en la cubeta del depósito (ver Figura 4.10) proviene de un proceso de flotación, del cual se desprende este desecho. Este material es de gran importancia debido a que es el potencial peligro ante una falla del talud. Su clasificación corresponde a una arena limosa no plástica (SMN); sus características determinadas por los ensayos de laboratorio de estudios previos se detallan en la Tabla 4.5.



Figura 4.10: Imagen del relave depositado en la cubeta del depósito (Elaboración propia).

Tabla 4.5: Resumen de los parámetros obtenidos del levantamiento de información para el relave (Elaboración propia).

Parámetro		Unidad
Peso Unitario (γ)	15,5	kN/m ³
Permeabilidad (K)	1,94E-06	m/s
Gravedad específica (Gs)	2,7	-
% Finos	21,7	%
Velocidad de onda de corte (Vs)	<300	m/s
Grado Plasticidad	Nula	-
LL	No plástico	%
LP	No plástico	%
IP	No plástico	%
D10	0,06	Mm
D30	0,10	Mm
D60	0,18	Mm
Cu	3	-
Cc	0,93	-
Indice de vacíos (e0)	0,634	-
Cohesión (C)	0,12	kPa

Parámetro		Unidad
Ángulo de fricción (ϕ)	0	°
Cohesión en condición no drenada (S_u)	60,31	kPa
Cohesión en condición no drenada residual (S_u)	20,99	kPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,45	-

4.2 Nivel freático

El manejo de aguas en un depósito de relaves juega un papel fundamental en la estabilidad del muro, en el embalse de Mina Chépica existe un sistema de drenaje a través del cual se incide directamente en el nivel freático, deprimiéndolo al máximo en el interior del cuerpo del muro. Una situación a tener especial cuidado es la colmatación del sistema de drenaje debido que disminuiría la porosidad del dren, disminuyendo su capacidad de liberar las infiltraciones producidas en el suelo, produciendo un aumento en el nivel freático. En función de la Memoria de Diaz (2019) el cual evaluó la capacidad del sistema de drenaje del embalse de relaves de Mina Chépica a partir de análisis de infiltraciones 2D, nos permite obtener los niveles freáticos asociados a los casos modelados de este estudio (ver Figura 4.11), el cual se puede verificar en terreno con la ubicación de la piscina de recolección de agua en la parte inferior del embalse.

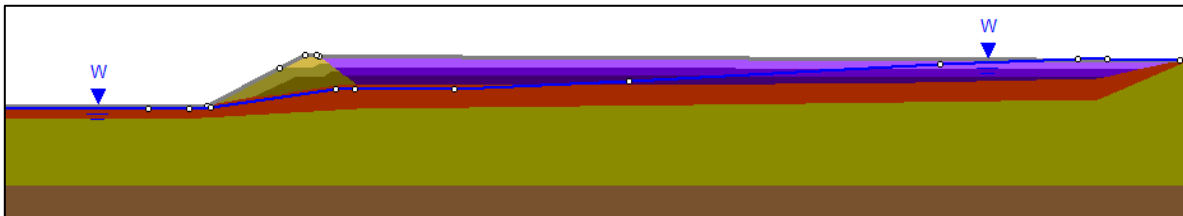


Figura 4.11: Nivel freático asociado a un perfil del embalse de relaves de Mina Chépica (Elaboración propia).

4.3 Caracterización geotécnica

A partir de la visita a terreno a la Mina Chépica es posible caracterizar geotécnicamente los materiales que componen al depósito de relaves; mediante ensayos de laboratorio se realizaron ensayos de clasificación de suelos de modo de poder establecer qué tipo de material corresponden. A través del sistema unificado de clasificación de suelos (USCS) se determina la clasificación de los materiales basados en análisis granulométrico y límites de Atterberg.

4.3.1 Límites de Atterberg

Este ensayo se realizó para las 3 muestras extraídas, las cuales pertenecen al suelo de fundación, el muro del embalse y el relave. El procedimiento utilizado corresponde a la norma expuesta en el capítulo 3; para la muestra del relave no se pudo determinar el ensayo del límite líquido, debido a que el material no resistió los golpes mínimos en el equipo de Casagrande, lo que se concluye que este material no tiene plasticidad. Para el suelo de fundación y el muro del embalse fue posible determinar tanto el límite líquido como el plástico, para el límite líquido se obtuvieron los resultados expuestos en la Figura 4.12.

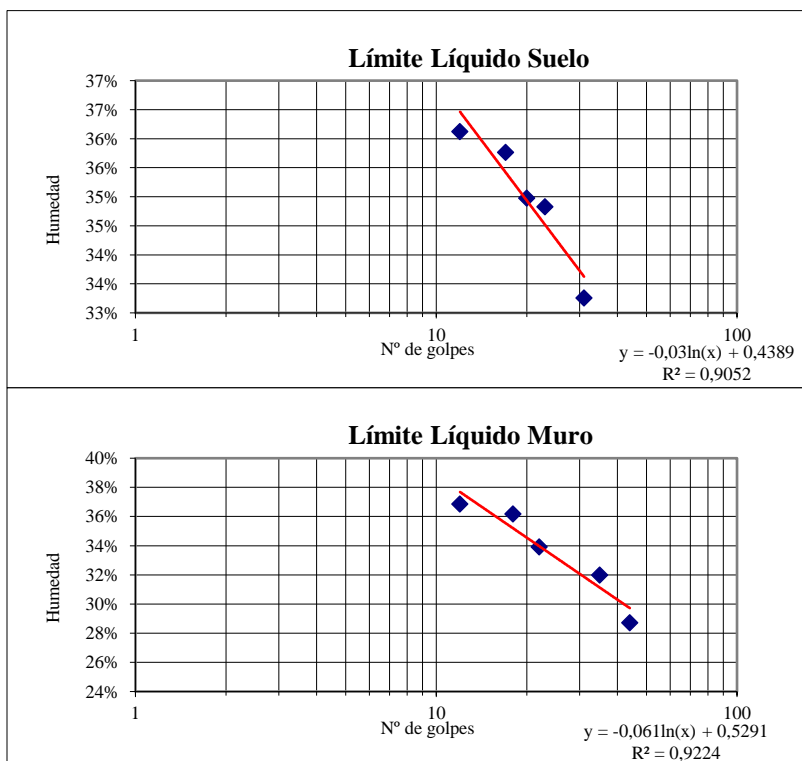


Figura 4.12: Gráficas del límite líquido para las muestras del suelo de fundación y muro (Elaboración propia).

Los resultados del ensayo se presentan en la Tabla 4.6, donde se pueden observar contenidos de humedad altos, lo que se asocia a la gran cantidad de finos presente en los materiales.

Tabla 4.6 : Resultados límites de Atterberg (Elaboración propia).

Material	LL	LP	IP
Suelo de fundación	34,2%	18,9%	15,3%
Muro	33,2%	21,1%	12,1%
Relave	-	-	-

4.3.2 Análisis Granulométrico

A partir de las muestras del suelo, muro y relave se obtuvieron sus curvas granulométricas que nos permiten clasificar los materiales, estas se presentan en las Figura 4.13; los detalles del ensayo se encuentran en la sección de Anexos

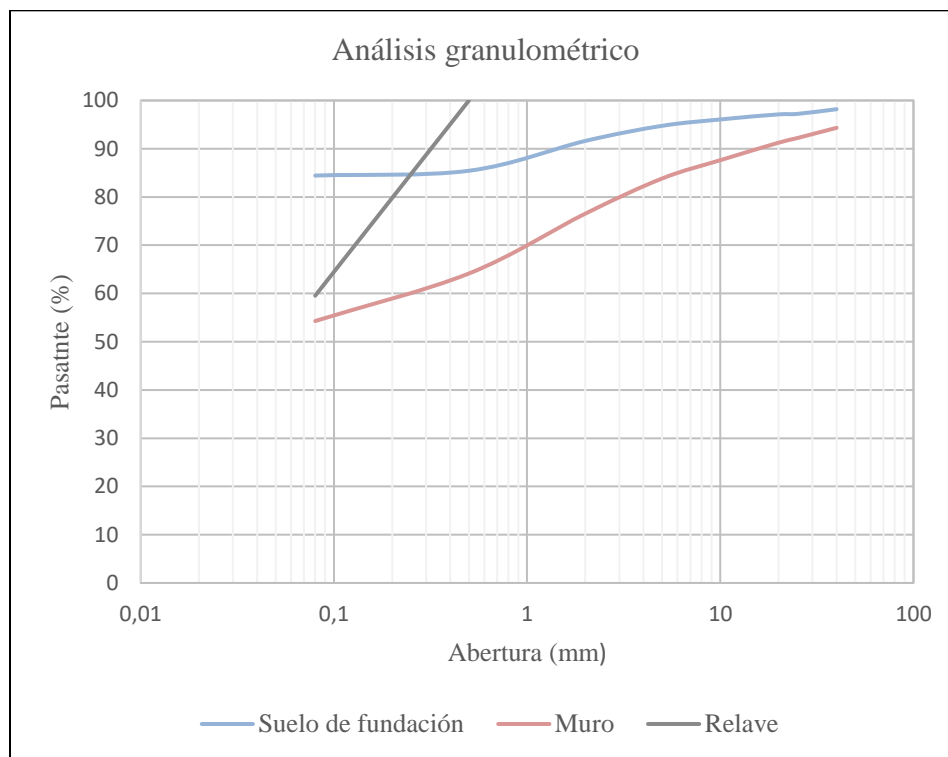


Figura 4.13: Curva granulométrica del suelo de fundación, muro y relave (Elaboración propia).

A partir de los resultados expuestos, la clasificación USCS para el muro y el suelo de fundación corresponde a una arcilla de media a baja plasticidad (CL) con un contenido de finos (pasante malla N°200) de 54% y 84% respectivamente; para el relave la clasificación corresponde a un limo arenoso sin plasticidad (ML), con un contenido de finos del 58%.

4.3.3 Gravedad específica

Para determinar la gravedad específica de los sólidos se siguió la norma expuesta en el capítulo 3; a través del picnómetro se determinó la gravedad específica para las 3 muestras de interés, la cuales se exponen en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7: Gravedad específica determinada para los materiales (Elaboración propia).

Gs	Suelo	Muro	Relave
	2,85	2,7	2,65

4.3.4 Ensayo Proctor

Para determinar la densidad compactada seca máxima del material el muro y del suelo de fundación, se realizó el ensayo Proctor modificado siguiendo el procedimiento de la norma expuesta en el capítulo 3. El ensayo se realizó para las muestras del muro y el suelo de fundación a partir de los cuales se obtuvieron los resultados expuestos en las Tablas 4.8 y 4.9, y en las Figuras 4.14 y 4.15.

Tabla 4.8: Resumen ensayo Proctor modificado al suelo (Elaboración propia).

Suelo de fundación		1	2	3	4	5
Prueba N°						
Contenido de humedad	%	9,59	11,60	13,43	16,89	18,75
Densidad seca	gr/cm3	1,80	1,87	1,92	1,90	1,84

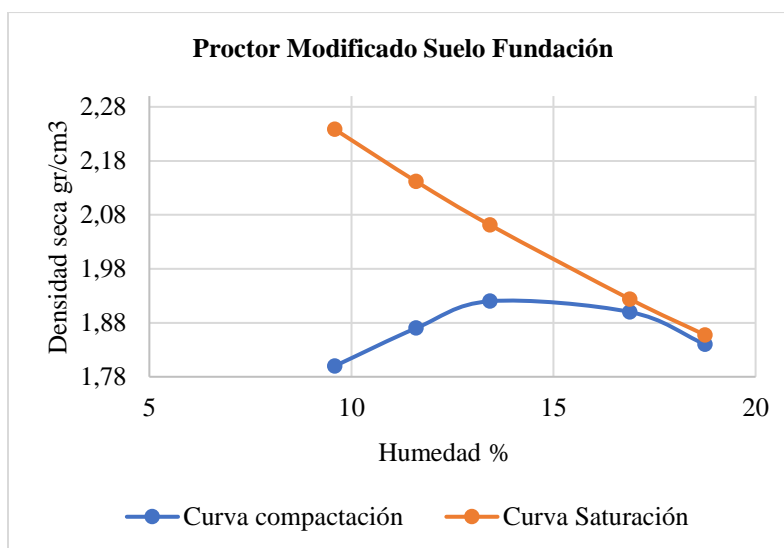


Figura 4.14: Curva de compactación para el suelo (Elaboración propia)Tabla 4.9:Resumen ensayo Proctor modificado al muro (Elaboración propia).

Muro		1	2	3	4	5
Prueba N°						
Contenido de humedad	%	9,71	12,01	13,96	15,07	17,74
Densidad seca	gr/cm3	1,82	1,90	1,91	1,87	1,81

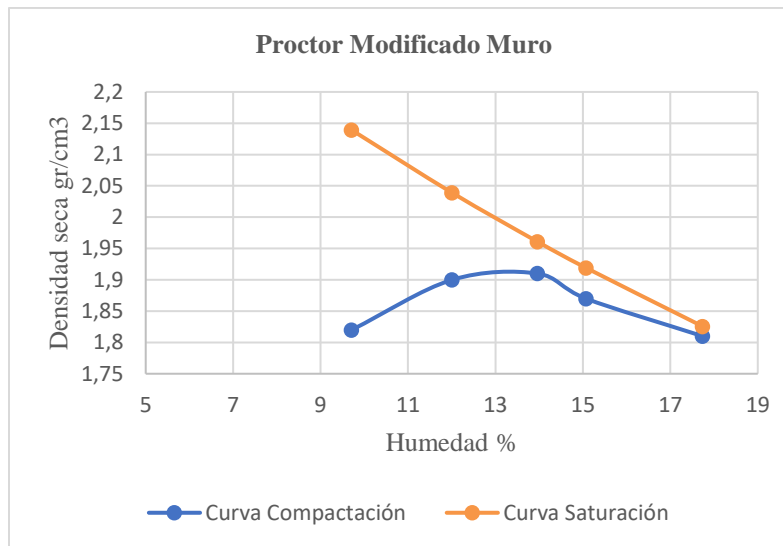


Figura 4.15: Curva de compactación para el muro (Elaboración propia).

Del ensayo Proctor modificado se puede observar que la densidad compactada seca del suelo de fundación corresponde a $1,92 \text{ g/cm}^3$ a una humedad del 13,4% y para el caso del muro corresponde a $1,91 \text{ g/cm}^3$ a una humedad del 13,9%.

4.3.5 Ensayo Triaxial

Como se menciona en la sección 3.2.3 este ensayo nos permite obtener parámetros de resistencia y calibrar parámetros del comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo (Rigidez). Considerando el contexto de pandemia por Covid-19 y los tiempos limitados para la realización de esta memoria, el esfuerzo se concentró en desarrollar los ensayos triaxiales para el muro de empréstito de la presa de relaves, y el suelo de fundación, ya que son la columna vertebral de un embalse de relaves, siendo las piezas fundamentales de su estabilidad. Además, se considera toda la información proveniente de estudios precedentes que nos permiten contar con los modelos más completos posibles. Los ensayos realizados corresponden a CID y CIU para la muestra del muro y CIU en el caso del suelo de fundación. El procedimiento y los resultados de los ensayos se exponen a continuación.

4.3.5.1 Preparación de la muestra

A partir de las muestras extraídas del embalse de relaves, se realiza en primera instancia la elaboración probeta remodelada, cuyas dimensiones son de 50 mm de diámetro y 100 mm alto. Para el material del suelo y el muro, se utilizaron las densidades in situ de estudios previos, las cuales corresponden a 1,8 y 1,9 g/cm^3 , respectivamente. Una de las probetas ensayadas se presenta en la Figura 4.16.



Figura 4.16: Probeta remoldeada del Material Muro de Empréstito (Elaboración propia).

Con la probeta lista esta se dispone en la célula triaxial colocando en los extremos papel filtro y piedras porosas, para luego cubrirla con una membrana impermeable en conjunto con el dispositivo que inyecta la contra presión en la probeta. La probeta instalada en la célula triaxial se muestra en la Figura 4.17.

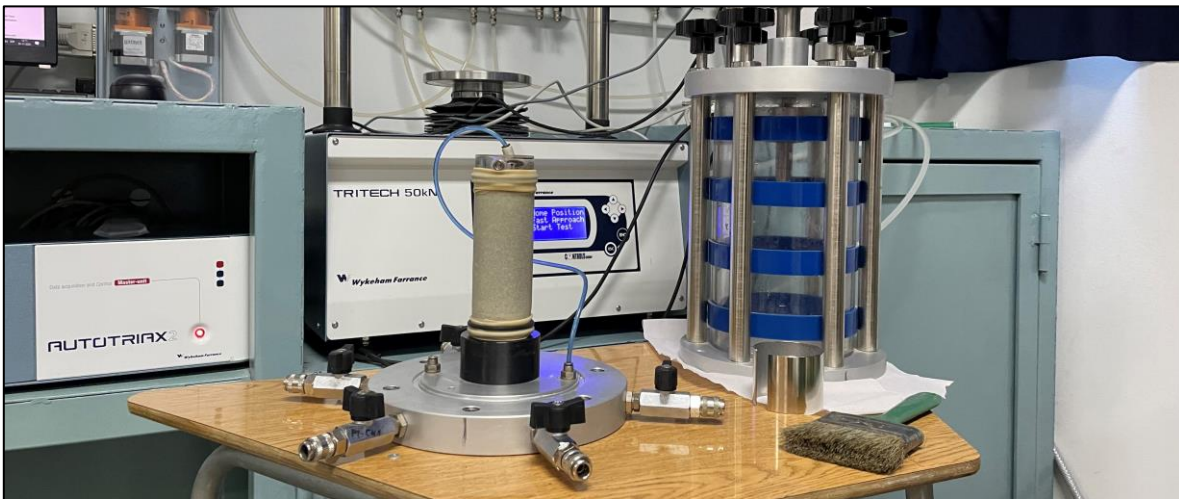


Figura 4.17: Instalación de la probeta remoldeada en la célula triaxial (Elaboración propia).

4.3.5.2 Saturación

El siguiente paso contempla el llenado de la cámara triaxial con agua desairada para comenzar con la saturación de la probeta, este proceso está diseñado para asegurar que todos los vacíos estén llenos de agua. La saturación se lleva a cabo mediante la norma de la ASTM, donde se generan aumentos de presiones de celda (CP) e incrementos lineales de CP y contra presiones (BP), de modo de ir saturando la muestra paulatinamente. El último proceso se presenta en la Figura 4.18, en la cual se incrementa de manera constante CP Y BP, en esta etapa se debe tener en consideración que en ningún momento la presión efectiva a la cual este sometida la probeta sea superior al confinamiento efectivo requerido para la etapa de

corte, ya que, de superar este confinamiento, se conduciría a una sobre consolidación de la muestra.

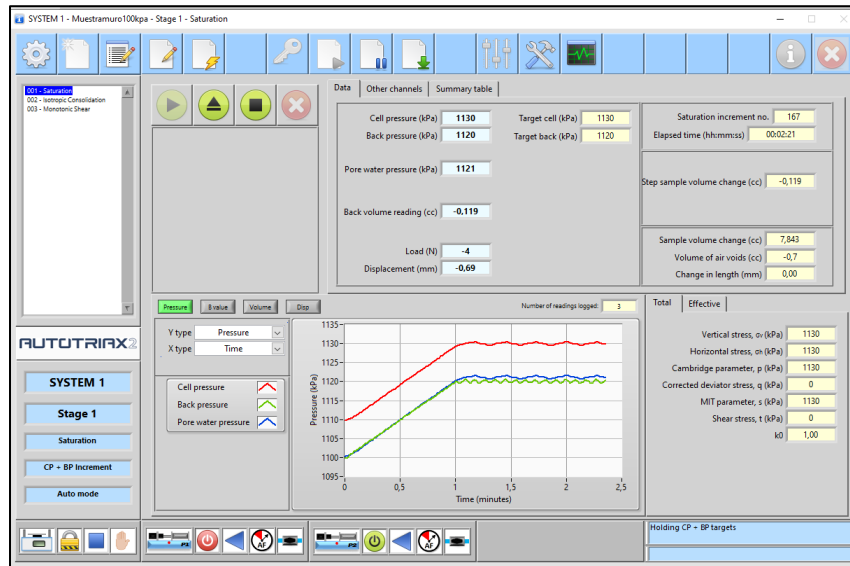


Figura 4.18: Proceso de Saturación de la probeta en el equipo triaxial (Elaboración propia).

Para comprobar que el grado de saturación de la muestra a ensayar es el suficiente para pasar a la etapa de consolidación, se realiza un aumento de CP con el drenaje de la muestra cerrado (BP) con el objetivo de determinar el valor B de Skempton. Este parámetro se determina a partir de la ecuación 4.1

$$\text{Coeficiente } B = \frac{\Delta u}{\sigma_3} \quad (4.1)$$

Donde Δu es el incremento de la presión de poros y σ_3 es el incremento de la presión de cámara. En la Figura 4.19 se presenta este proceso, donde se puede apreciar el aumento de CP en conjunto de la presión de poros, en el cual el equipo utilizado calcula automáticamente el valor de B. Normalmente un valor $B \geq 0,95$ es considerado una saturación total de la muestra. Sin embargo, este valor depende del suelo ensayado, por lo que por norma general una arena muy densa o arcilla rígida solo puede mostrar un valor de $B \approx 0,91$ incluso si se ha alcanzado la saturación total, aunque arcillas blandas normalmente consolidada alcanzarían un $B \approx 1.00$ en saturación completa (Rees, 2013).

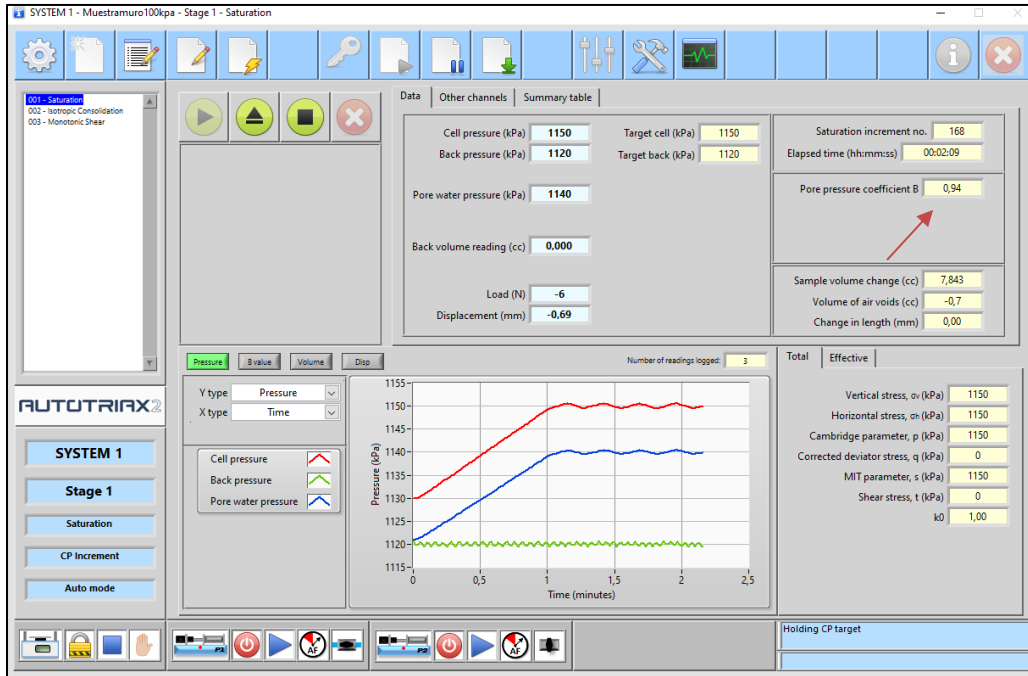


Figura 4.19: Comprobación de la saturación de la probeta a partir del coeficiente B

4.3.5.3 Consolidación

La consolidación es la etapa utilizada para llevar a la probeta al confinamiento efectivo requerido para la etapa de corte. Este proceso se lleva a cabo aumentando CP mientras se mantiene BP constante (en este caso al BP alcanzado durante la prueba del coeficiente B de saturación final). Como se presenta en la Figura 4.20, la presión de poro se va disipando a medida que transcurre el tiempo, hasta que el cambio de volumen de la muestra ya no es significativo y el exceso de presión de poros sea disipado. La respuesta a la consolidación se podría utilizar para estimar una tasa adecuada de deformación al cortar muestras cohesivas, sin embargo, en este caso el equipo no contaba con el instrumento para medir la permeabilidad.

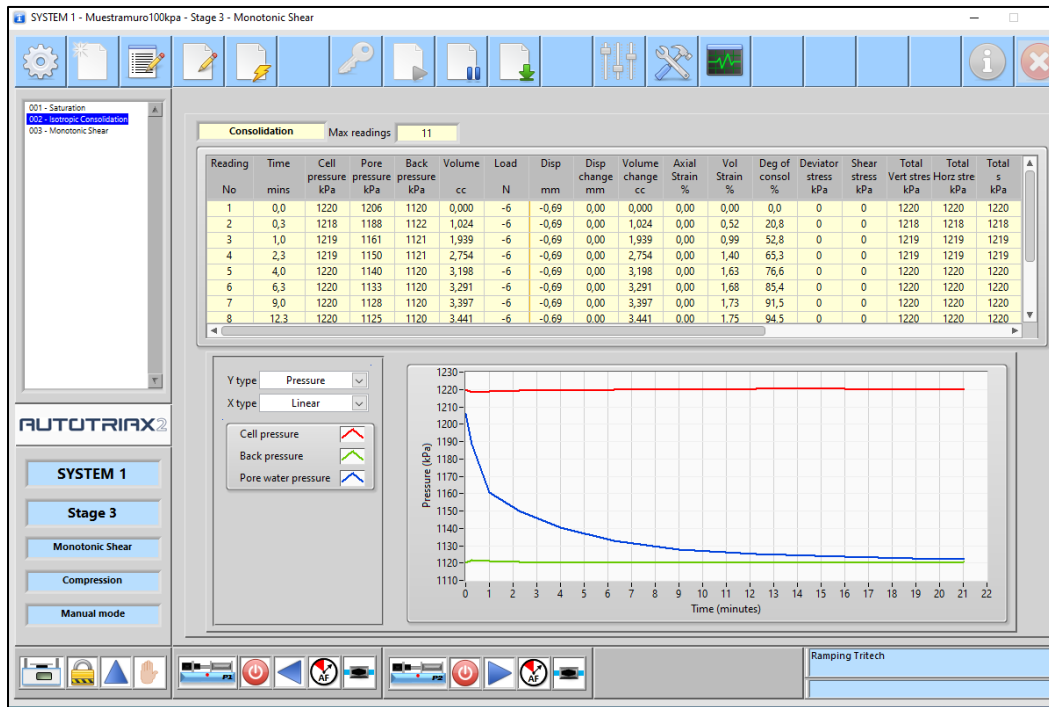


Figura 4.20: Etapa de consolidación de la probeta en el equipo triaxial.

La última etapa corresponde a la etapa de corte, la cual se realiza mediante el movimiento de la base, aplicando compresión mediante un pistón puesto en la parte superior de la probeta, la cual corresponde al esfuerzo desviador; el ensayo se realizó a distintos esfuerzos de confinamiento de modo de poder obtener la envolvente de falla de los materiales, confinamientos elegidos en base a los esfuerzos a los cual estarían sometidos los materiales. Para el muro de empréstito se realizaron ensayos CID Y CIU a presiones de confinamiento de 100 kPa, 300 kPa y 500 kPa; para el caso del suelo se realizaron solo ensayos CIU a 200 kPa y 400 kPa presiones de confinamiento.

La tasa de deformación axial utilizada en los ensayos CID, fue adoptada en función de la permeabilidad obtenida de estudios precedentes, para la cual se estimó que una tasa de deformación de 5 %/hora, la cual no generaría exceso de presiones de poro en los ensayos drenados. Para el caso de los ensayos CIU la tasa de deformación utilizada correspondió a 8 %/hora, la cual pudo ser un poco mayor debido a que en este ensayo el drenaje de la muestra está cerrado y se mide el cambio en la presión de poros. En la Figura 4.21 se muestra como varía la carga en la etapa de corte de una probeta, además en la Figura 4.22 se presenta una probeta falla luego de terminada la etapa de corte.

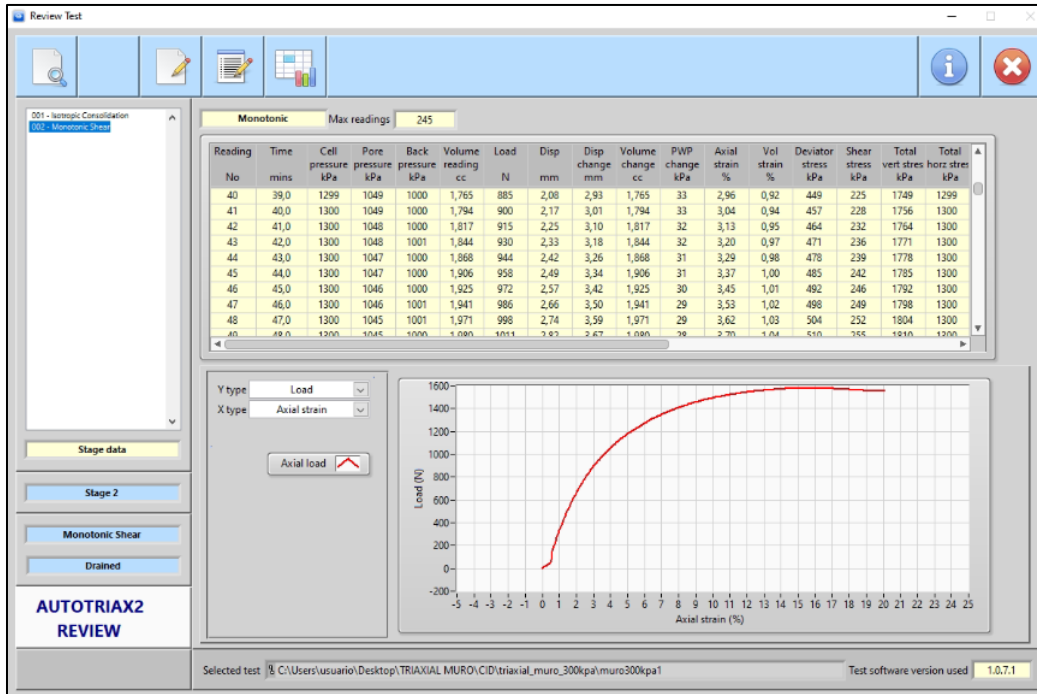


Figura 4.21: Etapa de corte de la probeta del muro (Elaboración propia).



Figura 4.22: Probeta fallada del muro de empréstito (Elaboración propia).

A partir de los ensayos realizados (CID Y CIU) se estima la envolvente de falla de los materiales, los cuales se exponen en las Figura 4.11 y 4.12. Los detalles de los resultados se exponen en la sección de Anexos.

Las envolventes de falla expuestas consideran las resistencias al corte ultimas de los ensayos CID Y CIU para ambos materiales. Para el caso del muro de empréstito la envolvente de falla se ubica por debajo de algunos ensayos, incluso prácticamente descartando algunas respuestas más favorables, debido a se busca ser conservador con los resultados obtenidos y no sobre estimar la resistencia de los materiales; para el caso concreto del muro se obtuvo un ángulo de fricción interna de 23° con una cohesión de 25 kPa, valor que se considera valido

al tratarse de un suelo cohesivo. Se hace importante resaltar que las trayectorias de los ensayos CID se vieron afectadas por la generación de presión de poros, lo cual se asocia a la velocidad de carga que fueron ensayadas, sin embargo, este problema se subsana con la realización de los ensayos CIU. Para el suelo de fundación se utiliza el mismo criterio, con la diferencia que para este material se tienen solo dos ensayos CIU, los cuales entregan un ángulo de fricción de 29° con una cohesión de 10 kPa.

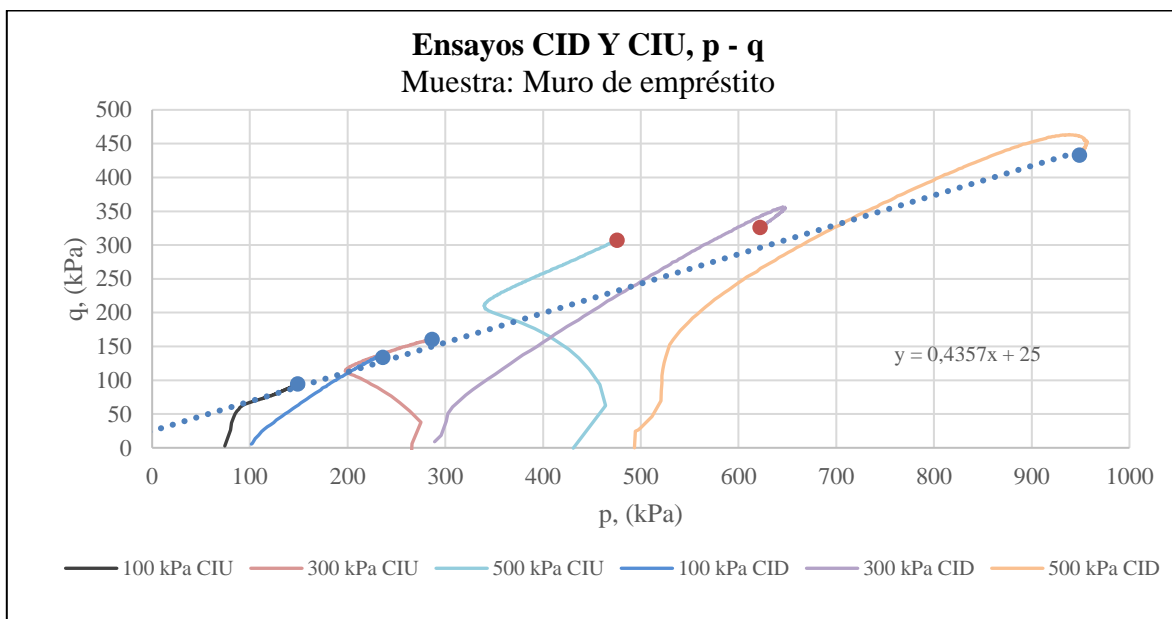


Figura 4.23: Envoltente de falla para el muro de empréstito (Elaboración propia).

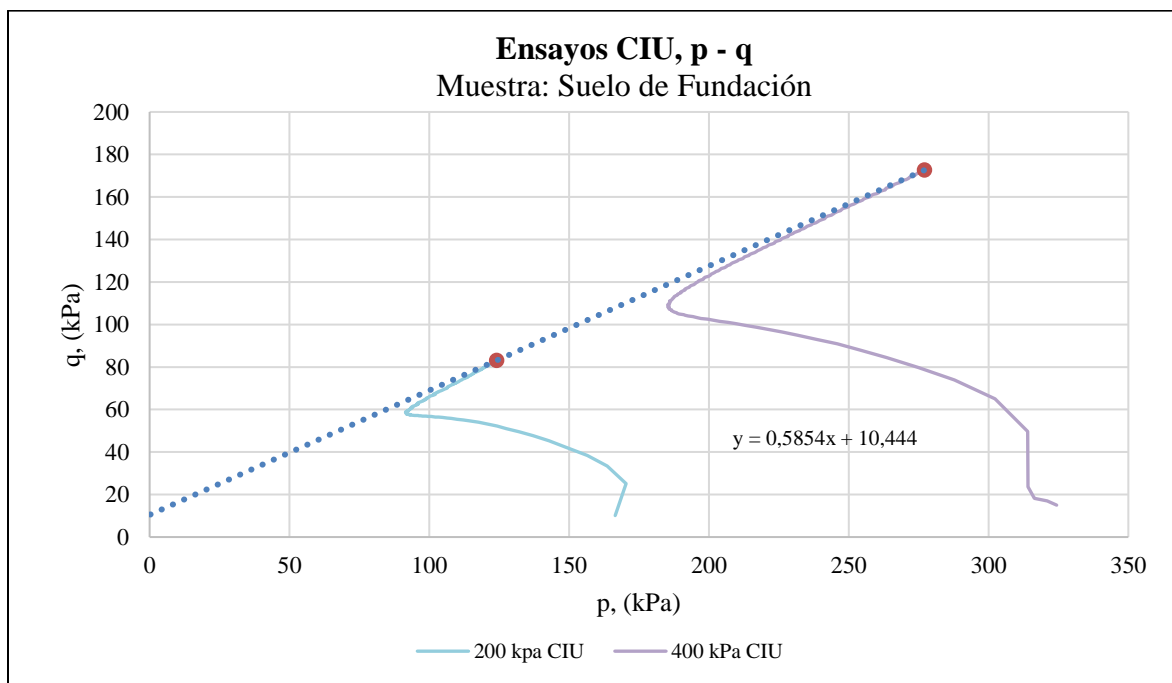


Figura 4.24: Envoltente de falla para el Suelo de Fundación (Elaboración propia).

A partir de los ensayos realizados por estudios anteriores, Guajardo (2020) para el suelo de fundación obtuvo un ángulo de fricción 29° y una cohesión 21,75 kPa, mientras que para el muro obtuvo un ángulo de fricción de 23° con una cohesión de 104,2 kPa, resultados que presentan una gran similitud siendo determinados a partir de ensayos de corte directo. Considerando la Minera Arno de los Muermos (2003) quienes también partir de ensayos de corte directo determinaron los parámetros resistentes del muro, obteniendo un ángulo de fricción de 27° y una cohesión de 32 kPa, por lo que, también se establece cierta similitud, aunque distando en mayor medida a los obtenidos por Guajardo (2020).

El resumen de los ensayos realizados para cada material muestreado se presenta en la Tabla 4.10; los detalles de los ensayos se encuentran en la sección de Anexos.

Tabla 4.10: Resumen de los ensayos realizados en esta investigación para los materiales analizados (Elaboración propia).

Resumen ensayos realizados			
Ensayos	Suelo	Muro	Relave
Análisis Granulométrico	x	x	x
Límites de Atterberg	x	x	-
Proctor Modificado	x	x	-
Gravedad específica	x	x	x
Triaxial	x	x	-

4.4 Sismo de Estudio

4.4.1 Terremoto del Maule 2010

Considerando lo expuesto en la sección 2.11, el sismo a considerar en los análisis corresponderá al terremoto interplaca de mayor relevancia para la zona de estudio, el terremoto ocurrido el 27 de febrero de 2010 cuya magnitud fue de $M_w = 8,8$, se originó debido al desplazamiento súbito de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana en un área que se extiende aproximadamente desde la Península de Arauco por el sur hasta el norte de Pichilemu, cubriendo unos 450 km de longitud en dirección prácticamente norte-sur por un ancho de unos 150 km. El hipocentro se ubicó a 43 km al sur/oeste de Cobquecura (ver Figura 4.24), a una profundidad de 30.1 km (RENADIC, 2010).

Para ingresar la carga sísmica es necesario contar con el registro sísmico, es por ello, que se considerará para el estudio el registro medido en la estación de la UTFSM de Valparaíso, el cual tiene la particularidad de estar registrado en roca, que de cara a generar el registro asociado al lugar de estudio presenta ventajas respecto a otros registros, los cuales resultan

alterados en mayor medida por el efecto de sitio. A continuación, se presentan los registros medidos por la estación de la UTFSM con las aceleraciones máximas asociadas en Figura 4.25, 4.26 y Tabla 4.11.

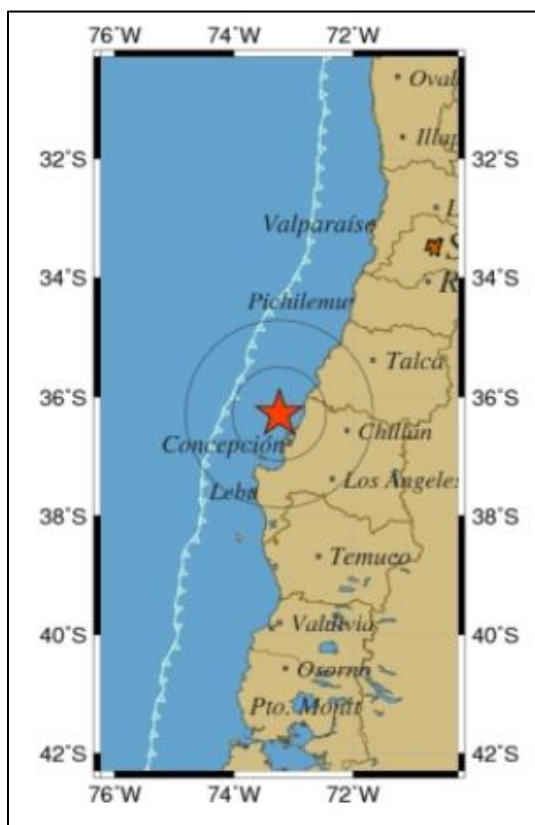


Figura 4.25: Hipocentro del terremoto del 27 de febrero de 2010

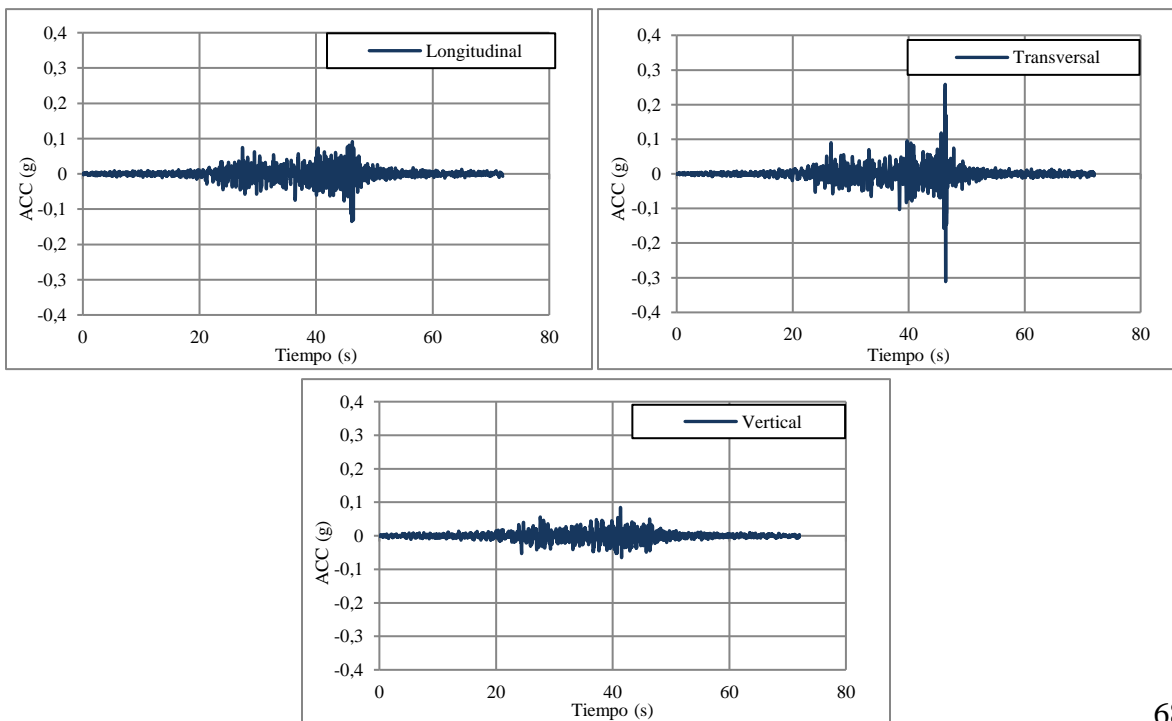


Figura 4.26: Registros de aceleraciones para las tres direcciones del terremoto del 27 de febrero medidas en la estación de la UTFSM de Valparaíso (Elaboración propia).

Tabla 4.11: Aceleraciones máximas asociadas a las tres direcciones del terremoto del 27 de febrero medidas en la estación de la UTFSM de Valparaíso (Elaboración propia).

Registro	PGA	cm/s ²
Longitudinal	0,131	128,50
Transversal	0,290	285,35
Vertical	0,070	69,05

4.4.2 Atenuación sísmica

Según lo señalado en la Sección 2.11.4, para contar con el registro asociado al lugar de estudio es necesario escalar el registro (en este caso de aceleraciones) a través de leyes de atenuación que nos permitan asociar el PGA medido en la estación de la UTFSM, con el PGA esperado en la base del modelo del embalse. Para determinar el PGA a través de leyes de atenuación es necesario contar con parámetros de la magnitud del sismo y las distancias hipocentrales a lugar de estimación, los cuales se detallan en la Tabla 4.12. El resultado de las aceleraciones máximas estimadas por las leyes de atenuación se presenta en la Tabla 4.13.

Tabla 4.12: Parámetros para las leyes de atenuación (Elaboración propia).

Terremoto 27F		
Parámetro		Unidad
Magnitud	8,8	M_w
R (UTFSM)	337	Km
R (Talca)	117	Km
R (Chépica)	103	Km

Tabla 4.13: Aceleraciones máximas estimadas en roca para diferentes ubicaciones (Elaboración propia).

Leyes de Atenuación				
Ubicación	UTFSM	Talca	Chépica	Unidad
Ruiz y Saragoni (2005)	249,711	676,935	754,961	cm/seg ²
	0,255	0,690	0,770	PGA
Martin (1990)	223,060	512,583	557,986	cm/seg ²
	0,227	0,523	0,569	PGA
Schaad y Saragoni(1989)	221,849	464,575	500,956	cm/seg ²
	0,226	0,474	0,511	PGA
Fresard y saragoni(1986)	142,257	513,895	585,832	cm/seg ²
	0,145	0,524	0,597	PGA

A partir del PGA registrado por la estación UTFSM de 0,290g y el PGA estimado en roca de Talca de 0,407g, la ley de atenuación que mejor se ajusta corresponde a la de Shaad y

Saragoni (1989); considerando además el estudio de Alfaro (2011) de peligro sísmico expuesto en la sección 2.11, donde en la zona de estudio posee un peligro sísmico $>0,4g$, lo que considerando el valor obtenido de $0,5g$ en roca por la ley de atenuación, se considera un valor alto, pero que a la vez es coherente con los PGA esperados en la región del Maule. Finalmente, en base a lo expuesto el registro sísmico para ser ingresado a modelaciones locales debe ser escalado por un factor de 1,7. El registro sísmico utilizado tanto para el análisis dinámico y para determinar el coeficiente sísmico en los análisis pseudoestáticos se presenta en la Figura 4.27.

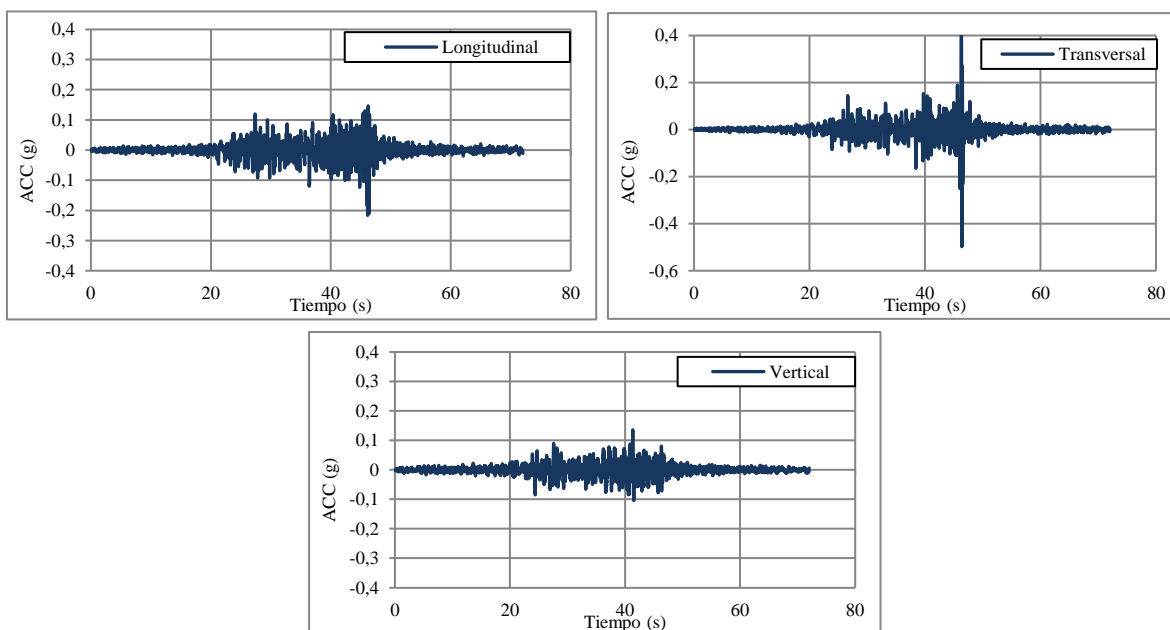
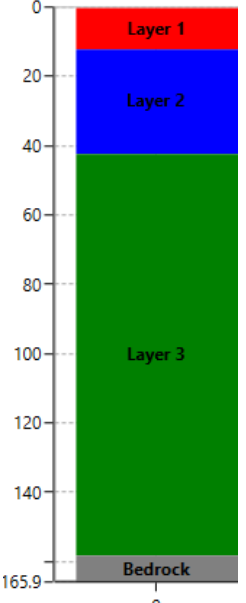


Figura 4.27: Registro sísmico escalado (Elaboración propia).

4.4.3 Análisis de respuesta de sitio

Para determinar el coeficiente sísmico asociado al terremoto del 27F en el lugar de estudio, se analiza el efecto de sitio producido por los estratos que se encuentra fundado el embalse; para realizar este análisis se utiliza el *software* Deepsoil el cual permite determinar la respuesta del sitio en 1D utilizando análisis lineal, lineal equivalente y no lineal. Debido a que los suelos sometidos a cargas cíclicas decrecen su rigidez de manera no lineal, se utilizara dicho análisis en Deepsoil. Considerando la información expuesta en la sección 4.2, la estratigrafía se compone por el suelo de fundación, la andesita lixiviada, la andesita Z1 y la andesita Z2, la columna de suelo y la información del análisis en Deepsoil se expone en la Tabla 4.14.

Tabla 4.14: Características de la columna de suelo de la zona de estudio (Elaboración propia).

Columna de suelo	Layer	Estrato	Potencia (m)	Peso unitario (KN/m ³)	Vs (m/s)
	1	Suelo de fundación	12	18	600
	2	Andesita lixiviada	30	27	2000
	3	Andesita z1	116	27	2500
	Bedrock	Andesita Z2	196	27	6000

Considerando la columna de suelo expuesta de 158 metros de profundidad se obtiene una frecuencia natural de 3,272 Hz y un periodo fundamental de 0,3 segundos. Para el análisis no lineal, Deepsoil cuenta curvas de referencia para las arenas y arcillas, como se expuso en la sección 4.2 el suelo de fundación corresponde a una arcilla, es por ello que se utilizará la curva de referencia de Darendeli (2001) para este material, la cual a partir de parámetros como la relación de preconsolidación (OCR), el índice de plasticidad (IP) y el coeficiente de empuje en reposo (K_0) genera las curvas de degradación de la rigidez y del amortiguamiento, estas curvas se exponen en la sección de Anexos. En base a lo expuesto, la definición de los perfiles en el modelo 1D se expone en la Figura 4.28.

Con las características de los materiales ingresados, se selecciona el sismo de estudio, el cual en este caso corresponde al registro sísmico del 27F escalado según lo expuesto en la sección 4.4.2. Los resultados de la respuesta de sitio para cada estrato se midieron en la parte superior de cada uno, con el fin de visualizar la amplificación que surge al pasar la onda sísmica en la columna de suelo. El registro de las aceleraciones medidas en cada estrato se presentan en la Figura 4.29, además se presentan en la Tabla 4.15 los PGA y desplazamientos asociados a estos registros.

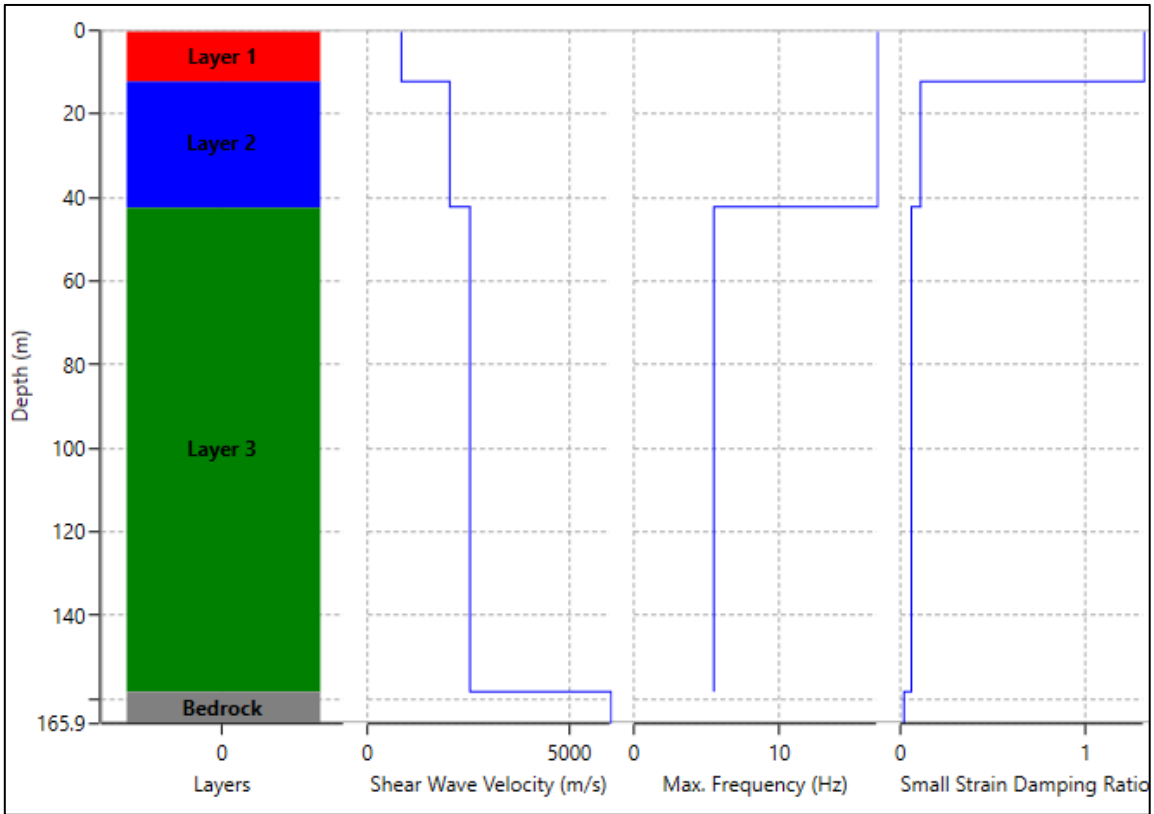


Figura 4.28: Columna de suelo en el modelamiento en Deepsoil.

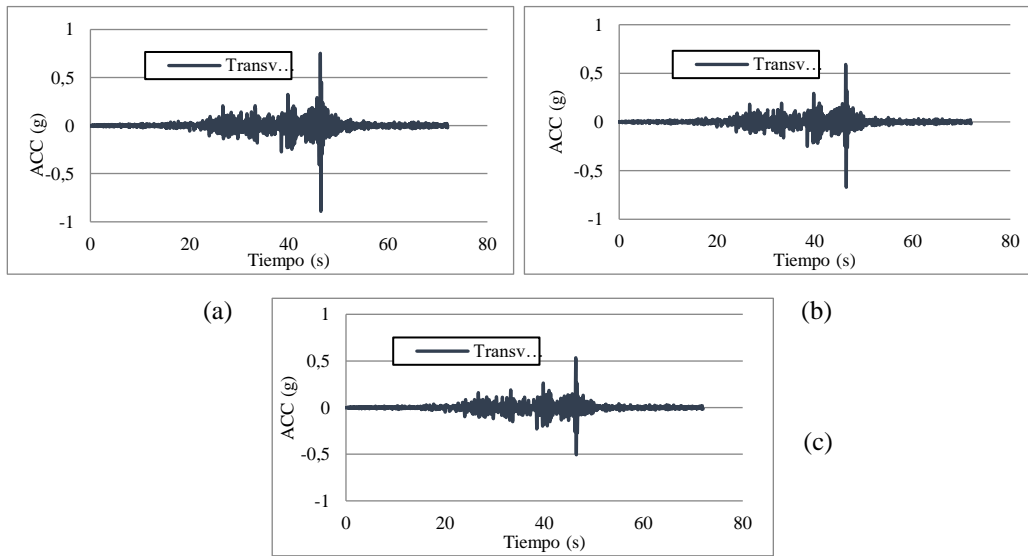


Figura 4.29: Registro de aceleraciones medidas en el estrato de suelo (a), Andesita lixiviada (b) y Andesita Z1 (c) (Elaboración Propia).

Tabla 4.15: PGA asociado a cada estrato (Elaboración propia).

Estrato	Profundidad(m)	PGA (g)	Desplazamiento(m)
Suelo de fundación	0	0,89	0,012
Andesita lixiviada	12	0,67	0,011
Andesita Z1	42	0,53	0,010

La andesita Z1 corresponde al primer estrato donde se midió las aceleraciones, el resultado arroja una baja amplificación del orden del 8% aproximadamente, esto se da debido a que la roca es de buena calidad con una alta rigidez; para el estrato de andesita lixiviada se da una mayor amplificación considerando que tiene una menor rigidez, su amplificación es del orden del 26%; el ultimo estrato correspondiente al suelo de fundación, amplifica la aceleración en un 32% , amplificación esperada ya que es el estrato con una razón de amortiguamiento mayor a la roca, así como una menor rigidez, pese a ello el estrato conserva la estructura original del sismo dado a que no posee una potencia tan grande.

La respuesta espectral del sismo y la de cada estrato se presenta en la Figura 4.30.

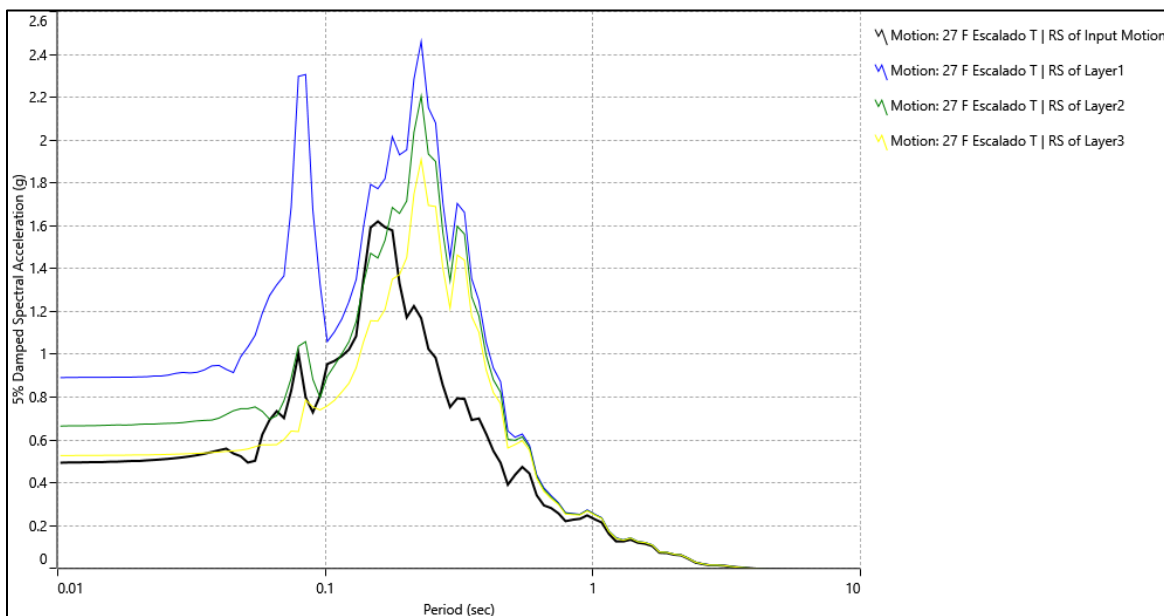


Figura 4.30: Respuesta espectral del terremoto del 27F (Elaboración propia).

La respuesta espectral se ve modificada por los estratos de roca, desplazando el periodo donde se da la amplificación máxima hacia la derecha, esto se da de forma similar para el suelo con la diferencia que se genera un segundo *peak* a un periodo más bajo. Considerando el periodo fundamental de la columna de suelo modelada de 0,3 segundos y la respuesta espectral del sismo, se puede explicar la gran amplificación del suelo, que, si bien es cierto, no se encuentra en el periodo de mayor *peak*, este alcanza cierta resonancia con el sismo.

A partir de lo expuesto en la Sección 2.9 a partir de la expresión de Saragoni (1993) el coeficiente sísmico es determinado a partir de la aceleración máxima (PGA) asociada al estudio sísmico, determinado a partir del terremoto del 27F y el efecto de sitio, este corresponde a una aceleración de $0,89g$, el cual resulta en un coeficiente sísmico (K_h) de 0.22 para los análisis pseudoestáticos relacionados al terremoto del 27F.

4.5 Método de Equilibrio límite (MEL)

El modelamiento en dos dimensiones a través de MEL es desarrollado a partir de la generación de 3 perfiles transversales del embalse de relaves (ver Figura 4.31), de manera de modelar las diferencias que existen en la potencia del suelo de fundación, el cual como se detalla en la sección 4.2.6, tiene una potencia variable a lo largo de trayectoria del muro. Por medio de este método, utilizando los parámetros resistentes provenientes de ensayos de corte directo realizados por estudios precedente, se determina la estabilidad a partir de análisis estático y pseudoestático.

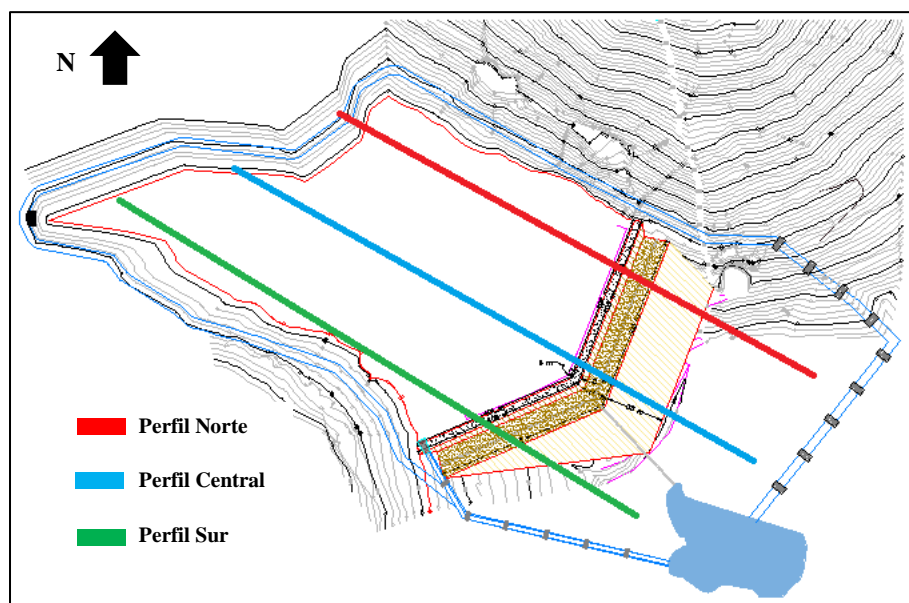


Figura 4.31: Ubicación de los perfiles seleccionados para los análisis 2D (Elaboración propia).

4.5.1 Modelamiento en Slide 2

Para el modelamiento en 2D mediante el método de equilibrio límite se utilizarán los 3 perfiles definidos en la Figura 4.30, usando las propiedades para cada material obtenidas del levantamiento de información (esta información se puede ver en la sección de Anexos). Los modelos en 2D tendrán las siguientes características expuestas en la Figura 4.32.

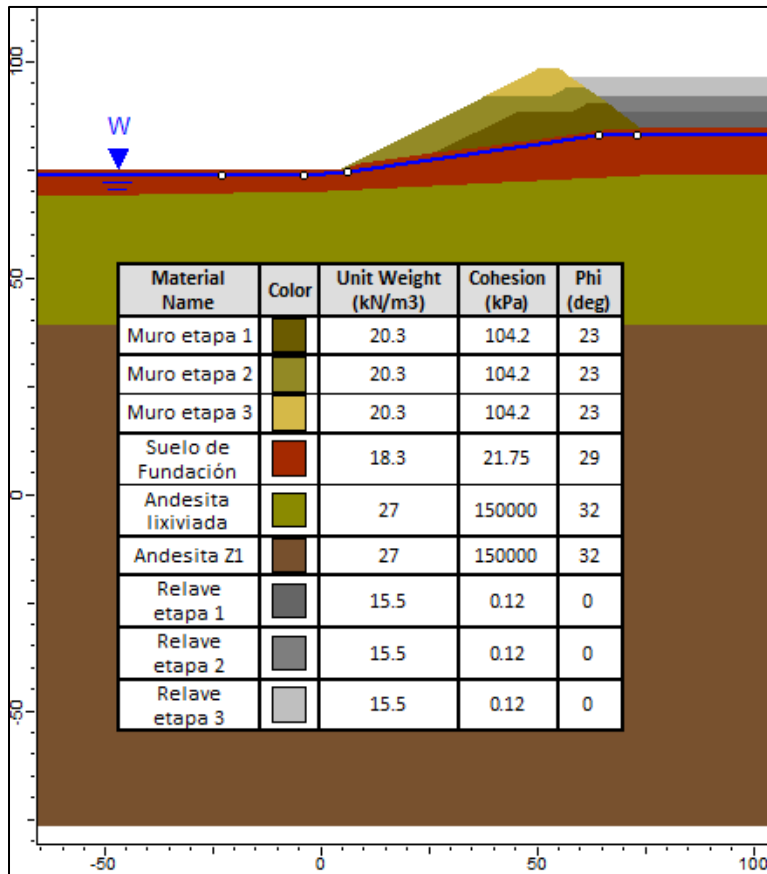


Figura 4.32: Características del modelo en SLIDE 2 (Elaboración Propia).

Los modelos en 2D en SLIDE 2 serán evaluados en diferentes análisis, la primera parte corresponde a análisis estáticos para los 3 perfiles definidos; la segunda parte corresponde a análisis pseudoestático, considerando el coeficiente sísmico desarrollado por el terremoto del 27F y el coeficiente calculado por la zonificación sísmica del embalse de relaves de Chépica; finalmente se analiza de forma estática y pseudoestática la incidencia de una elevación del nivel freático producto de una disminución de la porosidad en el sistema de drenaje del embalse.

Para el análisis estático se determinan los factores de seguridad considerando las tres etapas de construcción del embalse, la primera etapa considera una elevación del muro hasta la cota 90,4 m.s.n.m., la segunda etapa asciende a la cota 94 m.s.n.m., y finalmente la tercera etapa asciende hasta la cota 98,5 m.s.n.m, alcanzando una altura máxima del muro de 19,5m. Los resultados para los análisis estáticos se presentan en la Figura 4.33, 4.34 y 4.35.

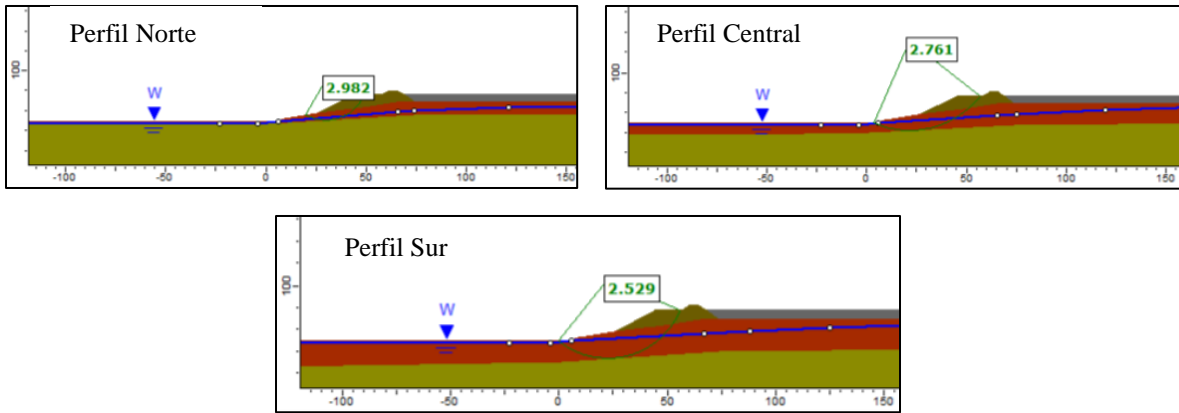


Figura 4.33: Factores de seguridad para la primera etapa del depósito, considerando los tres perfiles (análisis estático) (Elaboración Propia).

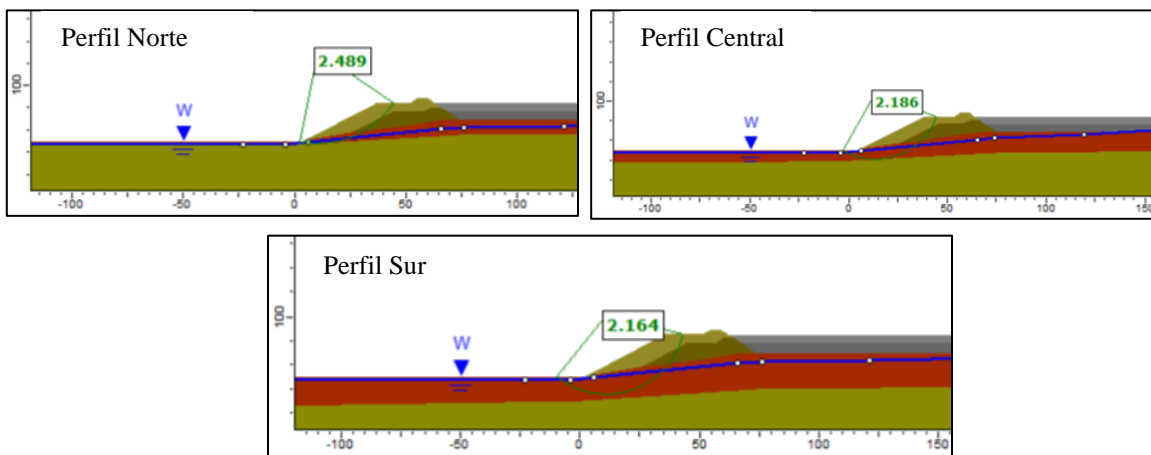


Figura 4.34: Factores de seguridad para la segunda etapa del depósito, considerando los tres perfiles (análisis estático) (Elaboración Propia).

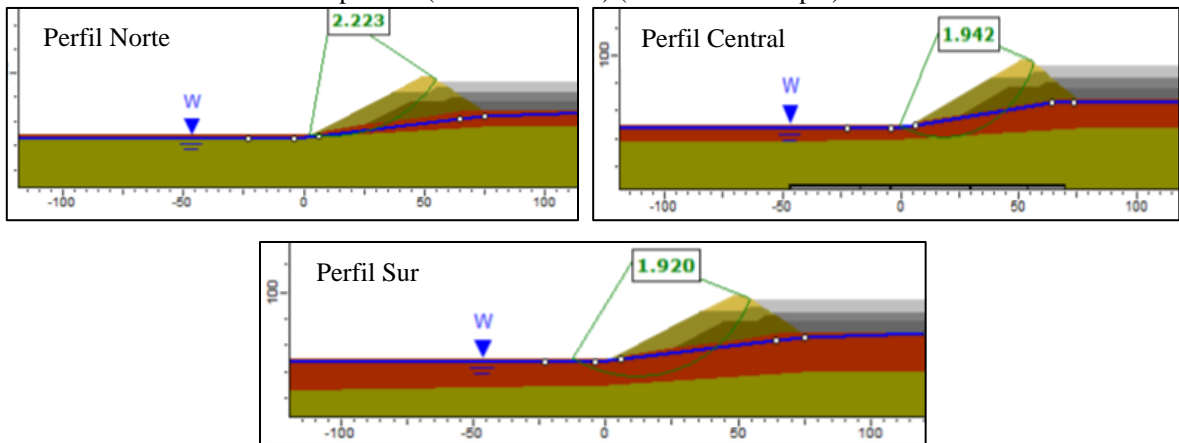


Figura 4.35: Factores de seguridad para la tercera etapa del depósito, considerando los tres perfiles. (análisis estático) (Elaboración Propia).

Para el análisis pseudoestático considerando el coeficiente sísmico determinado por la zonificación sísmica de la ubicación del depósito de estudio en la sección 4.4 y considerando la ecuación del Manual de carreteras (2002) para el coeficiente sísmico expuesto en la sección 2.9 se obtiene un coeficiente sísmico de 0,2; el coeficiente sísmico determinado es ingresado

a los modelos para las diferentes etapas y perfiles, los resultados se exponen en las Figuras 4.36, 4.37 y 4.38.

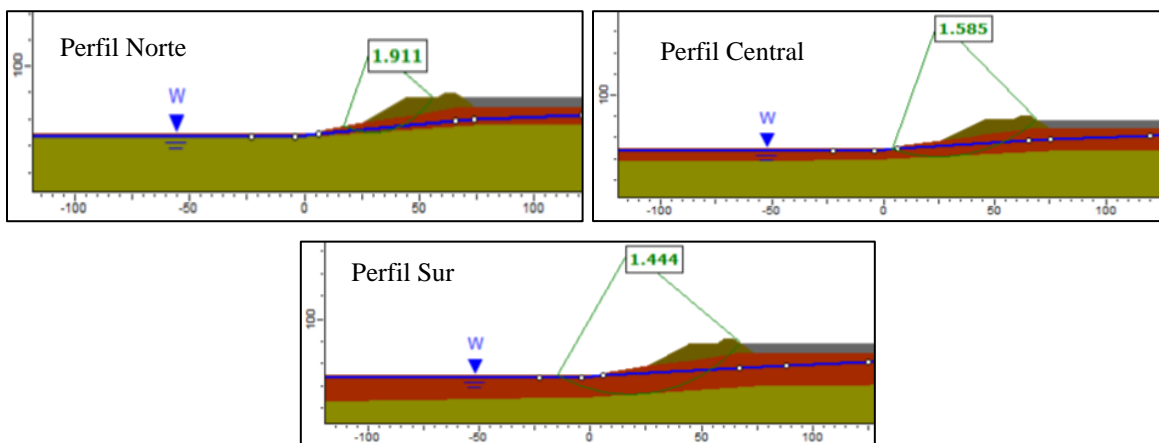


Figura 4.36: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático por zonificación sísmica en la primera etapa del depósito, considerando los tres perfiles (Elaboración Propia).

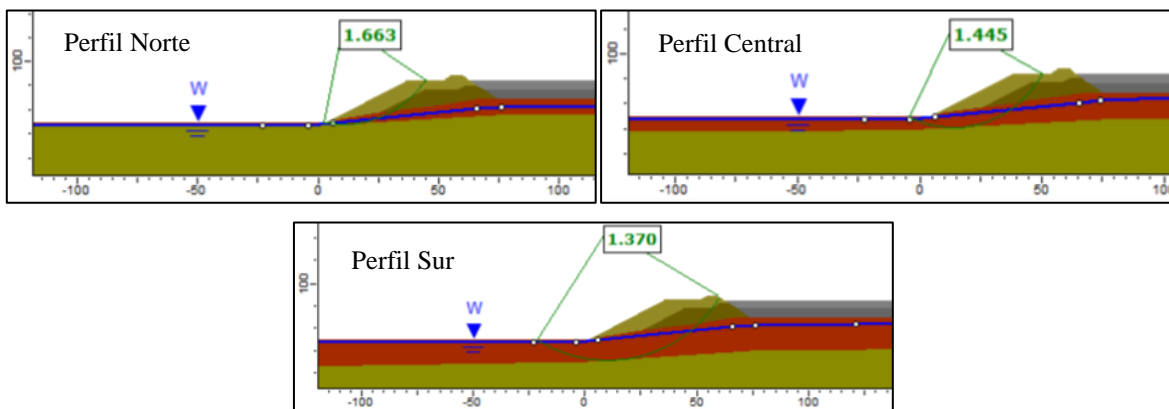


Figura 4.37: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático por zonificación sísmica en la segunda etapa del depósito, considerando los tres perfiles (Elaboración Propia).

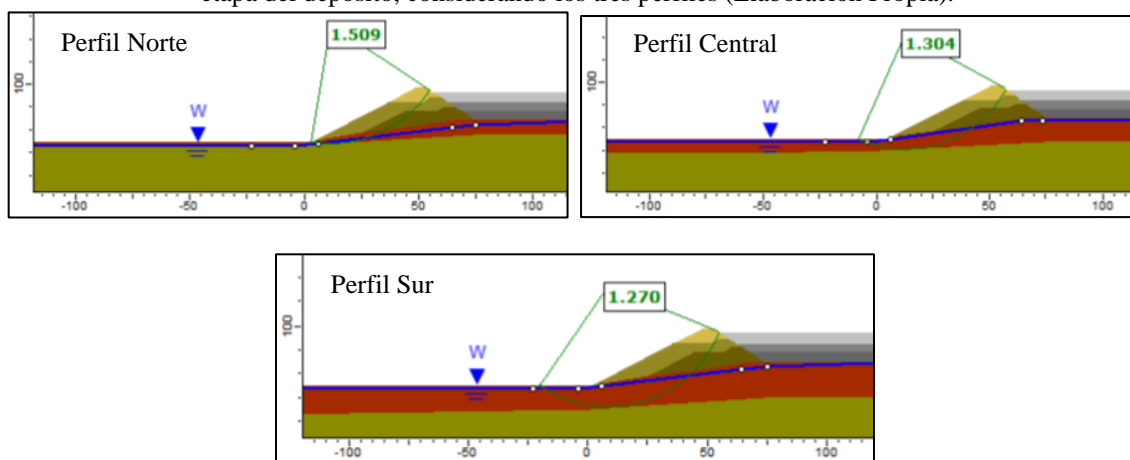


Figura 4.38: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático por zonificación sísmica en la segunda etapa del depósito, considerando los tres perfiles (Elaboración Propia).

Para el análisis pseudoestático considerando la aceleración máxima horizontal asociada al terremoto del 27 expuesto en la sección 4.4 y considerando la ecuación de Saragoni (1993) se obtiene un coeficiente sísmico aproximado de 0,22, el cual es el ingresado en los modelos para las diferentes etapas y perfiles, los resultados se exponen en las Figuras 4.39, 4.40 y 4.41.

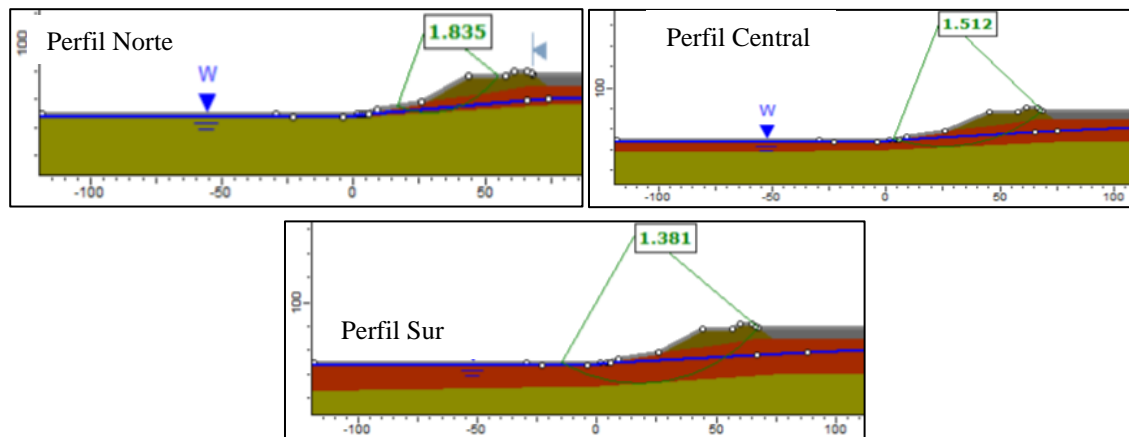


Figura 4.39: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático del 27F en la primera etapa del depósito, considerando los tres perfiles (Elaboración Propia).

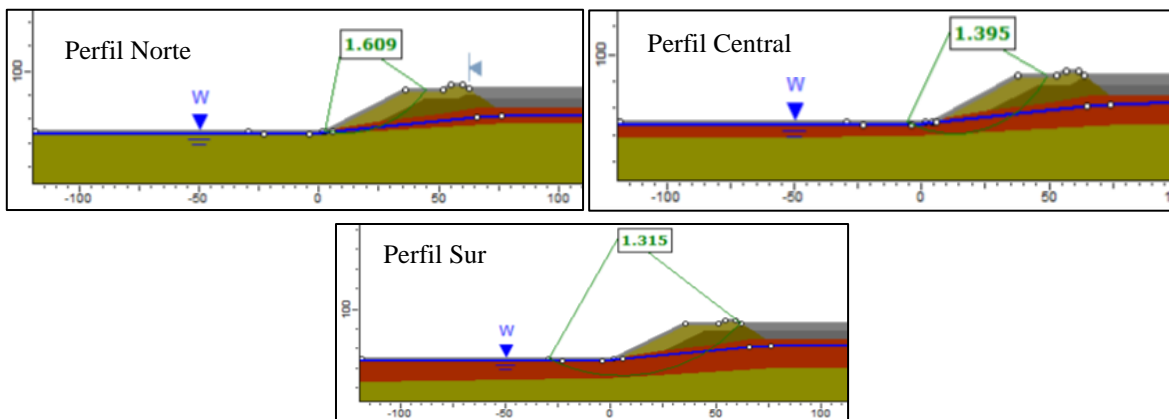


Figura 4.40: Factores de para los análisis pseudoestático de la segunda etapa del depósito, considerando los tres perfiles (Elaboración Propia).

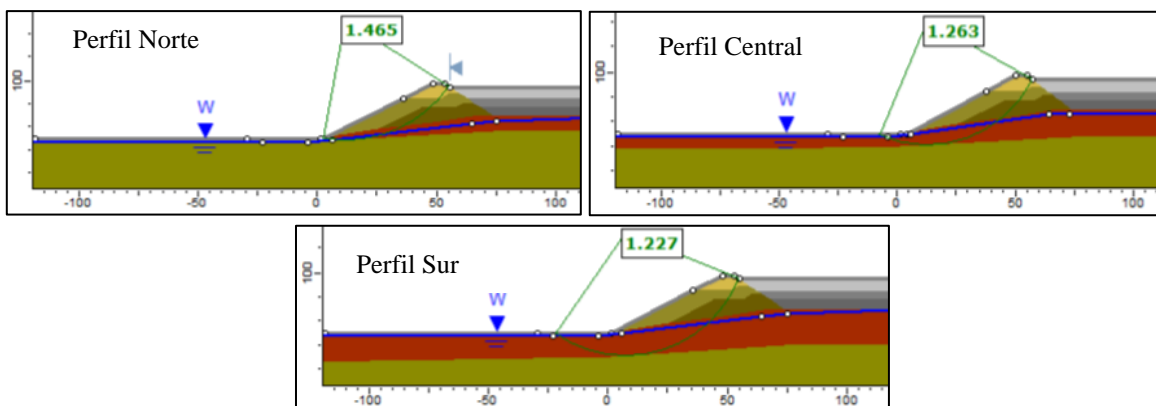


Figura 4.41: Factores de seguridad para los análisis pseudoestático de la tercera etapa del depósito, considerando los tres perfiles (Elaboración Propia).

Considerando una reducción de la porosidad del dren, determinando la estabilidad del embalse a partir de la elevación del nivel freático atravesando el muro de contención, producto que el sistema de drenaje no sería capaz de evacuar los caudales necesarios para mantener el nivel freático bajo este. Esta situación se modeló bajo los resultados obtenidos de la memoria de Diaz (2019) donde evalúo la capacidad del sistema de drenaje del embalse de relaves de Mina Chépica. Los resultados se exponen tanto para el caso estático como para el pseudoestático en las Figuras 4.42 y 4.43.

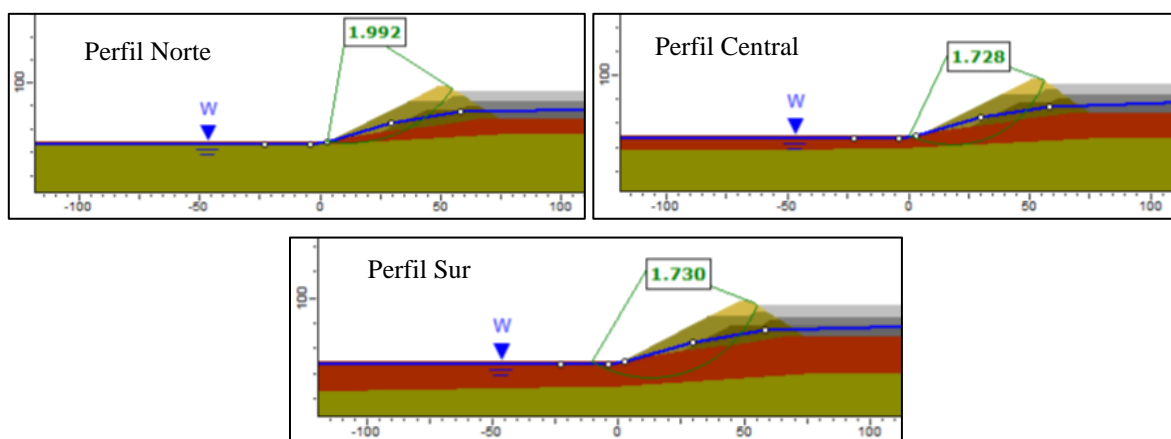


Figura 4.42: Factores de seguridad para la reducción de la porosidad del dren en la tercera etapa del depósito, considerando los tres perfiles (Elaboración Propia).

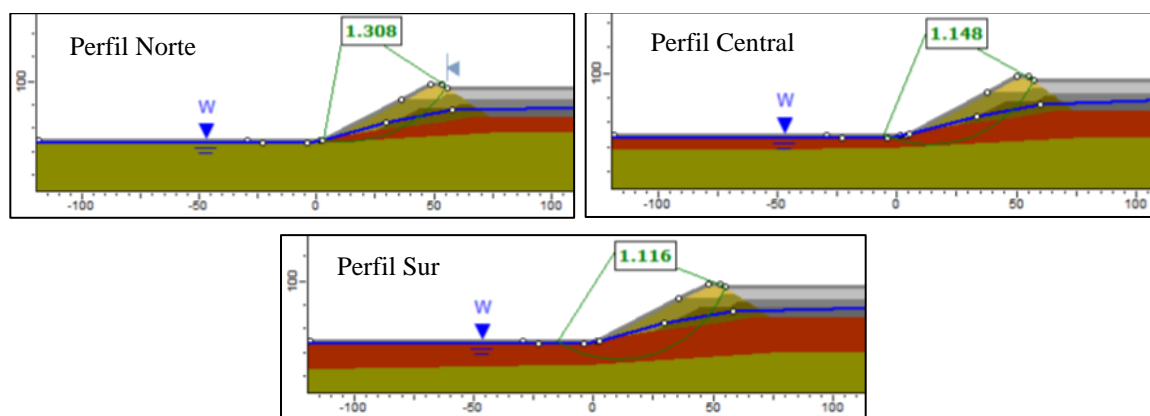


Figura 4.43: Factores de seguridad para la reducción de la porosidad del dren en la tercera etapa del depósito, considerando los tres perfiles (Elaboración Propia).

Los resultados expuestos demuestran una clara dependencia de la estabilidad del muro de contención con la potencia del estrato del suelo de fundación, este al ser un material de menor rigidez con propiedades de resistencia más baja, incide en una reducción del factor de seguridad del muro. El perfil sur presenta factores de seguridad menores al compararlo con los perfiles central y norte, este último presenta los factores más altos, lo que se asocia a espesor del suelo de fundación entre 1 a 2 metros, estando fundado a una pequeña distancia del estrato de roca andesita lixiviada.

En cuanto a la estabilidad estática del depósito, para los 3 perfiles definidos en sus 3 etapas los factores de seguridad se encuentran por encima de los 1,9, lo cual es bastante favorable considerando que se solicita un $FS > 1.5$ en el decreto N°248 expuesto en la sección 2.5.2; para los análisis pseudoestáticos considerando el terremoto del 27F se da de forma similar, obteniendo factores de seguridad mayores al solicitado por el decreto N°248 ($FS > 1,2$), con valores de 1,22 en el perfil sur, FS que resulta ser el más desfavorable; para el coeficiente determinado por la zonificación sísmica los valores de FS obtenidos también son mayores a los 1,2 solicitados por la normativa. Los valores se presentan en la Tabla 4.16 y en la Figura 4.44.

Tabla 4.16: Resumen de los factores de seguridad en Slide 2. (Elaboración Propia)

Factores de seguridad			Perfil Norte			Perfil central			Perfil Sur		
Tipo de análisis	kh	FS mínimos	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3
Estático		1,2	2,98	2,48	2,22	2,76	2,18	1,94	2,52	2,16	1,92
Pseudoestático Nch33	0,20	1,5	1,91	1,66	1,50	1,58	1,44	1,30	1,44	1,37	1,27
Pseudoestático 27 F	0,22	1,5	1,83	1,60	1,38	1,51	1,39	1,31	1,38	1,26	1,22

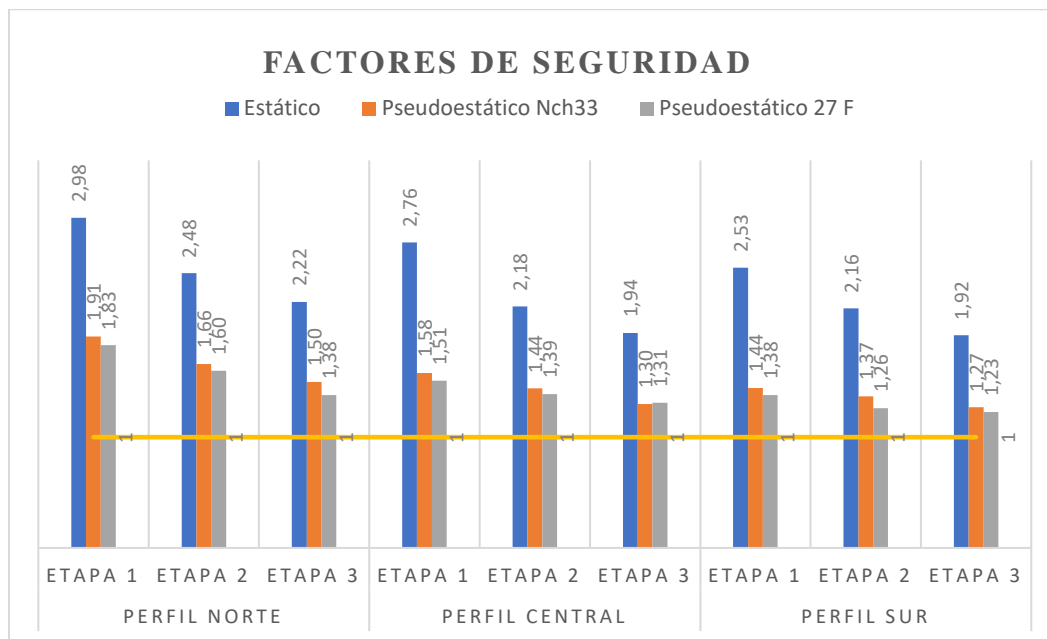


Figura 4.44: Gráfica de los factores de seguridad en Slide 2. Línea en color rojo representa un factor de seguridad crítico ($FS=1$) (Elaboración Propia).

En el caso 3 contemplando la elevación del nivel freático y el coeficiente sísmico asociado a terremoto del 27f se obtienen factores de seguridad críticos, siendo el caso más desfavorable

el perfil sur con un factor de seguridad igual a 1,0. Los FS resultantes se exponen en la Tabla 4.17 y Figura 4.45.

Tabla 4.17: Resumen de los factores de seguridad para el para el caso en que exista colmatación del sistema de drenaje (Elaboración Propia).

Factores de seguridad				
Tipo de análisis	kh	Perfil Norte	Perfil Central	Perfil Sur
Estático	-	1,99	1,72	1,73
Pseudoestático 27F	0,22	1,30	1,14	1,11

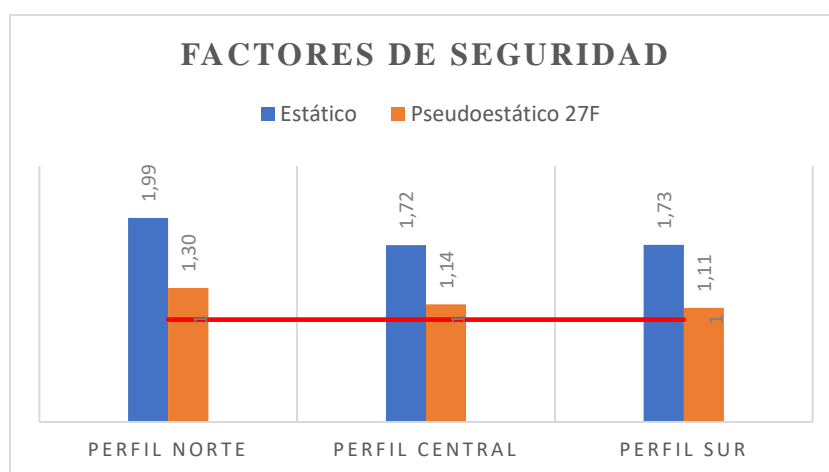


Figura 4.45: Factores de seguridad para el caso en que exista colmatación del sistema de drenaje. Línea en color rojo representa un factor de seguridad crítico (FS=1) (Elaboración Propia).

4.6 Modelamiento numérico vía elementos finitos

La simulación en RS3 contempla solo análisis Estático, mientras que en la simulación en RS2 es posible realizar análisis Estático y Dinámico mediante modelamiento numérico; a diferencia de los modelos en Slide 2 se modelará el perfil central considerando la etapa final del embalse, correspondiente a la etapa 3, en la cual el muro alcanza una altura máxima de 19,5 metros.

En base a lo expuesto en la sección 2.8, los modelos constitutivos nos permiten simular el comportamiento de los materiales antes ciertas condiciones definidas, por este motivo, seleccionar modelos que nos permitan simular de la mejor forma el comportamiento de estos geomateriales son fundamentales. A partir de esta premisa, se seleccionaron aquellos modelos que cumplan con ajustarse a la problemática y permitan una eficiente calibración asociada a los ensayos de laboratorio desarrollados. Los modelos definidos se presentan en la Tabla 4.18.

Tabla 4.18: Modelos definidos en RS2 y RS3 para cada material (Elaboración propia).

Material	Modelo
Muro	HS-Small
Suelo de fundación	HS-Small
Relave	Vertical Stress Ratio / Finn
Andesita Lixiviada	Elástico Lineal
Andesita Z1	Elástico Lineal

A partir de la caracterización geotécnica y el levantamiento de información expuestos en la sección 4.1, se determinan los parámetros asociados a los modelos constitutivos definidos para los materiales que componen el embalse de relaves. A partir de las curvas esfuerzo deformación de los ensayos triaxiales se determinó la Rigidez secante del ensayo triaxial ($E_{50\ ref}$), la cual se determinó a partir del promedio de los ensayos realizados. A continuación, en las Figuras 4.46 y 4.47 se presenta el parámetro $E_{50\ ref}$ calibrado para el muro y el suelo respectivamente.

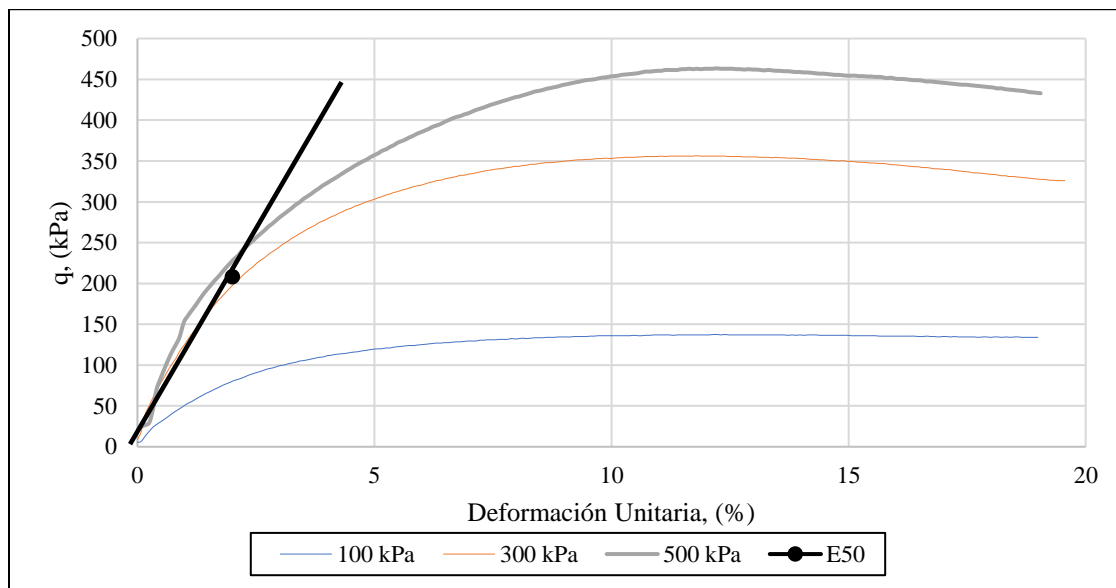


Figura 4.46: Parámetro $E_{50\ ref}$ del modelo HS-Small para el muro.

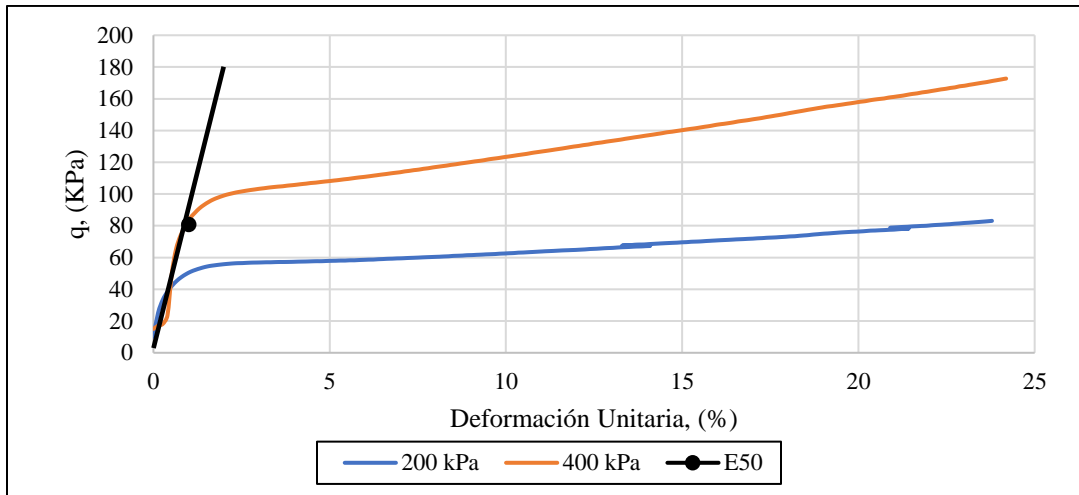


Figura 4.47: Parámetro $E_{50\ ref}$ del modelo HS-Small para el suelo.

El parámetro $E_{oed\ ref}$ se determinó a partir de los ensayos edométricos realizados por Barrios (2020), al igual que el parámetro $E_{ur\ ref}$, tanto para los materiales de suelo y muro, cabe destacar que este ensayo se realizaron a partir del mismo deposito de relave, por lo que nos entregan información fiable para el modelo. Para determinar el parámetro G_0^{ref} , se calculó E_0^{ref} de las curvas esfuerzo/deformación de los ensayos triaxiales, y mediante la ecuación 2.20 expuesta en la sección 2.8.4 se determinó el módulo de corte referencial para el suelo y el muro. Para los parámetros de resistencia se utilizan los calculados en la sección 4.1.5 y se define un ángulo de dilatancia igual a cero, dada las características contractivas de los materiales arcillosos, valor que además se asume conservador ya que un ángulo de dilatancia mayor a cero aumentaría la resistencia de los materiales. Los parámetros utilizados para el suelo y muro se presentan en la tabla 4.19.

Tabla 4.19: Parámetros para los materiales del Suelo y Muro (Elaboración propia).

Parámetro	Suelo	Muro	Unidad
Ángulo de fricción (ϕ)	29	23	°
Cohesión (C)	10	25	kPa
Ángulo de dilatancia (ψ)	0	0	°
Rigidez secante en ensayos triaxiales ($E_{50\ ref}$)	8000	10400	kPa
Rigidez tangente en cargas edométricas ($E_{oed\ ref}$)	3000	3350	kPa
Rigidez en descarga-recarga ($E_{ur\ ref}$)	18000	20500	kPa
Tensión de referencia para las rigideces (σ_{ref})	100	100	kPa
Coefficiente lateral de tierras ($K_0\ nc$)	0,52	0,61	-
Relación entre q_f y q_a (R_f)	0,9	0,9	-
Dependencia entre la rigidez y el nivel de esfuerzo (m)	1	1	-
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,25	-
Módulo de corte referencial a bajas deformaciones (G_0^{ref})	4200	4400	kPa
Límite de deformación de corte donde $G_s = 0.722 G_0$	1×10^{-4}	1×10^{-4}	-

Parámetro	Suelo	Muro	Unidad
OCR	2,8	-	-
Peso unitario	18	19	kN/m ³

Para los parámetros de los estratos de roca, a partir de la información recopilada del levantamiento de información y utilizando la herramienta RocData de Rocscience se definieron los parámetros para el criterio de falla generalizado de Hoek-Brown. Para el caso del relave en la condición estática, se utilizó información de los estudios precedentes del relave de mina chéptica, mientras que para las condiciones dinámicas se utilizó parámetros conservadores típicos de relaves, de modo de poder introducir al modelo un material que licuará ante la carga sísmica. Los parámetros de los modelos utilizados en las simulaciones estáticas y dinámicas de los materiales anteriormente mencionados se exponen en las tablas 4.20 y 4.21.

Tabla 4.20: Parámetros para los estratos de Roca.

Parámetro	Andesita Lixiviada	Andesita porfídica Z1	Unidad
Módulo de Young E	7700	7700	MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,29	0,29	-
Resistencia a la compresión uniaxial (UCS)	86600	70300	kPa
Parámetro m_b	2,31	2,31	-
Parámetro s	0,002	0,002	-
Parámetro a	0,503	0,503	-
Peso unitario	27	27	kN/m ³

Tabla 4.21: Parámetros para el material de Relave.

Parámetro	Relave	Unidad	Modelo
Módulo de Young (E)	4000	kPa	Finn – VSR
Coefficiente de Poisson (ν)	0.45		Finn – VSR
Resistencia no drenada (S_u)	20	kPa	Finn – VSR
Relación de tensión vertical	0.001		VSR
Peso unitario	14	kN/m ³	Finn – VSR
$(N_1)_{60}$	6		Finn

*VSR: Vertical Stress Ratio

4.6.1 Tamaño de Malla

En Rs2 el método empleado corresponde a FEM en 2D, en el cual el modelo es dividido en una serie de polígonos y nodos en los que se aplican las ecuaciones constitutivas, por ende

es necesario definir una correcta malla de estos elementos para los análisis estáticos y dinámicos, para este último generar una correcta propagación de la onda sísmica introducida al modelo es necesario cumplir ciertas consideraciones tanto geométricas, como dependientes del contenido de frecuencias del sismo de estudio.

Considerando las recomendaciones de Kuhlmeier & Lysmer (1973), sugieren que, para una correcta transmisión de la onda sísmica en el modelo, la longitud máxima de los elementos debe cumplir lo expuesta en la ecuación 4.2

$$l_{max} \leq \frac{\lambda}{10} \quad (4.2)$$

Donde λ corresponde la longitud de onda de corte y se determina mediante la ecuación 4.3.

$$\lambda \leq \frac{V_s}{f_{max}} \quad (4.3)$$

Donde V_s es la velocidad de las ondas de corte y f_{max} corresponde a la frecuencia más alta del sismo ingresado. El motivo por el cual es necesario filtrar el contenido de frecuencias del sismo ingresado radica en los tiempos de procesamiento, ya que si se consideran frecuencias arbitrarias podría recaer en un modelo con la malla demasiado fina, provocando tiempos de procesamiento demasiado largos. En este proyecto se utilizará un valor aproximado de f_{max} 6.5 Hz y los valores de V_s correspondientes a cada estrato. Los resultados de las longitudes máximas del modelo se presentan en la Tabla 4.22.

Tabla 4.22: Tamaño máximo de la malla del modelo

Estrato	Vs (m/s)	λ (m)	l_{max} (m)
Suelo de fundación y Muro	600	92,3	9,2
Relave	250	38,5	3,8
Andesita lixiviada	2000	307,7	30,8
Andesita z1	2500	384,6	38,5
Andesita Z2	6000	923,1	92,3

4.6.2 Input sísmico

El registro sísmico escalado del 27F obtenido a partir del estudio sísmico expuesto en la Sección 4.4, puede ser ingresado al modelo por las siguientes formas:

- Un historial de aceleración
- Un historial de velocidad
- Un historial de *stress*
- Historial de fuerza

En RS2 el registro sísmico es ingresado partir de un historial de aceleraciones, e introducido al modelo considerando una base rígida, donde el registro de aceleraciones es introducido en la base del modelo como se muestra en la Figura 4.48.

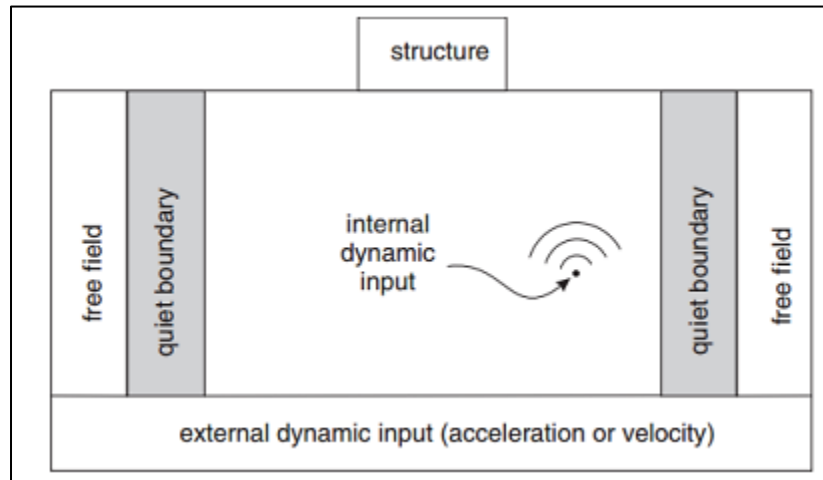


Figura 4.48: Modelo dinámico considerando Base rígida (Rocscience, 2021).

4.6.3 Condiciones de borde dinámicas

En los análisis dinámicos las condiciones de borde juegan un rol fundamental, ya que permiten la disipación del registro sísmico introducido, en RS2 se encuentra la condición de borde absorbente (*Absorb boundary condition*) y la condición de borde de transmisión (*Transmit*) las cuales tiene como propósito reproducir el comportamiento del suelo en el infinito, es decir como si el modelo no tuviese los limites donde son aplicadas estas condiciones (Rocscience, 2021). La condición de borde absorbente queda representada por los dos amortiguadores que se observan en la Figura 4.49.

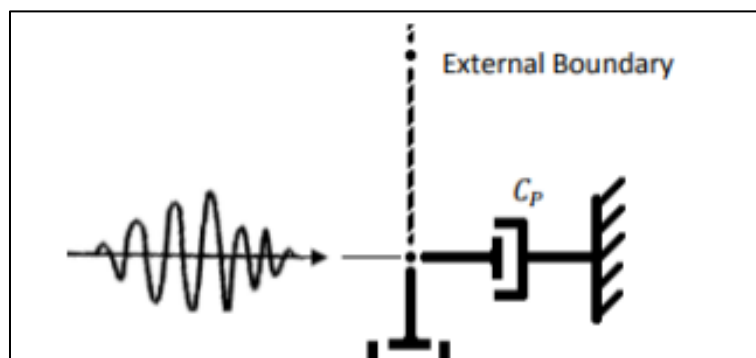


Figura 4.49: Representación de la condición de borde absorbente (Rocscience, 2021).

La condición de borde absorbente consta de amortiguadores en la capa externa del modelo, con el objetivo de disipar el registro sísmico y no transmitirlo. Para el caso de la condición de borde de transmisión, esta permite a la señal sísmica entrar al modelo y salir de este a

través de un nodo virtual externo, simulando un sistema de largo infinito. Esta condición de borde solo está disponible para los límites laterales del modelo. En la Figura 4.50 queda representada la condición de borde típica para este tipo de análisis.

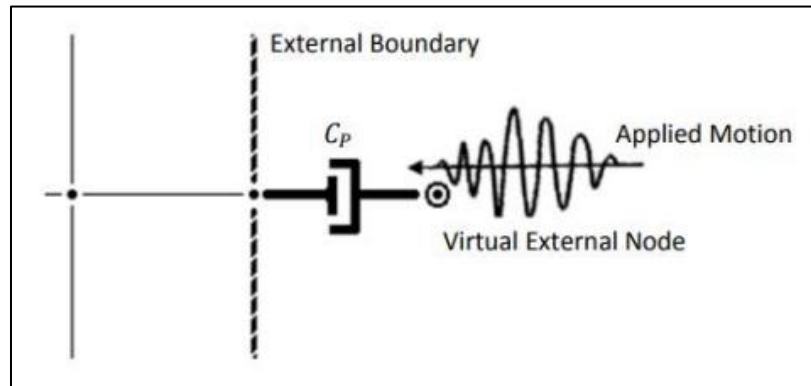


Figura 4.50: Representación de la condición de borde de transmisión (Rocscience, 2021).

Considerando la configuración del modelo con base rígida, la cual considera condiciones de borde de transmisión en los costados, el modelo se visualizaría según lo que se presenta en la Figura 4.51.

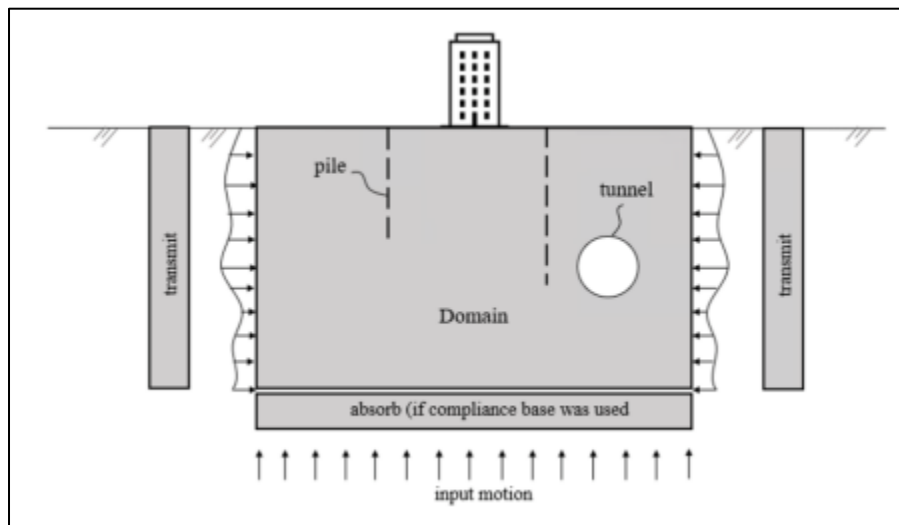


Figura 4.51: Condiciones de borde dinámicas en el modelo RS2 (Rocscience, 2021).

4.6.4 Amortiguamiento de Rayleigh

Como se presenta en la sección 2.10.1, el modelo HS Small tiene una buena representación del amortiguamiento Histerético, sin embargo, es necesario complementar con un pequeño amortiguamiento viscoso, el cual depende de la velocidad de carga (Sfriso & Sottitl, 2020). A partir de la formulación de Rayleigh los parámetros α y β se calibran para dos frecuencias objetivo (ω_k y ω_i) cubriendo el rango de frecuencias más importante del registro dinámico.

En base a la Figura 4.52 se obtiene los periodos predominantes del registro sísmico del 27F para calcular los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh

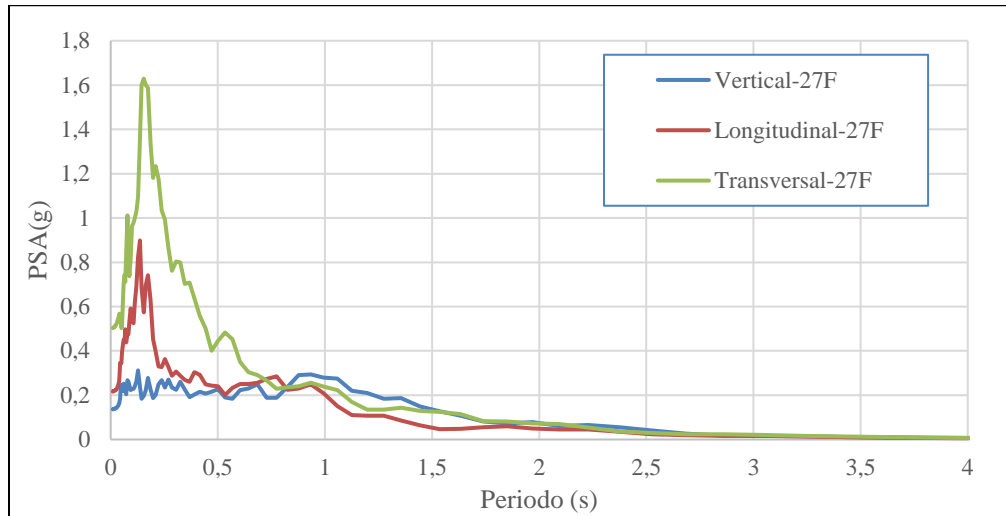


Figura 4.52: Espectros de respuesta para el registro escalado del 27F (Elaboración propia).

A partir de las herramientas de RS2 para calcular las frecuencias naturales del modelo, y en base a cubrir el rango de frecuencias del sismo, el rango de frecuencias objetivo se define entre 0,2 Hz y 20 Hz. Con el objetivo de analizar la influencia del amortiguamiento de Rayleigh en el modelo, se realizan 3 simulaciones a un amortiguamiento promedio de 3%, 2% y 1%, dichos amortiguamientos en RS2 se presentan en la Figura 4.53.

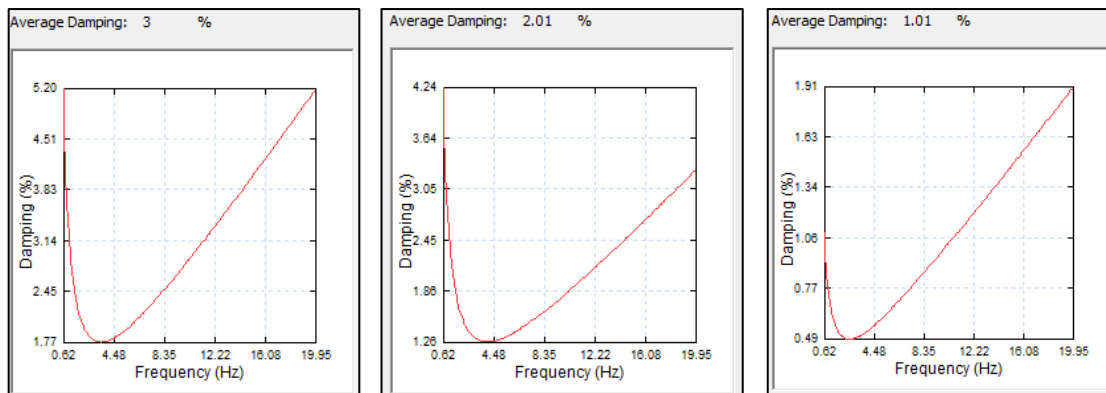


Figura 4.53: Amortiguamientos de Rayleigh en modelos RS2 (Elaboración Propia).

4.6.5 Modelo estático en RS3

El modelamiento numérico en RS3 considera los parámetros definidos en la sección 4.6, con el modelo VSR para el relave en esta simulación. RS3 actualmente no se encuentra capacitado para simular el comportamiento dinámico de un sismo, por lo que este análisis es

llevado a cabo solo en RS2. El resultado de la modelación estática se presenta en la Figura 4.54.

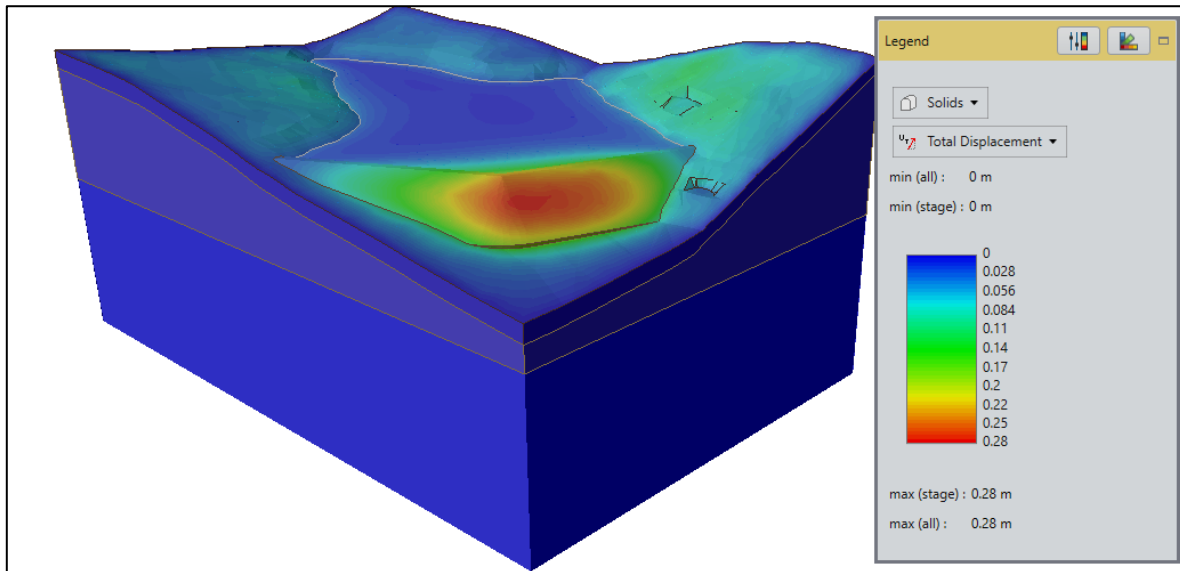
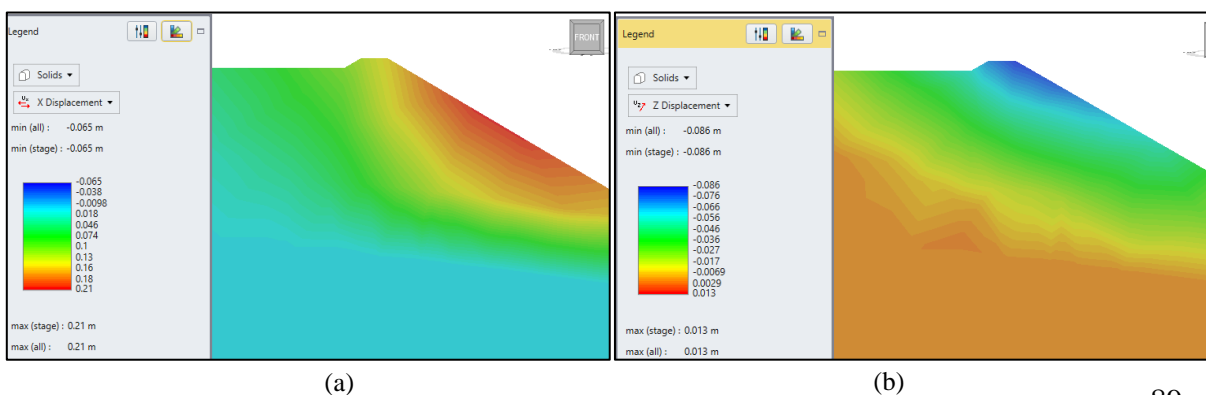


Figura 4.54: Contornos de desplazamientos totales en el modelo 3D (Elaboración Propia).

En la Figura 4.54 se pueden visualizar que los desplazamientos totales son del orden de los 10 y 25 cm, presentando mayores magnitudes en la zona central del muro, zona donde el muro posee una mayor altura en comparación con los estribos, en la Figura 4.55 se puede visualizar un corte transversal del modelo, de modo de poder visualizar de mejor manera los desplazamientos ocurridos al interior del muro.

A partir del corte transversal, se puede observar que existe un mayor desplazamiento en la cara aguas abajo del muro, lo cual es bastante acertado debido a que esta zona es la más desfavorable en muro. Los desplazamientos registrados en la zona central son mayores que en otras zonas del muro, lo cual posiblemente ocurre debido a razones del diseño (posee un quiebre el muro en la zona central) y a una mayor altura en esta zona producto de la depresión natural del terreno. Respecto a los asentamientos registrados en el muro, se observan desplazamientos máximos de 8 mm, mientras que, para los desplazamientos horizontales, se observan desplazamientos máximos de 21 cm.



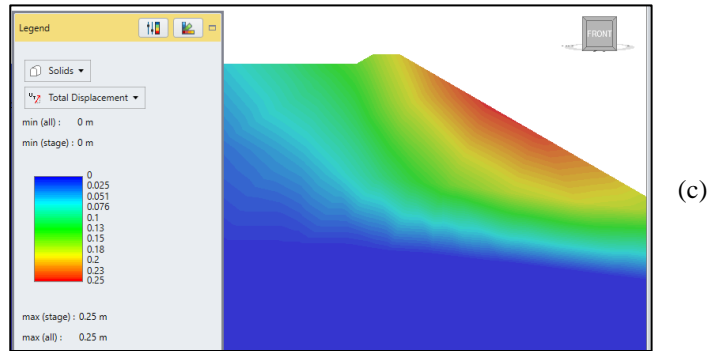


Figura 4.55: Corte transversal del modelo en 3D. Desplazamiento en x (a), asentamientos (b) y desplazamientos totales (c) (Elaboración propia).

4.6.6 Modelos estáticos en Rs2

Para los modelos numéricos en RS2 la etapa analizada corresponde a la de mayor carga (etapa 3) considerando la zona más desfavorable del modelo 3D (Perfil central). A partir de los parámetros expuestos en la sección 4.6 se estiman los desplazamientos en la simulación estática en 2D. En la Figura 4.56 se exponen los desplazamientos registrados en el perfil central. Donde se puede visualizar que los desplazamientos son del orden de centímetros, presentando mayores magnitudes en la pendiente del talud, donde se registra un desplazamiento total máximo de 12 cm; al interior del muro esta situación cambia debido a que el material se encuentra a un mayor confinamiento, presentando desplazamientos totales del orden de 7 cm. En cuanto a los asentamientos en el coronamiento se observan desplazamientos máximos de 5 mm, mientras que aguas abajo se observan desplazamientos horizontales máximos de 12 cm. A diferencia del modelo 3D los desplazamientos en el muro son ligeramente menores, lo cual considerando que el modelo en 2D no puede simular el depósito en su totalidad, al simular en 3D el embalse se ve afectado por la sinuosidad de la Quebrada la Hoyada, la existencia de una mayor altura de muro y el quiebre dado por el diseño. Estas condiciones resultan en una mayor concentración de esfuerzos en la zona central y un mayor desplazamiento.

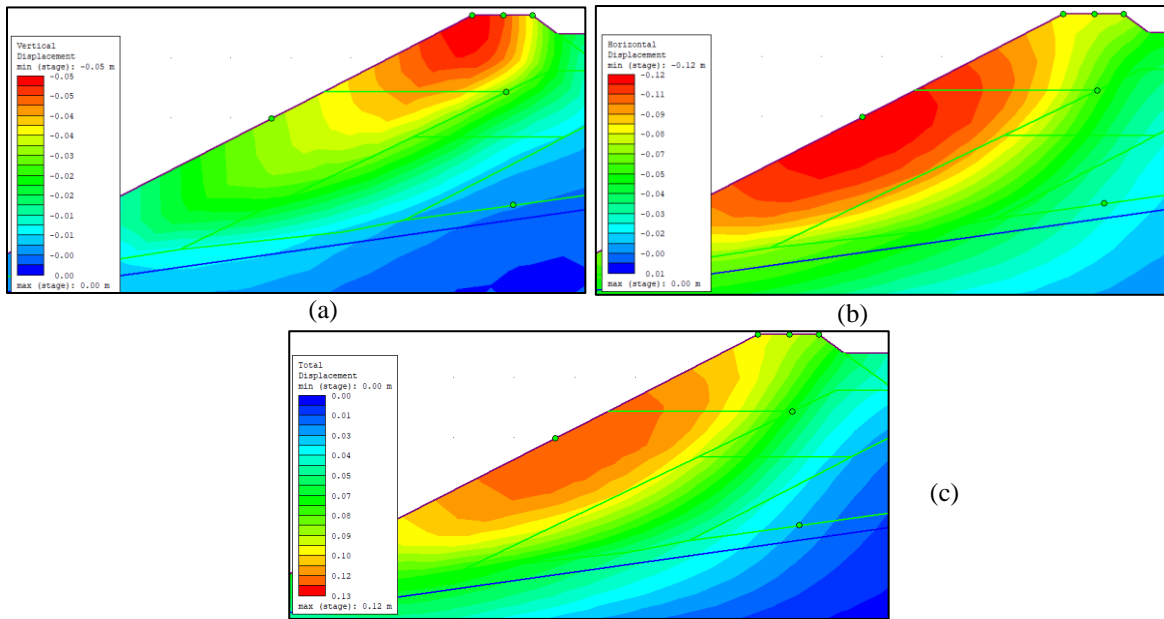


Figura 4.56: Desplazamientos verticales (a), desplazamientos horizontales (b) y desplazamientos totales en la simulación estática del perfil central del depósito.

4.6.7 Modelos Dinámicos en RS2

Para el modelo dinámico, se consideran las condiciones de borde dinámicas de transmisión y se ingresa el registro de aceleraciones en la base del modelo, tal como se señala en la sección 4.6.2, además, a diferencia del modelo estático, el material de relave utiliza el modelo Finn, de modo de poder simular el exceso de presión de poros que se generarían en este material. A fin de poder monitorear los desplazamientos, aceleraciones y exceso de presiones de poro en el modelo, se introducen diversos puntos de monitoreo, los cuales se pueden visualizar en la Figura 4.57, además de poder visualizar las condiciones de borde del modelo.

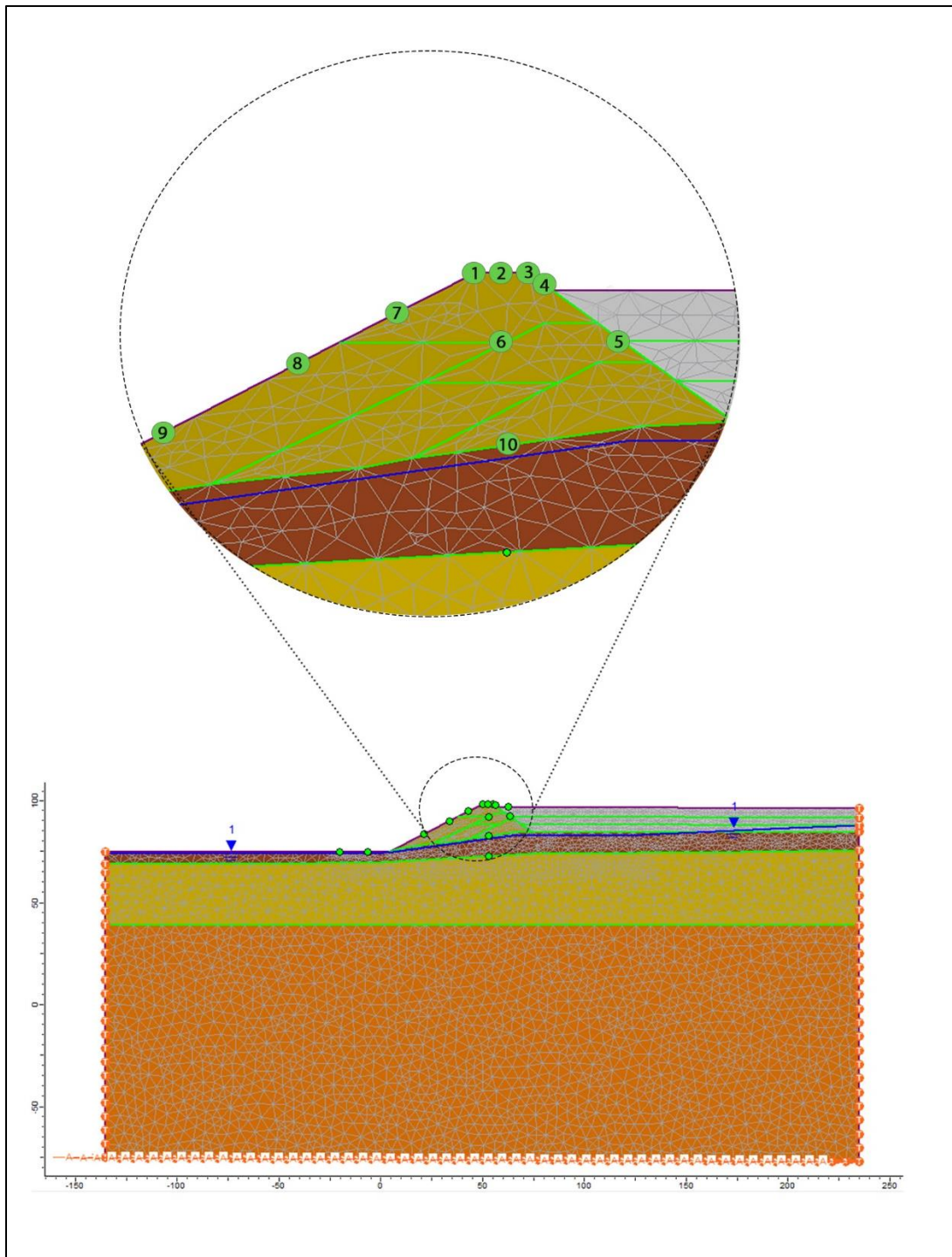


Figura 4.57: Modelo dinámico del perfil central del depósito (Elaboración propia).

La simulación dinámica según lo expuesto en la sección 4.6.4, permite el ingreso de un amortiguamiento de Rayleigh, el cual complementa el amortiguamiento histerético simulado por el Modelo HSSmall. Para evaluar la sensibilidad del amortiguamiento ingresado se evalúan 3 casos, considerando amortiguamientos promedios de 1%, 2% y 3%. Con el objetivo observar los cambios en los desplazamientos inducidos por el sismo, se dividen las simulaciones en 3 intervalos de tiempo, considerando los primeros 40 segundos, 50 segundos y finalmente a los 72 segundos, tiempo el cual marca el fin del movimiento sísmico. Los resultados de los desplazamientos totales a los 40 segundos se presentan en la Figura 4.58.

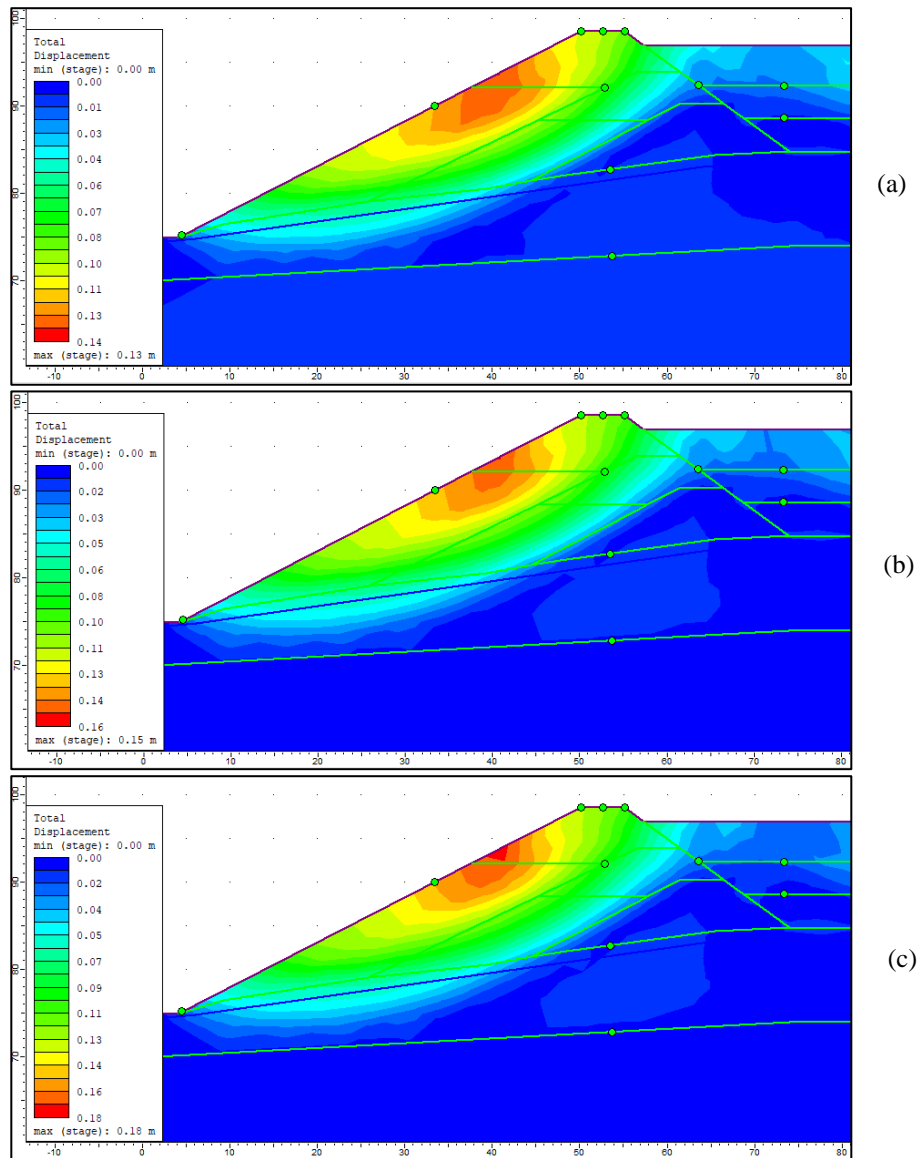


Figura 4.58: Desplazamientos totales transcurridos 40 segundos del evento sísmico, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2% (b) y 1% (c) (Elaboración propia).

Transcurrido 40 segundos del movimiento sísmico, los desplazamientos totales en la pendiente del talud son de alrededor de 13 a 18 cm, siendo este sector el más desfavorable del muro. En este transcurso del tiempo no se ha dado el *peak* del sismo, aunque de igual manera

se generan desplazamientos considerables que se van acumulando a medida que transcurre el evento. En este escenario en principio, se puede observar una clara relación entre el amortiguamiento y los desplazamientos registrados, resultando el amortiguamiento de 1% el más desfavorable. El siguiente escenario corresponde al segundo 50, tiempo donde ya se generó el *peak* del sismo, el cual ocurre exactamente en el segundo 46. Los desplazamientos totales para este escenario se visualizan en la Figura 4.59.

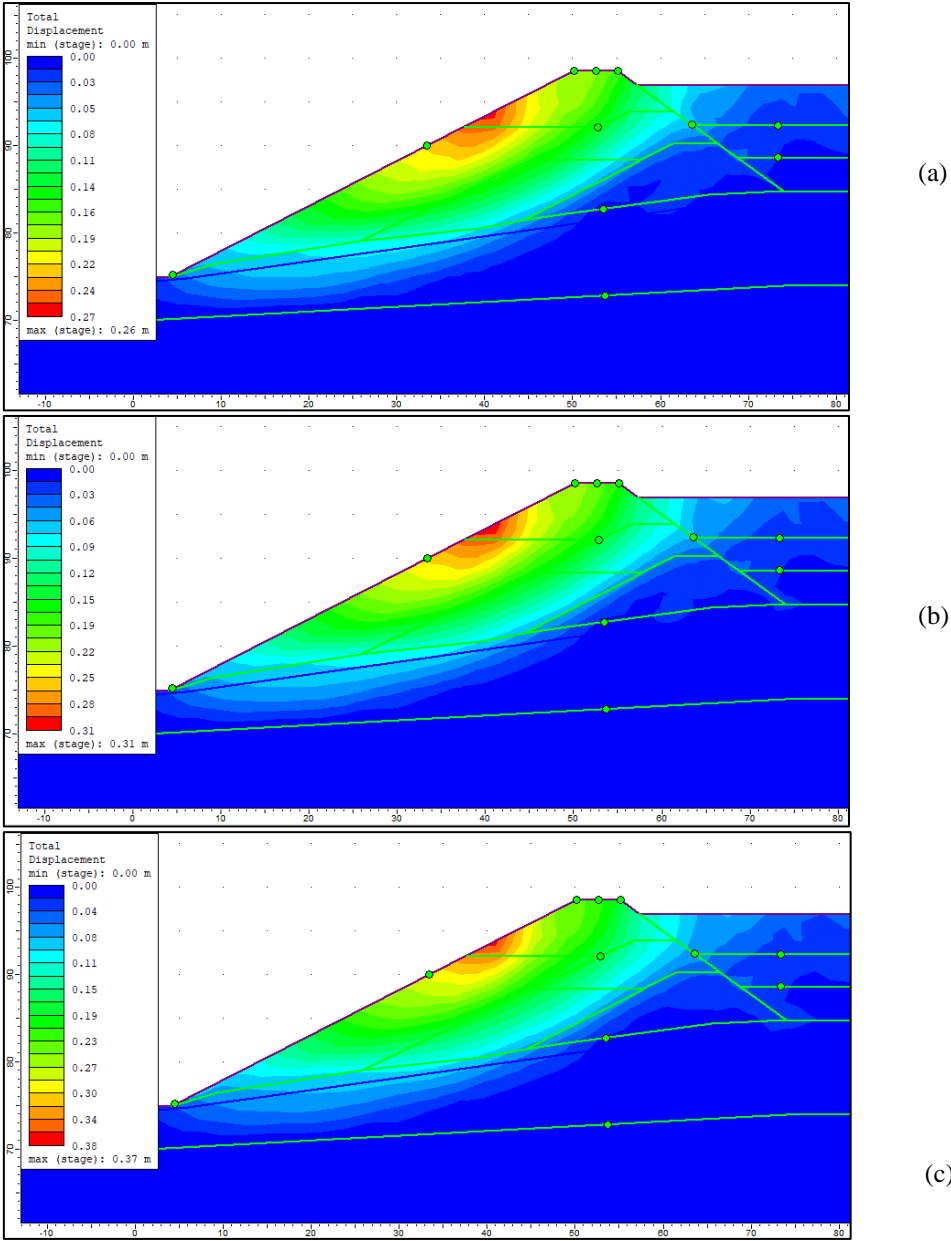


Figura 4.59: Desplazamientos totales trascurridos 50 segundos del evento sísmico, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2% (b) y 1% (c) (Elaboración propia).

En el transcurso de los 10 segundos que separan estos dos escenarios (del segundo 40 al 50) se libera la mayor cantidad de energía de sismo, reflejándose en los desplazamientos totales registrados, donde en la zona más desfavorable del muro, se registran desplazamientos de aproximadamente 29 cm. Finalmente en la Figura 4.60 se visualizan los desplazamientos totales registrados transcurridos los 72 segundos de duración del evento sísmico.

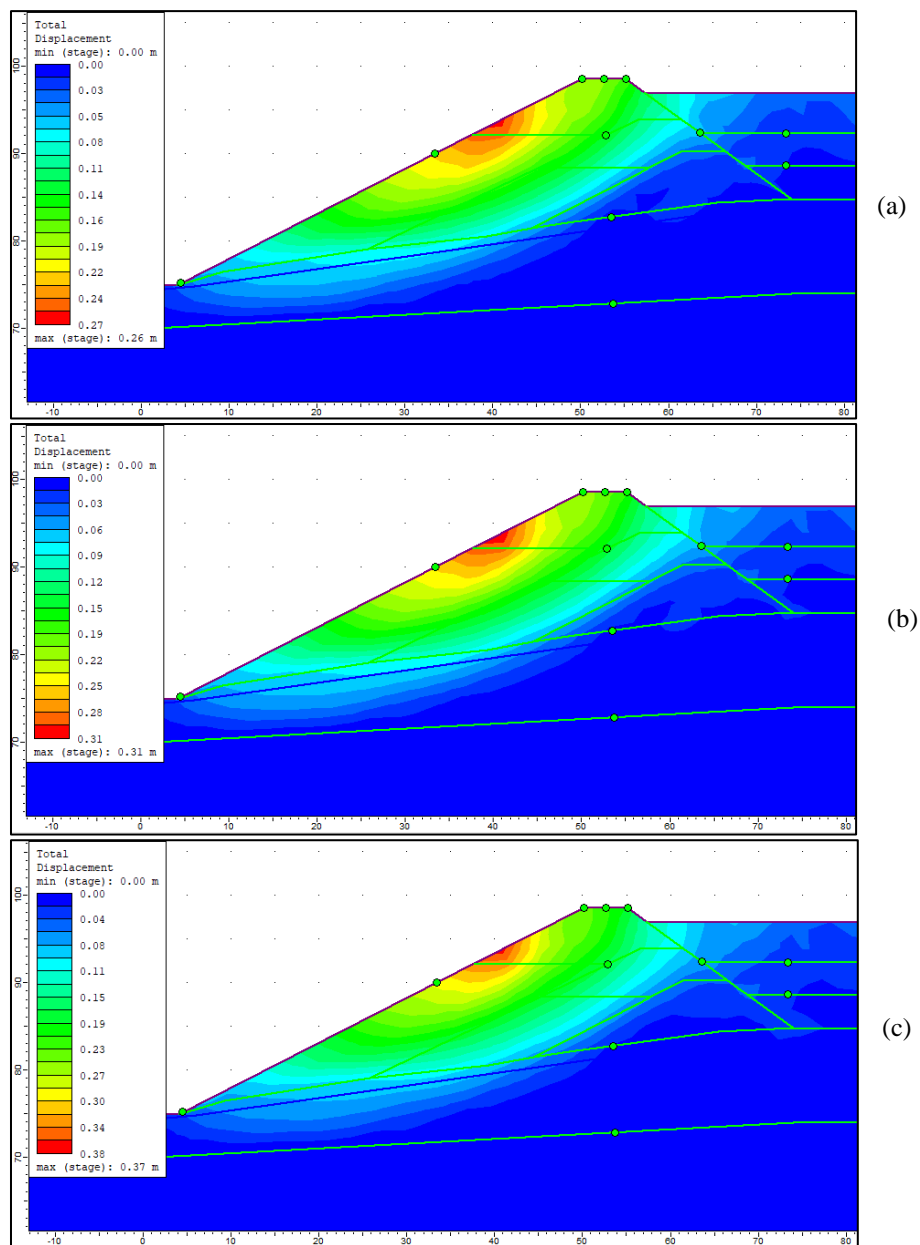


Figura 4.60: Desplazamientos totales transcurridos los 72 segundos de duración del evento sísmico, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1%(c).

Una vez superados los 50 segundos del sismo se puede observar un mínimo cambio en la magnitud de los desplazamientos, que, considerando la brecha de tiempo de 22 segundos entre esta etapa y el fin del sismo, se libera una baja cantidad de energía en relación con los anteriores escenarios observados. Según lo visualizado en los escenarios presentados, se puede observar una clara dependencia del amortiguamiento con los desplazamientos medidos en los modelos, resultando el caso más desfavorable el modelo con un menor amortiguamiento, el cual al final del sismo, se encuentra un desplazamiento total de 37 cm en la pendiente aguas abajo del muro.

Producto de la importancia de mantener un mínimo de revancha en el muro, se examinan los puntos de monitoreo en la cresta del muro, de modo de poder medir cuanto se asienta. A partir de los contornos de desplazamiento vertical en la Figura 4.61 es posible observar el daño en el coronamiento del muro.

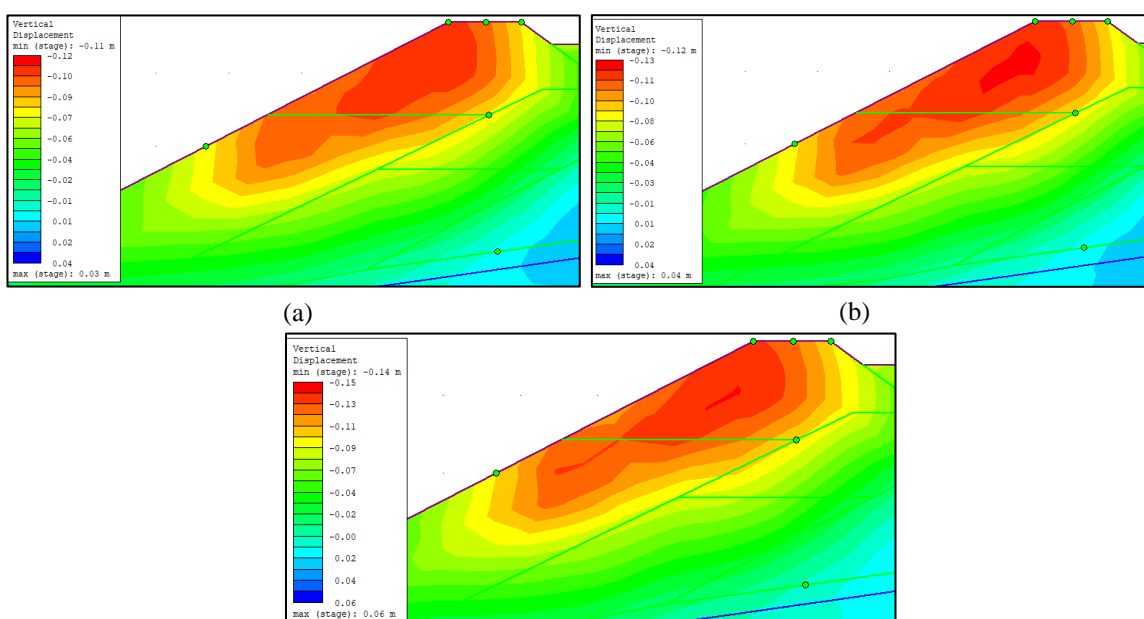


Figura 4.61: Asentamiento registrados una vez finalizado el sismo, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1%(c) (Elaboración propia).

En la Figura 4.61 a partir de los desplazamientos verticales registrados, se puede visualizar que la zona del coronamiento es la que sufre mayor movimiento, generándose desplazamientos entre 11 y 14 cm. Considerando los puntos de monitoreo definidos al comienzo de la sección, el asentamiento en coronamiento monitoreados por los puntos 1, 2 y 3 se observan en la Figura 4.62.

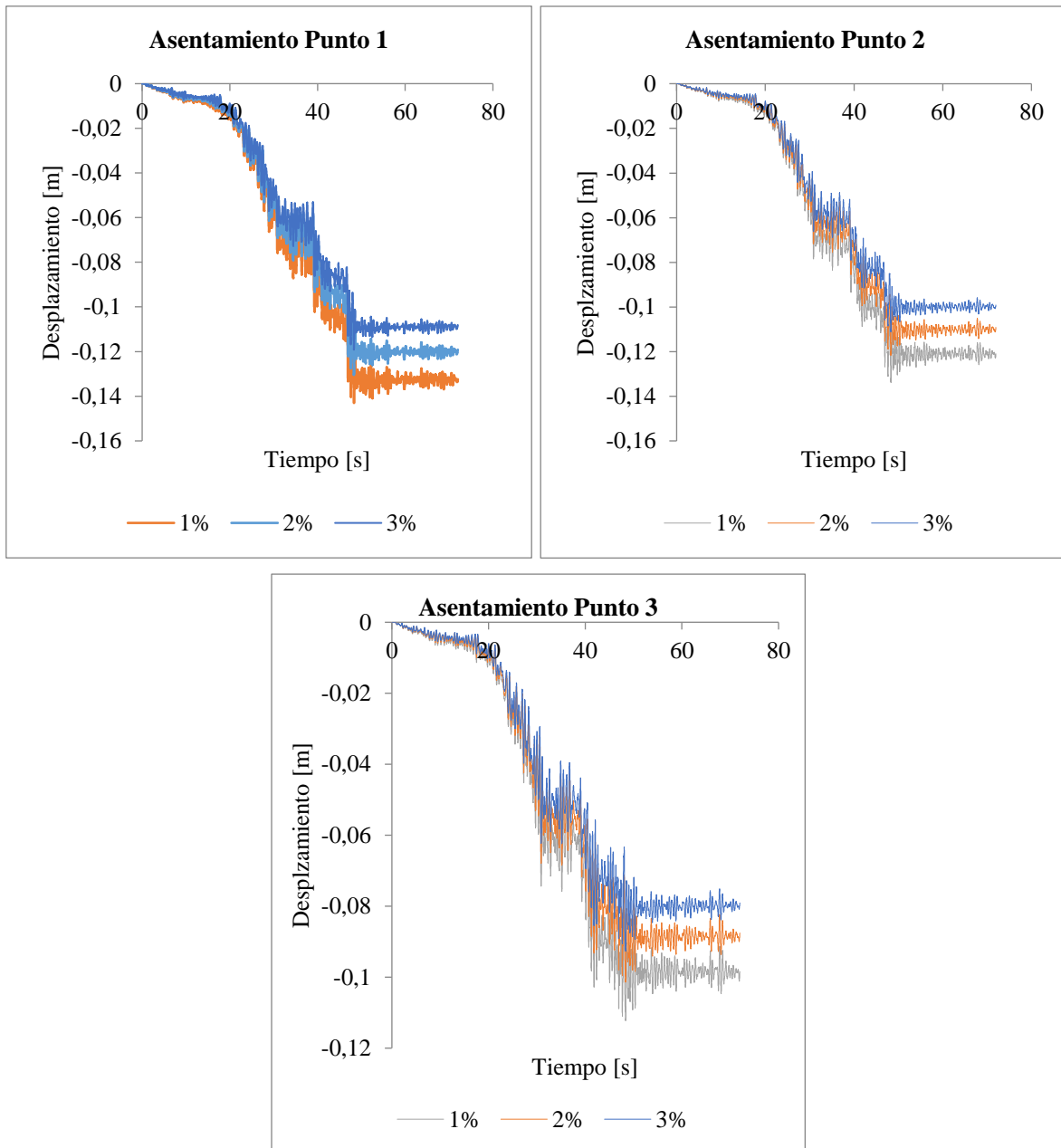


Figura 4.62: Asentamiento en el coronamiento del embalse de relaves (Elaboración propia).

A partir de los 3 puntos monitoreados, se observan leves diferencias relacionadas con la proximidad a los puntos a la cara del muro aguas abajo, donde se registra un asentamiento de 14 cm aproximadamente en el punto 1. Otros puntos de monitoreo que resultan importante analizar corresponde al punto 8 a la mitad de la pendiente del muro y el punto 6 al interior del muro. En las Figura 4.63 se observan los desplazamientos horizontales en el muro y en la Figura 4.64 se observan los registros de los desplazamientos horizontales en los puntos 8 y 6.

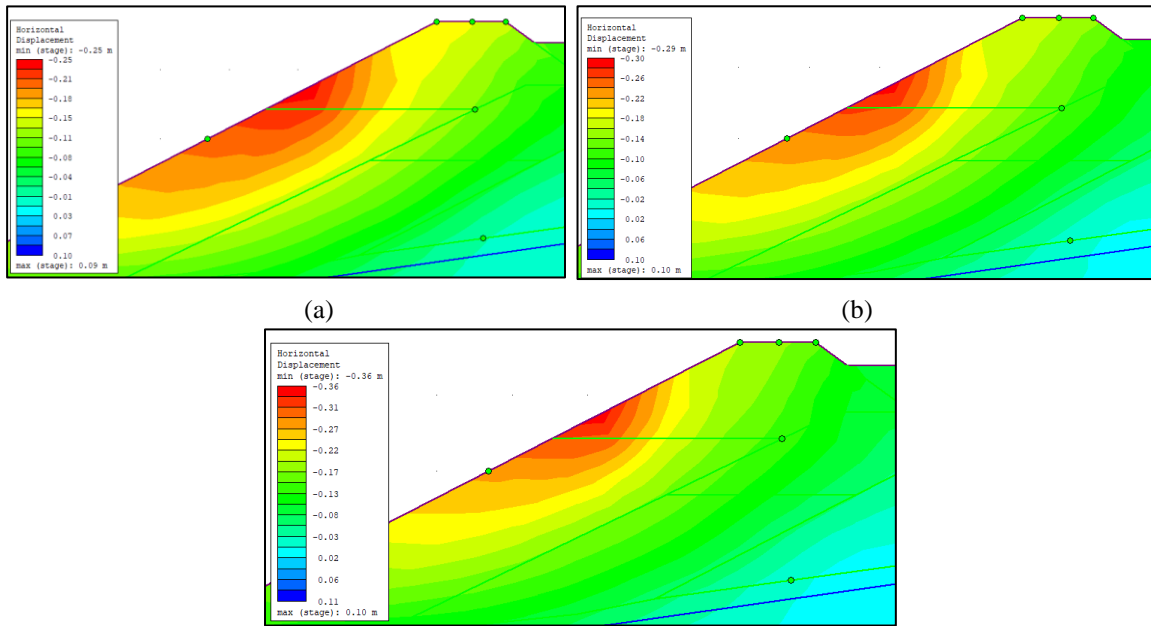


Figura 4.63: Desplazamientos horizontales en el muro, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2% (b) y 1% (c).

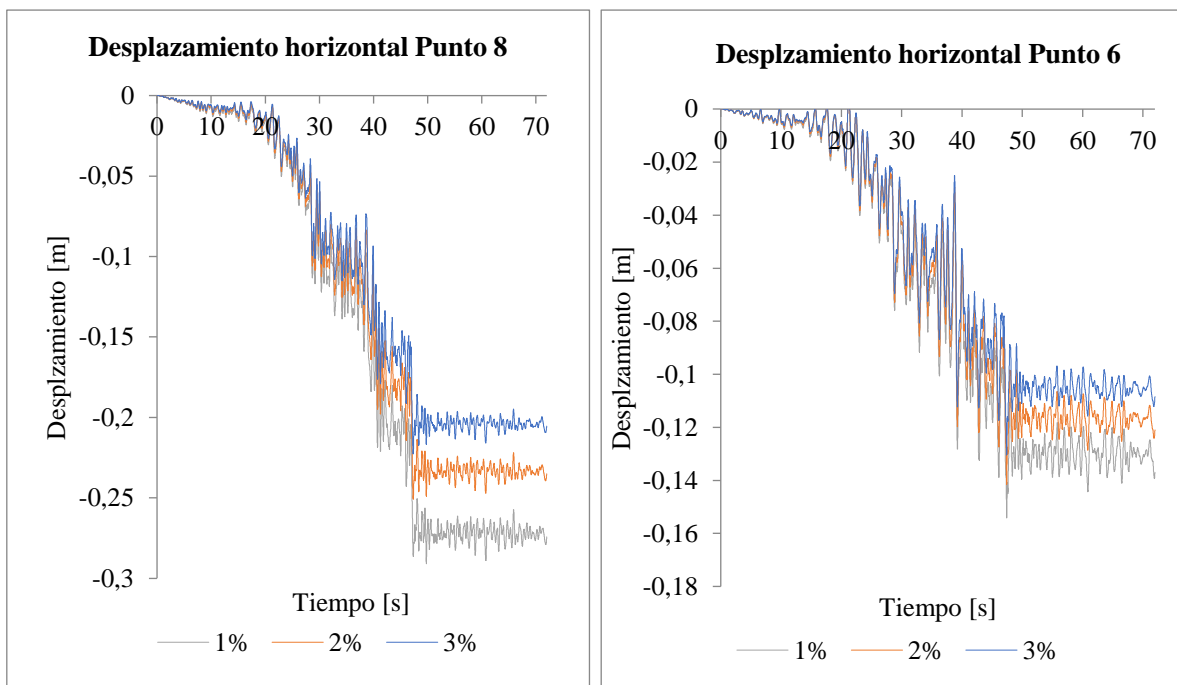


Figura 4.64: Desplazamientos horizontales para los puntos 8 y 6.

A diferencia de los asentamientos registrados en el coronamiento, la zona más crítica en los desplazamientos horizontales corresponde a la zona media de la pendiente aguas abajo, donde se registran desplazamientos máximos de alrededor de los 25 a 36 cm. En cuanto al registro

de desplazamientos en el punto 8, se puede observar desplazamientos de alrededor de 23 a 30 cm al final del sismo, mientras que para el punto 6 los desplazamientos son considerablemente menores, de alrededor de 13 a 15 cm, punto el cual está bajo un mayor confinamiento y por ende sufre un menor daño.

A partir de los asentamientos registrados en el coronamiento y considerando la metodología de Barrera y Campaña (2004), el parámetro más crítico sobre los desplazamientos guarda relación con mantener el 50% de la revancha operacional del muro. Considerando los 3 puntos de monitoreo en el coronamiento del muro, se puede observar diferencias en los asentamientos, donde el sector que está más cercano a la pendiente sufre un mayor desplazamiento, mientras que el sector aguas arriba sufre un menor daño. En la Figura 4.65 se puede observar las elevaciones del muro después del sismo.

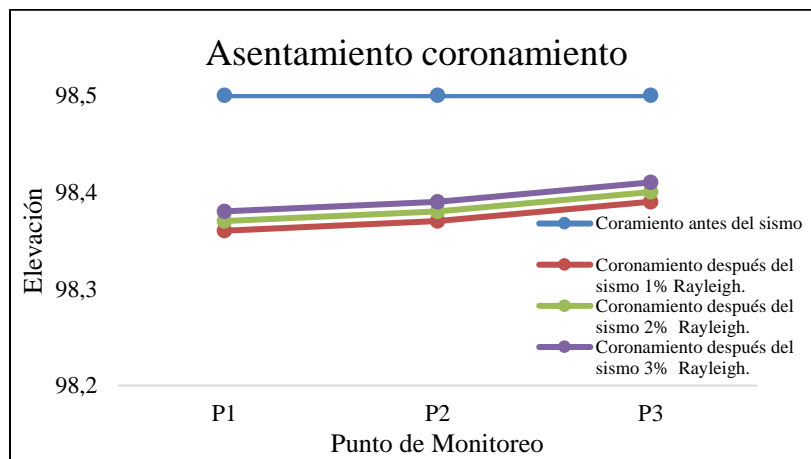


Figura 4.65: Elevaciones del coronamiento antes y después del sismo. (Elaboración propia).

La revancha del muro del embalse de relaves es 1,5 metros (Elevación del relave hasta la cota 97), lo cual, considerando el caso más desfavorable, correspondiente al asentamiento de 14 cm en la simulación con amortiguamiento de Rayleigh de 1%, el desplazamiento sería aceptable para mantener la seguridad del embalse, ya que no se supera el 50% de la revancha de diseño.

En cuanto a las aceleraciones registradas en los modelos, se espera una amplificación de la señal sísmica a medida que el sismo se vaya transmitiendo por los estratos de suelo. El primer punto de monitoreo que se analiza corresponde en la andesita, donde en la Figura 4.66 es posible observar las aceleraciones registradas para los 3 amortiguamiento de Rayleigh simulados

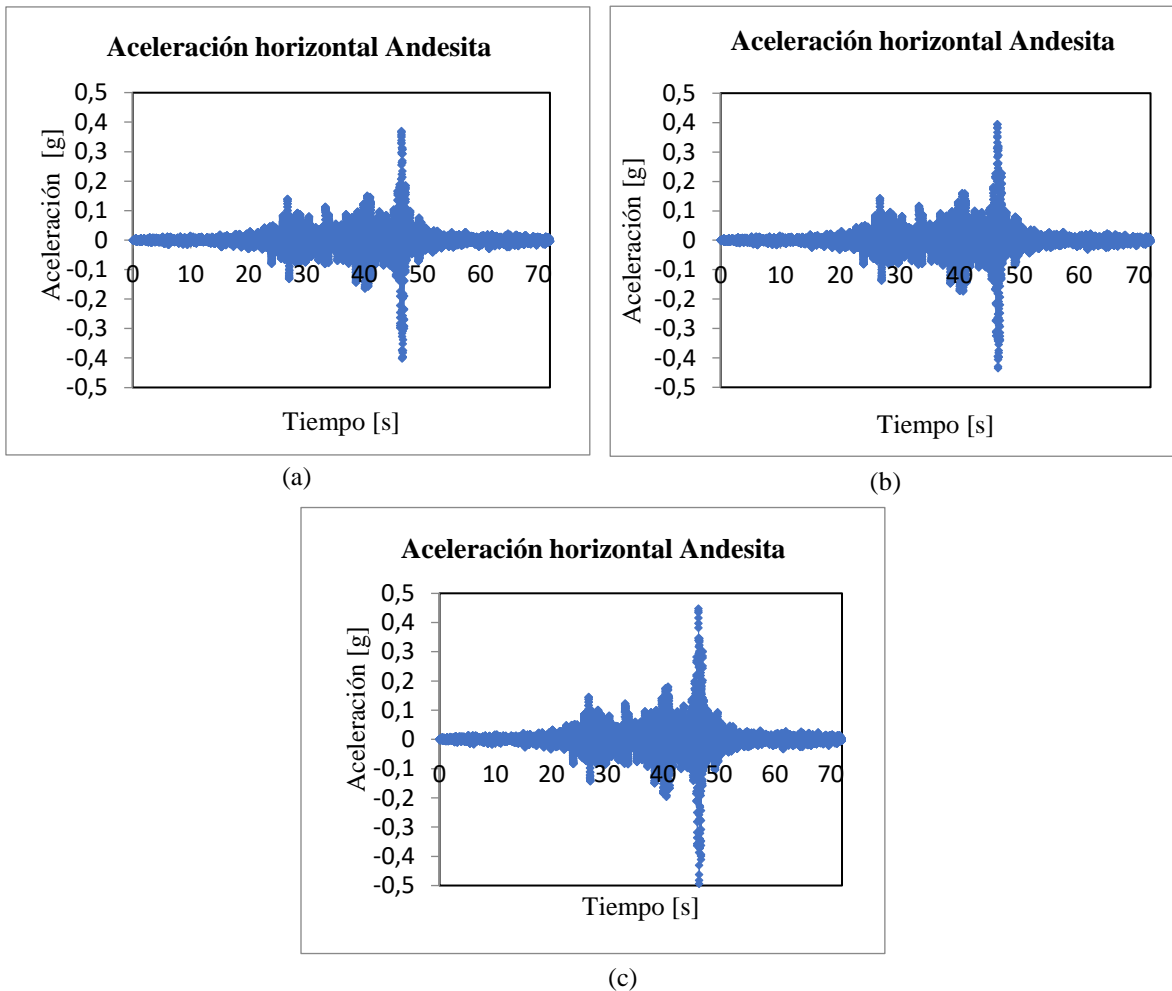


Figura 4.66: Aceleración medida en el estrato de roca de la Andesita Z1, para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2%(b) y 1% (c).

Como se expuso en la sección 4.4, en el análisis 1d de Deepoil, al transmitirse las ondas sísmicas por los estratos de suelo, estas tienden a amplificarse al tratarse de suelos con menor rigidez, en este caso al tratarse de un estrato de roca se esperaría que el registro no modificara de forma importante su aceleración. En base al resultado de la Figura 4.65 se puede visualizar que a un amortiguamiento de 3 y 2% el registro sísmico tiende ligeramente a atenuarse, lo cual sería un indicador de un sobre amortiguamiento de las ondas. Para el caso de 1% de amortiguamiento la respuesta sería más realista, conservando la forma respecto al *input* sísmico. En la Figura 4.67 es posible observa el registro de aceleraciones en la base del muro.

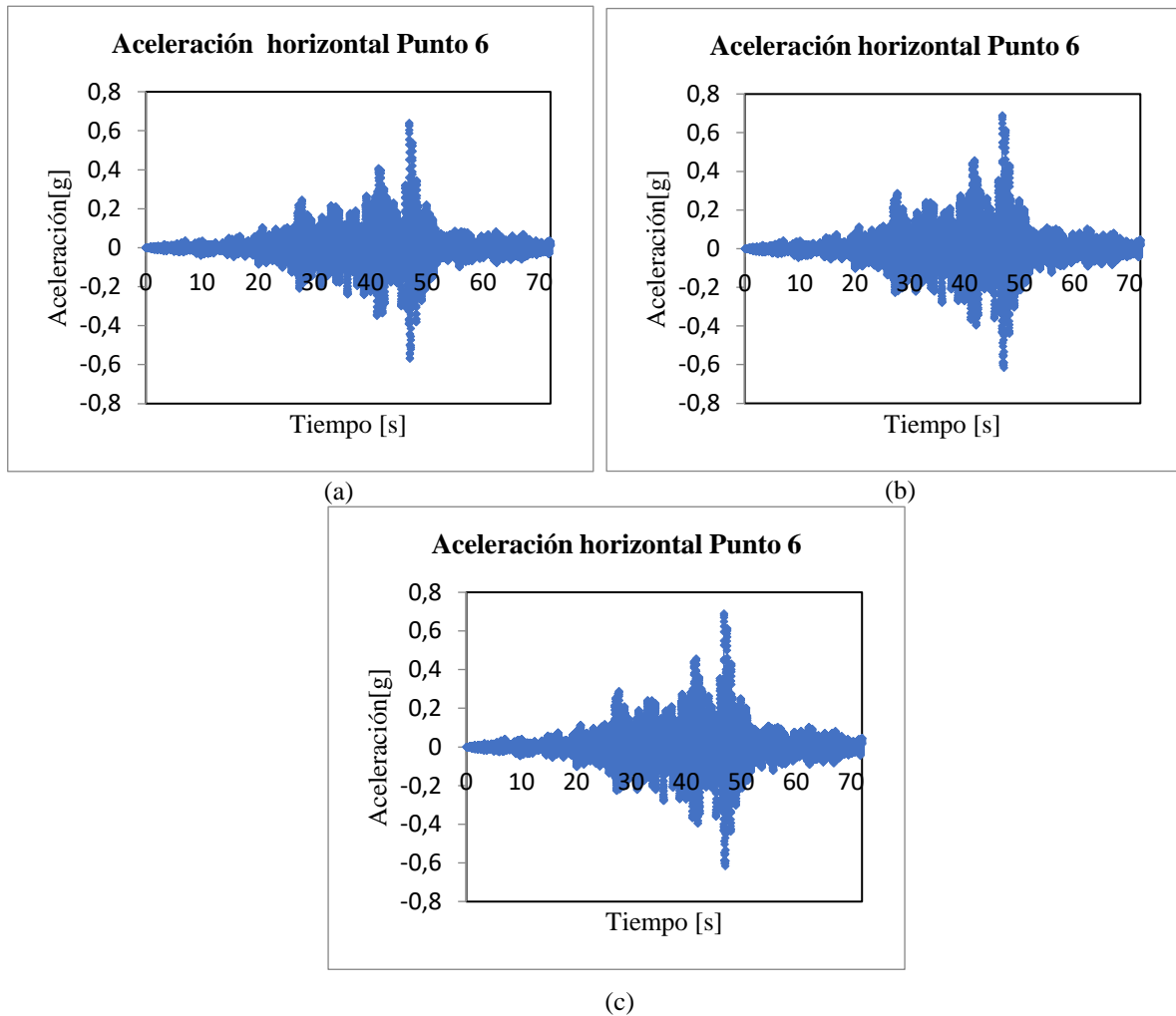


Figura 4.67: Aceleraciones horizontales en la base del muro (Punto 6), para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2% (b) y 1% (c).

El registro sísmico medido en la base del muro da cuenta de una gran amplificación de las ondas sísmicas, al pasar por el estrato de roca de Andesita lixiviada (la cual es menos rígida que la Andesita Z1) y finalmente pasar por el estrato del suelo de fundación el PGA del *input* sísmico es amplificado cercano a los 0,81 g en el caso de amortiguamiento de 1%, mientras que para un 3 y 2% de amortiguamiento el PGA registrado es de alrededor de los 0,61 y 0,71 g respectivamente. En la Figura 4.68 se puede observar el registro de aceleraciones en el coronamiento del muro.

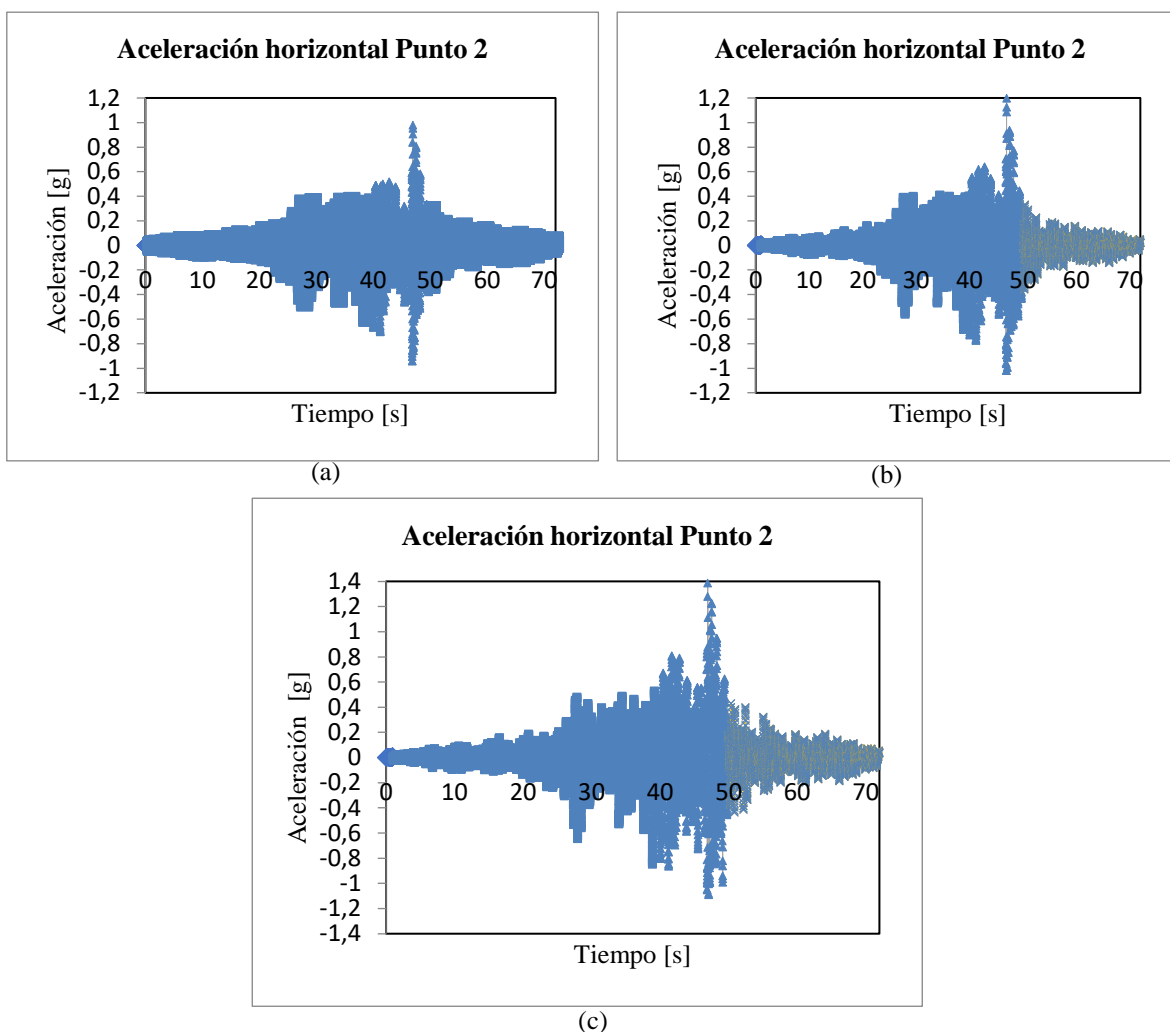


Figura 4.68: Aceleración horizontal en el coronamiento del muro (Punto 2), para un amortiguamiento promedio de 3% (a), 2% (b) y 1% (c) (Elaboración propia).

El registro medido en el coronamiento del muro corresponde a la zona que se genera una mayor amplificación de las ondas, para el caso más desfavorable el PGA ronda los 1,32 g mientras que en las simulaciones con mayor amortiguamiento el PGA ronda los 1,02 y 1,22 g.

Para el caso de los relaves vertidos en el relave, gracias al modelo Finn utilizado, se puede simular el aumento de la presión de poros en el transcurso del movimiento sísmico (comportamiento no drenado), y así poder ingresar al modelo la carga que generaría este material sobre el muro de contención, en la Figura 4.69 se puede observar el exceso de presión de poros en el transcurso del sismo.

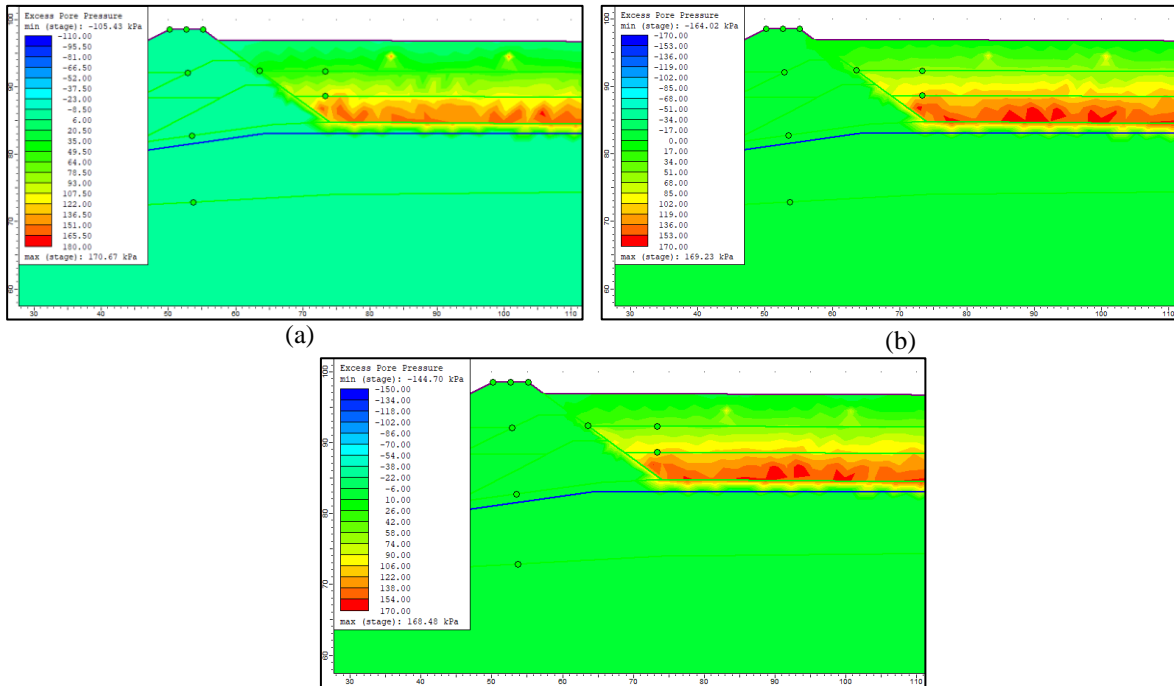


Figura 4.69: Contornos de exceso de presión de poros al final de la carga sísmica. Amortiguamiento de 3% (a), 2%(b) y 1%(c).

A partir de la Figura 4.69 es posible visualizar como al final del sismo el relave acumula un exceso de presión de poros, considerando que el relave es un material no cohesivo, con una presencia alta de agua y no está depositado con ningún tipo de compactación, lo convierte en un material potencialmente licuable. En función de estas características del relave, ante una carga sísmica como la generada por un terremoto del 27F es adecuado pensar que licuará y que no aportará resistencia al sistema, por lo que, a partir de lo expuesto en la sección 2.8.2 del modelo Finn, es posible determinar si las presiones de poros registradas son suficientes para desencadenar la licuefacción. A través de la relación de exceso de presión de poros (R_u) y su ecuación presentada en la sección 2.8.2, en base a las presiones de poros y el esfuerzo efectivo se determina si el relave finalmente licua. En la Figura 4.70 se presentan los registros de presión de poros en un punto de monitoreo del relave cercano al muro, además de calcular la relación de exceso de presión de poros en este punto.

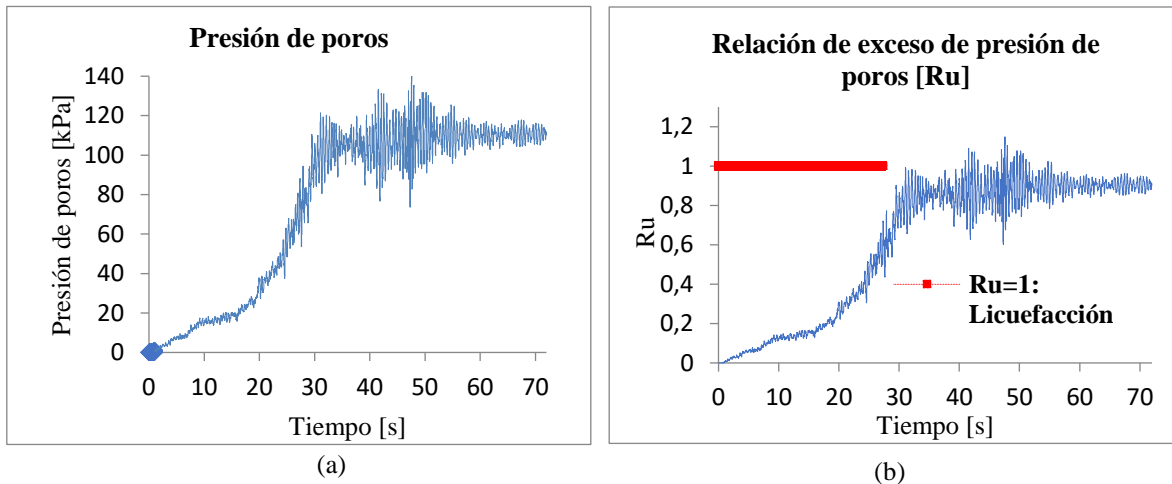


Figura 4.70: Resultados de la evaluación de licuefacción del punto del relave cercano al muro: (a) Presión de poros, y (b) Relación de exceso de presión de poros (Ru) en el transcurso del sismo. (Elaboración propia).

En base a la relación de presión de poros a lo largo del sismo se determina que el relave licua producto de alcanzar el valor de $Ru=1$, momento el cual el esfuerzo efectivo es igualado por la presión de poros, perdiendo totalmente su resistencia. El momento exacto donde se genera este fenómeno corresponde al segundo 32 aproximadamente donde el relave comienza a licuar. En la Figura 4.71 es posible evaluar otro punto de monitoreo, esta vez un punto cercano a las colas del relave (Aguas arriba del depósito).

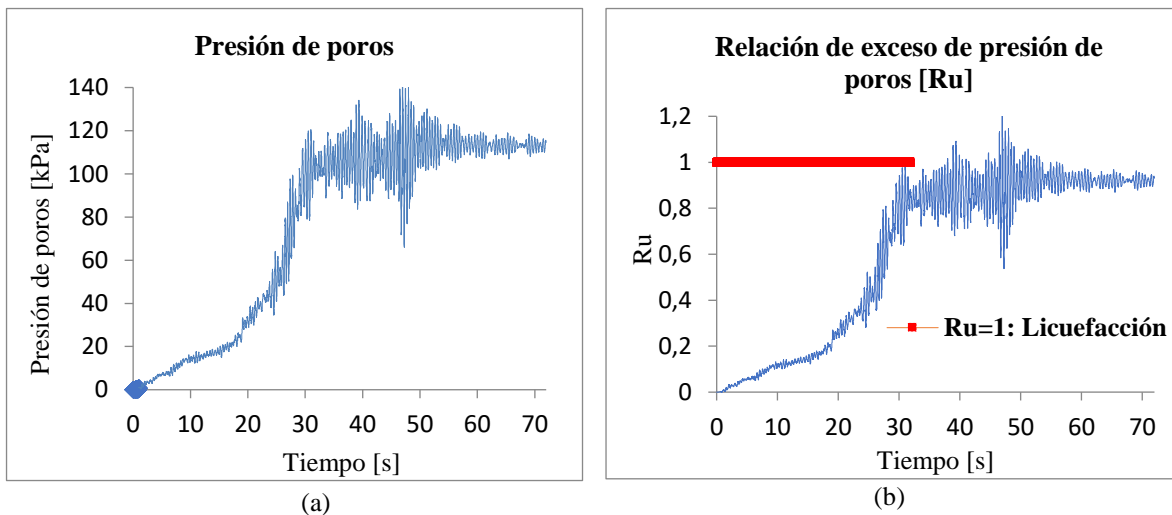


Figura 4.71: Resultados de la evaluación de licuefacción del punto en la cola del relave: (a) Presión de poros, y (b) Relación de exceso de presión de poros (Ru) en el transcurso del sismo (Elaboración propia).

Para este punto de monitoreo el comportamiento del relave es bastante similar, a medida que sismo comienza a liberar energía, rápidamente el relave empieza a perder su confinamiento efectivo, hasta llegar al segundo 30 donde las presiones de poros igualan a la presión efectiva y se desencadena la licuefacción.

Un análisis similar al realizado en la sección 4.5.1 en Slide 2, se realiza en la simulación dinámica donde, bajo la suposición de una rotura de la geomembrana que impermeabiliza el talud aguas arriba del muro, se produce una elevación del nivel freático. En función de esta elevación de la capa freática se evalúan los efectos de este escenario en la estabilidad del depósito junto a una potencial licuefacción del muro. La simulación se realiza considerando un amortiguamiento de 1%, con un comportamiento no drenado del muro a partir del modelo Finn, es cual es calibrado por los parámetros determinados en la sección 4.6 y un numero de golpes de 9, adecuado para representar un arcilloso denso. En la Figura 4.72 se presentan los contornos de los desplazamientos verticales en esta simulación, además del registro de los asentamientos en los puntos 1 y 2.

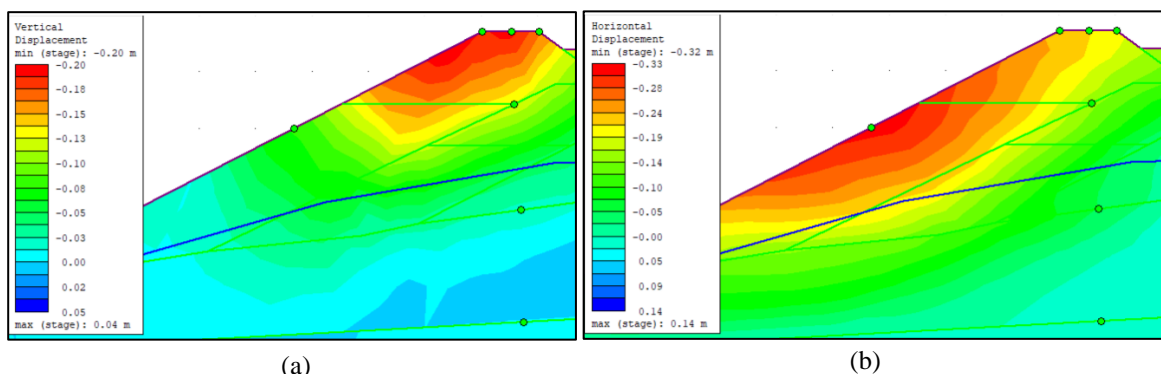


Figura 4.72: Contornos de desplazamientos del perfil central con elevación del nivel freático. Desplazamientos verticales (a) y desplazamientos horizontales (b) (Elaboración propia).

A partir de los contornos de desplazamientos del escenario analizado, se puede observar un comportamiento similar a las simulaciones precedentes, presentando asentamientos máximos en el coronamiento y mayores desplazamientos horizontales en la cara aguas abajo del muro. A pesar de la elevación del nivel freático el comportamiento no drenado del muro responde de buena forma, presentando asentamiento del orden de los 20 cm en el coronamiento y desplazamiento horizontales de 32 cm en la pendiente del talud. En la Figura 4.73 se presentan los registros medidos en los puntos del coronamiento (Puntos 1, 2 y 3) y en el talud del muro (Punto 8).

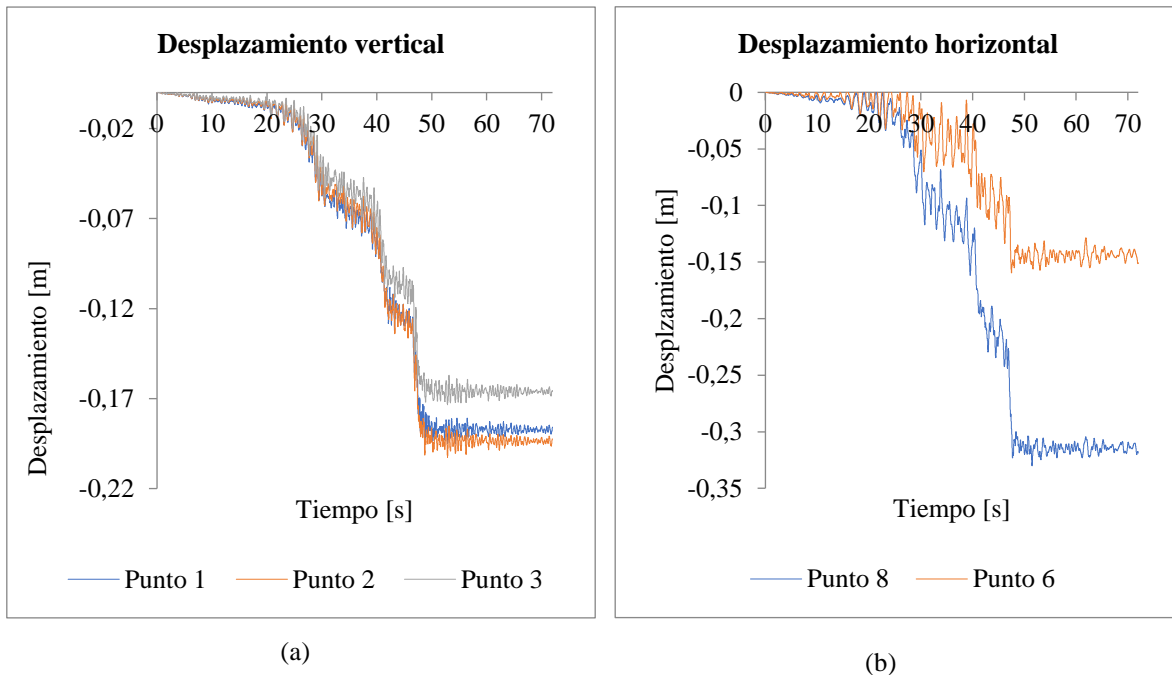
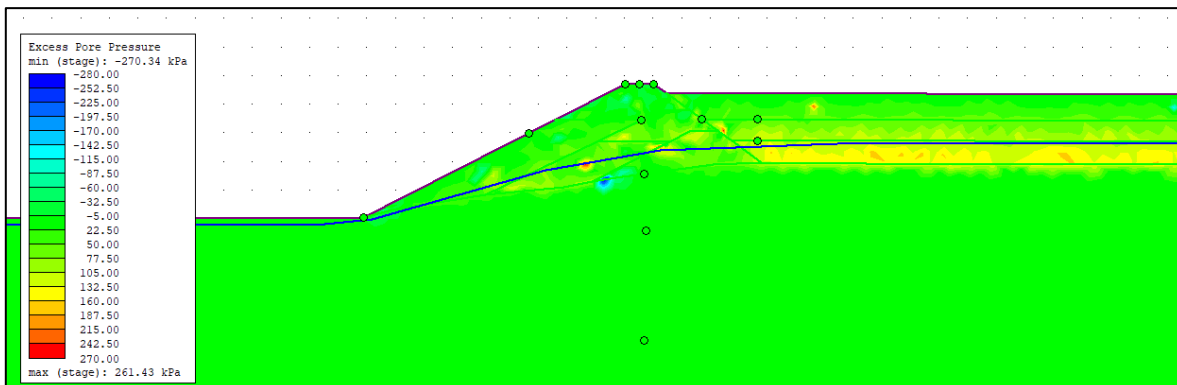


Figura 4.73: Registros de desplazamientos medidos en puntos de monitoreo en el muro (Elaboración propia).

Considerando los puntos de monitoreo en el coronamiento y el talud, el comportamiento de estos es de forma similar a las anteriores simulaciones, con ligeros aumentos en los desplazamientos medios del orden de centímetros.

Al simular el comportamiento no drenado con el modelo Finn se evalúa la potencial licuación de este material, por lo que a través de la metodología expuesta en la sección 2.8.2 se determina el valor de R_u en el transcurso del sismo. En la Figuras 4.74 se observa el exceso de presiones de poros en el muro.



Con el contorno del exceso de presiones de poro se pueden visualizar la zona donde potencialmente se podría dar el fenómeno de licuefacción, por lo que considerando un punto cercano a la base del muro donde se concentran las presiones de poro se evalúa la relación de exceso de presión de poros (R_u). En la Figura 2.75.

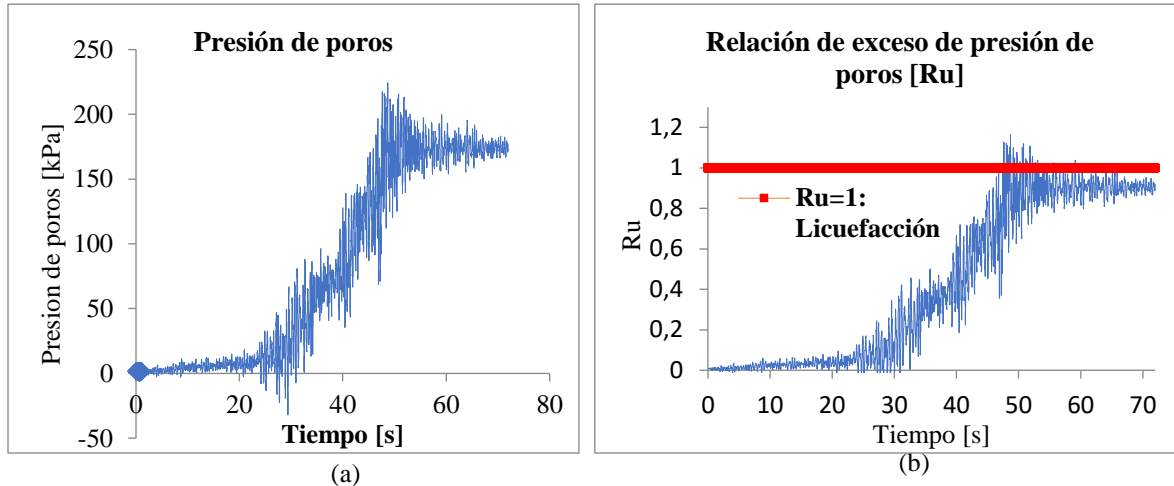


Figura 4.75: Resultados de la evaluación de licuefacción del punto en la base del muro: (a) Presión de poros, y (b) Relación de exceso de presión de poros (R_u) en el transcurso del sismo. (Elaboración propia).

A partir del resultado de R_u , se observa que el fenómeno de licuefacción se origina en el *peak* del sismo (segundo 46), perdiendo la resistencia el material. A diferencia del relave el muro es un material compactado y cohesivo, sin embargo, en la base del muro existen pequeñas zonas que activan el fenómeno de licuefacción, lo cual al considerar los desplazamientos observados y evaluar otros puntos del muro, el fenómeno solo se daría en zonas puntuales, a diferencia de lo acontecido con el relave. A partir de estos resultados se hace importante resaltar que este escenario es de los más desfavorables para el embalse, ya que, al estar en esta situación, tipos de falla como el *piping* y la inestabilidad de talud serían escenarios creíbles de falla.

En base a los modelos simulados se exponen en la Tabla 4.23 el resumen de los desplazamientos registrados.

Tabla 4.23: Resumen de los desplazamientos máximos registrados por los modelos numéricos (Elaboración Propia).

Métodos numéricos				
Modelo	Rayleigh	Asentamiento en coronamiento (m)	Desplazamiento aguas abajo (m)	Desplazamiento total (m)
RS2 Estático	-	0,05	0,12	0,12
RS3 Estático	-	0,08	0,21	0,25
RS2 Dinámico	1%	0,14	0,36	0,37
	2%	0,13	0,30	0,31
	3%	0,12	0,25	0,26
	1%*	0,20	0,32	0,4

*Escenario con elevación del nivel freático.

CAPITULO 5: CONCLUSIÓN

En el siguiente capítulo se concluye el estudio considerando los resultados presentados en el capítulo anterior, presentado además recomendaciones y posibles nuevas líneas investigativas.

Chile ha a través de la experiencia de las fallas de depósitos de relave acontecidas en el pasado, ha demostrado un gran crecimiento en términos de confiabilidad. En el año 2010, con el gran terremoto Mw 8.8 en la región del maule, la estabilidad de los depósitos se puso a prueba, presentando en líneas generales un buen desempeño. Sin embargo, de igual forma existieron casos excepcionales de falla, como la de depósito abandonado de la Mina las Palmas, lo cual, a pesar de los avances, nos muestra la importancia de seguir mejorando los estándares de diseño, operación y cierre de los depósitos de relave, evitando así resultados similares en el futuro.

Para evitar fallas futuras, evaluar la estabilidad de los depósitos de relaves es esencial, con el continuo crecimiento de los depósitos de relaves, utilizar herramientas como los modelos numéricos nos permiten estimar el comportamiento de los diseños estableciendo su estabilidad, buscando la manera más eficiente y segura de construir estas obras. En este proyecto a través de herramientas más modernas como los modelos numéricos en 2 y 3 dimensiones, permiten evaluar la estabilidad del depósito de relaves de mina Chépica a través un modelamiento más completo, además, de los clásicos análisis de estabilidad de equilibrio límite. El uso de herramientas en 3 dimensiones, también forman parte fundamental en los análisis, que, si bien es cierto, aumenta la complejidad en su modelamiento, su importancia en depósitos que tienen un diseño en 2 dimensiones complejo, a la hora de seleccionar la sección más vulnerable del embalse permite evaluar con una mayor rigurosidad la adopción de la sección a analizar, evitando así, análisis poco representantes de la realidad.

El desarrollo de los análisis dinámicos se basó en el peligro sísmico en la zona de estudio, donde el sismo interplaca del 27 de febrero de 2010 se seleccionó como el sismo más importante de la zona de estudio. A partir del sismo de estudio se determinó la carga sísmica esperada en el embalse de mina Chépica, el cual, al estar registrado en la estación de la UTFSM de Valparaíso, se escala con un factor de 1,7. Mientras que para los casos pseudoestáticos se realizó un análisis de respuesta de sitio, el cual arrojó una amplificación del PGA en superficie de 0,89g, lo que se tradujo a partir de la expresión de Saragoni (1993) en un coeficiente sísmico (K_h) de 0.22.

Para estimar la estabilidad del depósito de relaves se siguieron dos metodologías, la primera abordada por el método clásico de equilibrio límite, que, a partir de un levantamiento de información de estudios previos del depósito, se estimó los factores de seguridad de las diferentes etapas y perfiles del depósito de relave. A partir de los resultados entregados por este método y los FS solicitados por normativa, el embalse se desarrolla de buena forma, obteniendo resultados favorables mayores a los solicitados por normativa ($FS > 1,2$ pseudoestáticos y $FS < 1,5$ estáticos). Otro escenario evaluado correspondió a la elevación del nivel freático producto de una colmatación del sistema de drenaje, donde a partir de las simulaciones pseudo-estáticas de los perfiles central y sur presentaron los casos más desfavorables, con FS de 1,14 y 1,11 respectivamente.

La segunda metodología utilizada correspondió al método de elementos finitos, que a partir de la realización de ensayos de laboratorio y el levantamiento de información fue posible calibrar el modelo HSmall para los materiales del suelo y muro del embalse. Estos materiales a partir de ensayos de clasificación se clasificaron como arcilla de mediana a baja plasticidad (CL), con contenidos de finos de 54% y 84% para el muro y el suelo de fundación respectivamente. En cuanto a los parámetros resistencia de estos materiales, a partir de ensayos triaxiales CID Y CIU fue posible determinar el ángulo de fricción interna y la cohesión, las cuales resultaron de 23° y 25 kPa para el muro, y 29° y 10 kPa para el suelo de fundación. Además, a partir de las curvas esfuerzo deformación fue posible calibrar los parámetros de rigidez del modelo HSmall.

Los resultados entregados por los modelos numéricos entregan resultados aceptables, a partir del modelamiento estático en 3D, es posible observar que la zona central es la más desfavorable, lo cual se asocia a una mayor altura del muro producto de la Quebrada la Hoyada y al quiebre de la estructura en la zona central. En base al modelo en 3D, el perfil seleccionado para el modelamiento en 2D corresponde al perfil central del depósito. Los modelos estáticos en el perfil central arrojan desplazamientos totales máximos de 12 cm en el talud aguas abajo, considerándose mínimos para las dimensiones del muro. Para el modelamiento dinámico a partir del registro de aceleraciones del terremoto del 27F escalado, se evaluó la sensibilidad del amortiguamiento de Rayleigh en los modelos, presentando para un amortiguamiento de 1% el resultado más conservador. Los desplazamientos más críticos en este escenario, corresponde a los asentamientos en el coronamiento con un valor máximo de 14 cm, mientras que los desplazamientos horizontales en el talud aguas abajo presenta valores máximos de 36 cm. Considerando la metodología de Barrera y Campaña (2004) el asentamiento registrado sería aceptable para mantener la seguridad del embalse, ya que se mantendría un mínimo del 50% de la revancha operacional de 1,5 metros del muro. Para simular la licuación esperada del relave, a través del modelo Finn se simuló el exceso de la presión de poros generada por el sismo, desencadenándose la licuefacción desde el segundo 30 aproximadamente. Finalmente, a partir del escenario evaluado de una elevación del nivel freático dentro del muro, a partir de la simulación del comportamiento no drenado del muro se evaluó su posible licuefacción, registrándose en zonas limitadas, un exceso de acumulación de presiones de poro necesarias para activar este fenómeno. Asimismo, el comportamiento del desplazamiento en el muro es similar a los escenarios precedentes simulados, sin embargo, considerando la pérdida de la resistencia en algunas zonas del muro sería un caso para estudiar a profundidad, que, en virtud de los parámetros de literatura utilizados, sería necesario una investigación más exhaustiva para evaluar el real impacto de este fenómeno en el material del muro.

Recomendaciones

En virtud de generar análisis más robustos en este tipo de modelamientos, a continuación, se presentan recomendaciones y nuevas líneas investigativas relacionadas con la investigación presentada.

- Implementar monitoreo sísmico y topográfico en las zonas principales de la estructura del embalse,
- Realizar una mayor cantidad de ensayos que permitan calibrar de una manera más precisa los modelos constitutivos utilizados, considerando ensayos para determinar las propiedades dinámicas de los materiales, como la medición del número de golpes SPT y Triaxiales Cíclicos,
- En base a los análisis dinámicos realizados en RS2, utilizar alguna herramienta 3D del mercado, a fin de comparar el comportamiento dinámico de los modelos de esta investigación,

6 REFERENCIAS

- Alfaro, A. (2011). Peligro sísmico en el segmento Norte de la región. Memoria para optar al título de Geólogo. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Armstrong, M. (2019). *Accounting for tailings dam failures in the valuation of mining projects*.
- Barrera, S., & Campaña, J. (2004). Análisis de Estabilidad de Presas de Relaves. Práctica Chilena. En V Congreso Chile de Ingeniería Geotécnica. Santiago, Chile (pp. 28-30)
- Barrios C., D. (2019). Análisis de deformaciones de depósitos de relaves con muros de material de empréstito sometidos a sismos chilenos. Memoria para optar al título de Ingeniera Civil. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Barrios R., J. (2020). Modelamiento y estimación de asentamientos por consolidación en presa de relaves Mina Chépica. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil de Minas. Curicó: Universidad de Talca.
- Bowker, L., & Chambers, D. (2016). *Root Causes of Tailings Dam Overtopping: The Economics of Risk & Consequence*.
- Brow, M. (2018). *Proceso de Depositacion de Relaves*. Santiago: Universidad de Chile.
- Calderón, W. (2020). Reducción de parámetros de resistencia al corte para la evaluación de estabilidad de talud de una presa de relave. Lima.
- Concha, P., & Lall, U. (2017). *Assessing Risks of Mine Tailing Dam Failures*. Columbia Water Center.
- Diaz, J. (2019). Memoria para optar al título de Ingeniero Civil de Minas. Evaluación de la distribución y capacidad de flujo del sistema de drenaje en depósito de relaves Mina Chépica. Curico: Universidad de Talca.
- Esguerra, F. V. (2011). Revisión e implementación de modelos constitutivos para suelos. Universidad de los Andes.
- Fundación Terram. (18 de Octubre de 2016). Desastre en Penciahue: la necesidad de una Ley de Pasivos Ambientales Mineros. Obtenido de <https://www.terram.cl/2016/10/desastre-en-penciahue-la-necesidad-de-una-ley-de-pasivos-ambientales-mineros/>

- GEO-SLOPE. (2022). *Pore-Water Pressures Defined using Ru*. Obtenido de www.geo-slope.com
- Giovanetti, A. T. (2015). Estudio de la inundación producida por caudales extremos vertidos desde el embalse Conchi, región de Antofagasta. Santiago.
- González, A. O. (2015). Estabilidad de taludes y laderas. Análisis cuantitativo y cualitativo.
- Google Earth. (2021). Obtenido de <https://www.google.com/intl/es/earth/>
- Guajardo, B. (2020). 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. Curicó: Universidad de Talca.
- Gutiérrez, F. (2017). Evaluación de herramientas para el análisis de estabilidad física de una presa de relaves espesados. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil de Minas. Santiago: Universidad de Chile.
- ICMM. (2021). *Tailings Management. Good practice guide*. International Council on Mining & Metals (ICMM).
- IGME. (1987). Manual de taludes, instituto geológico y minero de España.
- Kuhlmeyer, R., & Lysmer, J. (1973). *Finite element method accuracy for wave propagation problems. Journal of Soil Mechanics & Foundations. Div. ASCE. 99 (SM5), pp. 421 – 427.*
- Leyton, F. et al. (2010). Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central. Formely revista geológica de Chile.
- Lorenzo, S. (2019). *Development of a method to assess the susceptibility of tailings dams' failure due to overtopping.*
- Lu, H. (2013). *Comparison of 3D Finite Element Slope Stability With 3D Limit Equilibrium Analysis*. París.
- M.Das, B. (2014). Fundamentos de ingeniería Geotécnica, cuarta edición. CENGAGE LEARNING.
- Manual de carreteras. (2002). Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile. Vol.3, Instrucciones y criterios de diseño.
- Minera Arno de los Muermos. (2003). *Tranque de relaves Chépica (informe de solicitud de permisos)*. Sociedad legal minera Arno de los Muermos.

- MINISTERIO DE MINERÍA. (1970). Decreto 86 "Reglamento de construcción y operación de tranques de relaves".
- MINISTERIO DE MINERÍA. (2007). Decreto supremo N° 248: Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. (2015). Decreto 50 "Condiciones Técnicas que deberán cumplirse en el Proyecto, Construcción y Operación de las Obras Hidráulicas".
- Morales, M. G. (2019). Relaves en Chile: situación actual y futura. Servicio Nacional de Geología y Minería.
- Muñoz, R. A. (2014). Comparación de la erosión en taludes desprotegidos de pendiente baja con diferentes tipos de perfil. Universidad del Bío-Bío.
- NCh 433. (1996). Norma Chilena oficial. Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización-INN.
- Núñez, I. (2014). Nuevo peligro sísmico para Chile. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Oldecop, L., & Rodríguez, R. (2007). Mecanismos de fallas de las presas de residuos mineros.
- Oliva, A. (2015). Estabilidad de taludes y laderas. Análisis cuantitativo y cualitativo. Grupo ITEICO Euroamericano.
- Palma, J. (2016). Operación y control de tranques de relave. Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.
- PLAXIS. (2021). *Material models manual*. CONNECT Edition V21.01.
- Qi, S. (2021). *Evaluating slope stability with 3D limit equilibrium technique and its application to landfill in China*.
- Rees, S. (2013). *Part one: Introduction to Triaxial Testing*. Published on the GDS website www.gdsinstruments.com.
- RENADIC. (2010). Registros del terremoto del Maule Mw=8.8, 27 de febrero de 2010. Red nacional de acelerógrafos, Universidad de Chile.
- Rivas, F. (2015). Geología y condiciones de formación del yacimiento Chépica, Región del Maule, Chile. Seminario de Título Programa Especial de Titulación Carrera de Geología, Universidad de Concepción.

- Rocscience. (2004). *A New Era in Slope Stability Analysis: Shear Strength Reduction Finite Element Technique*.
- Rocscience. (2017). *Slide3 – 3D Limit Equilibrium Slope Stability Overview*.
- Rocscience. (2021). *RS3 Theory "Dynamic Analysis"*. Obtenido de RS3 Theory "Dynamic Analysis": www.rocscience.com
- Rocscience. (2021). *RS3 Theory "Dynamic Analysis"*. Obtenido de www.rocscience.com
- Rocscience. (2021). *Theory Overview "Material Properties"*. Obtenido de www.rocscience.com
- Rotta, L. H. (2020). *The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil*.
- S.L.minera Arno. (2003). *Proyecto Tranque de Relaves Chépica, solicitud de aprobación del proyecto*. Penciahue, Chile.
- Santos, E. (2021). Diseño de Depósitos de Residuos Mineros. Curso del Diplomado de Geomecánica y Geotecnia para Diseños Mineros. Universidad de Talca.
- Saragoni, R. (1993). Análisis del riesgo sísmico para la reconstrucción del puerto de Valparaíso.
- SEA. (2020). Guía trámite pas artículo 135 reglamento del seia "Construcción y operación de depósitos de relaves". Servicio de Evaluación Ambiental.
- SERNAGEOMIN. (2007). *Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves*.
- Servicio Sismológico. (2010). Terremoto Cauquenes 27 febrero 2010. Santiago: Universidad de Chile.
- Sfriso, A., & Sottit, M. (2020). Análisis Sísmico y Modelos Numéricos - Modelación en FEM . Ciclo de Conferencias de Relaves, SPEG Grupo Nacional del ISRM.
- Stephens, T. (2010). Manual on small earth dams. Rome: Food and Agriculture Organization of the United Nations.
- Vera, L. H. (2014). Diseño, construcción y puesta en marcha de un equipo para la determinación de la dispersividad de suelos arcillosos . Bogotá D.C: Universidad Católica de Colombia.
- WISE Uranium Project. (2021). *Chronology of major tailings dam failures*.

7 ANEXOS

Anexo 1.-Ensayos de clasificación de suelos



Figura 7.1: Muestra roleada para análisis granulométrico.

Tabla 7.1: Curva granulométrica para la muestra del suelo de fundación del embalse de relaves de Mina Chépica.


Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca 				
Memorista		Mauricio Andrés Aliaga González		
Ubicación de la muestra		Suelo de fundación Mina Chépica		
Ensayo		Análisis granulométrico		
Norma		ASTM D2487		
Clasificación USCS		CL		
Fracción sobre malla 5 mm				
Malla	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Pasante (%)
1 1/2"	40	320,3	1,81	98,19
1"	25	172,7	0,98	97,21
3/4"	20	16,8	0,09	97,12
3/8"	10	185,8	1,05	96,07
N°4	5	233,7	1,32	94,75
Total retenido		929,3	100	
Fracción bajo malla 5 mm				
Malla	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Pasante (%)
N°10	2	18,6	3,133	91,61
N°40	0,5	36,7	6,182	85,43
N°200	0,08	5,9	0,994	84,44
	<0.08	1,4	0,236	84,20
Total retenido		62,6	100	

Tabla 7.2: Curva granulométrica para la muestra del muro del embalse de relaves de Mina Chépica.



Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca 				
Memorista		Mauricio Andrés Aliaga González		
Ubicación de la muestra		Coronamiento del muro		
Ensayo		Análisis granulométrico		
Norma		ASTM D2487		
Clasificación USCS		CL		
Fracción sobre malla 5 mm				
Malla	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Pasante (%)
1 1/2"	40	1048,9	5,67	94,33
1"	25	393,6	2,13	92,21
3/4"	20	178,4	0,96	91,24
3/8"	10	670,7	3,62	87,62
N°4	5	700,8	3,79	83,83
Total retenido		2992,4	100	
Fracción bajo malla 5 mm				
Malla	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Pasante (%)
N°10	2	48,4	7,291	76,54
N°40	0,5	82,3	12,398	64,14
N°200	0,08	65,4	9,852	54,29
	<0.08	6,7	1,009	53,28
Total retenido		202,8	100	

Tabla 7.3: Curva granulométrica para la muestra del relave del embalse de relaves de Mina Chépica.

Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca 				
Memorista		Mauricio Andrés Aliaga González		
Ubicación de la muestra		Playa de relaves		
Masa inicial seca (gr)		231,9		
Ensayo		Análisis granulométrico		
Norma		ASTM D2487		
Clasificación USCS		ML		
Malla	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Pasante (%)
N°10	2	0	0,00	100,00
N°40	0,5	0	0,00	100,00
N°200	0,08	227,6	40,46	59,54
	<0.08	4,3	0,76	58,77
Total retenido		231,9	100%	

Anexo 2.-Límites de Atterberg

Tabla 7.4: Límites de Atterberg para la muestra del suelo de fundación.

Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca								
Memorista	Mauricio Andrés Aliaga González							
Ubicación de la muestra	Suelo de fundación Mina Chépica							
Ensayo	Ensayo Límites de Atterberg							
Norma	ASTM D4318							
	Límite Plástico			Límite Líquido				
Ensayo N°	1	2	3	1	2	3	4	5
Capsula N°	1	2	14	7	13	14	1	2
N° Golpes				12	17	20	23	31
Peso Cap. + Suelos Humedo (gr)	29,48	30,61	27,35	49,21	44,00	49,28	48,16	48,97
Peso Cap. + Suelos Seco (gr)	28,96	29,72	26,55	42,87	38,95	42,91	42,11	42,95
Peso Capsula (gr)	26,00	25,09	22,54	25,32	24,83	24,70	24,74	24,85
Peso Agua (gr)	0,52	0,89	0,80	6,34	5,05	6,37	6,05	6,02
Peso Muestra Suelo Seca (gr)	2,96	4,63	4,01	17,55	14,12	18,21	17,37	18,10
% Humedad	17,6%	19,2%	20,0%	36,1%	35,8%	35,0%	34,8%	33,3%
LP =	18,9%		LL =	34,2%		IP=	15,3%	

Tabla 7.5: Límites de Atterberg para la muestra del muro del embalse de relaves.

Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca								
Memorista	Mauricio Andrés Aliaga González							
Ubicación de la muestra	Coronamiento del muro del embalse de relaves							
Ensayo	Ensayo Límites de Atterberg							
Norma	ASTM D4318							
	Límite Plástico			Límite Líquido				
Ensayo N°	1	2	3	1	2	3	4	5
Capsula N°	4	8	9	5	6	10	11	12
N° Golpes				12	18	22	35	44
Peso Cap. + Suelos Humedo (gr)	29,53	29,82	26,91	45,30	46,49	46,88	43,64	47,56
Peso Cap. + Suelos Seco (gr)	28,90	28,99	26,09	39,78	40,78	41,30	39,25	42,38
Peso Capsula (gr)	25,84	25,12	22,23	24,81	25,00	24,85	25,53	24,34
Peso Agua (gr)	0,63	0,83	0,82	5,52	5,71	5,58	4,39	5,18
Peso Muestra Suelo Seca (gr)	3,06	3,87	3,86	14,97	15,78	16,45	13,72	18,04
% Humedad	20,6%	21,4%	21,2%	36,9%	36,2%	33,9%	32,0%	28,7%
LP =	21,1%		LL =	33,2%		IP=	12,1%	

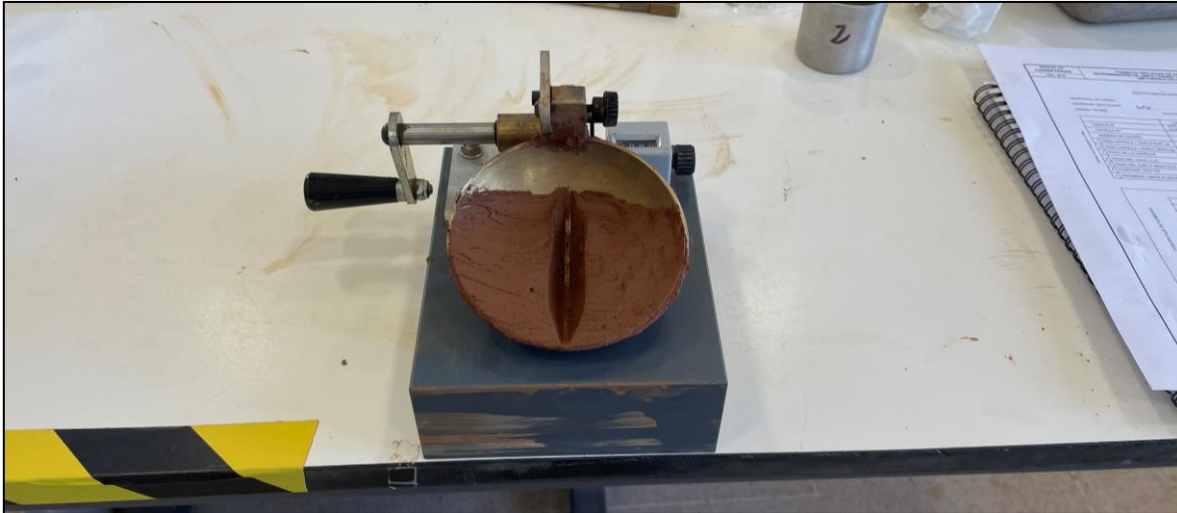


Figura 7.2: Límite líquido en la cuchara de Casagrande.

Para la muestra extraída del relave obtenida de las cercanías del muro del embalse de relaves no se presentan límites de Atterberg, ya que al ser clasificadas como limo arenoso presenta una nula respuesta a este tipo de ensayos.

Anexo 3.-Densidad de las partículas sólidas

Tabla 7.6: Determinación de la gravedad específica de las partículas menores a 5mm.

Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca			
Memorista	Mauricio Andrés Aliaga González		
Ensayo	Gravedad Específica		
Norma	ASTM D 854 - 58		
	Suelo	Muro	Relave
Picnómetro vacío (g)	44,94	45,2	43,2
Picnómetro + muestra (g)	62,86	63,5	61,48
Picnómetro + muestra y agua (g)	105,17	106,84	103,84
Picnómetro + agua (g)	93,53	95,31	92,47
Gs	2,85	2,70	2,65

Tabla 7.7: Determinación de densidad neta de los gruesos

Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca		
Memorista	Mauricio Andrés Aliaga González	
Ensayo	Densidad real, densidad neta y absorción de agua en petreos gruesos	
Norma	NCh 1117	
	Suelo	Muro
Masa del pétreo saturado superficialmente seco (g)	693,8	1425,1
Masa del pétreo sumergida (g)	421	838
Masa del pétreo seco (g)	687,5	1367,5
Densidad real (Kg/m3)	2,54	2,43
Densidad real del petro seco(Kg/m3)	2,52	2,33
Densidad Neta (Kg/m3)	2,58	2,58
Absorción de agua (%)	0,92	4,21



Figura 7.3: Ensayo para determinar la Gravedad específica.

Anexo 4.- Proctor Modificado

Tabla 7.8: Ensayo Proctor modificado del suelo de fundación.


Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca 						
Memorista		Mauricio Andrés Aliaga González				
Ensayo		Proctor Modificado				
Ubicación de la muestra		Suelo de fundación Mina Chépica				
Norma		NCh 1534				
Prueba N°		1	2	3	4	5
Volumen de molde	cm ³	911	911	911	911	911
Masa molde	gr	1875	1875	1875	1875	1875
Masa suelo + molde	gr	3673,3	3776,9	3854,6	3901,3	3860,4
Masa suelo	gr	1798,3	1901,9	1979,6	2026,3	1985,4
Masa muestra suelo compactado	gr	538,2	520,6	501,6	515,5	505,4
Masa muestra suelo seco	gr	491,1	466,5	442,2	441	425,6
Masa del agua	gr	47,1	54,1	59,4	74,5	79,8
Contenido de humedad	%	9,6	11,6	13,4	16,9	18,8
Densidad suelo húmedo	gr/cm ³	1,97	2,09	2,17	2,22	2,18
Densidad seca	gr/cm ³	1,80	1,87	1,92	1,90	1,84

Tabla 7.9: Ensayo Proctor modificado del Muro.


Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca 						
Memorista		Mauricio Andrés Aliaga González				
Ensayo		Proctor Modificado				
Ubicación de la muestra		Coronamiento del Muro				
Norma		NCh 1534				
Prueba N°		1	2	3	4	5
Volumen de molde	cm ³	911	911	911	911	911
Masa molde	gr	1875	1875	1875	1875	1875
Masa suelo + molde	gr	3692,6	3811,4	3856	3838	3816,9
Masa suelo	gr	1817,6	1936,4	1981	1963	1941,9
Masa muestra suelo compactado	gr	540	509,3	502,9	537,7	527
Masa muestra suelo seco	gr	492,2	454,7	441,3	467,3	447,6
Masa del agua	gr	47,8	54,6	61,6	70,4	79,4
Contenido de humedad	%	9,7	12,0	14,0	15,1	17,7
Densidad suelo húmedo	gr/cm ³	2,00	2,13	2,17	2,15	2,13
Densidad seca	gr/cm ³	1,82	1,90	1,91	1,87	1,81



Figura 7.4: Suelo compactado por Proctor modificado.

Tabla 7.10: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 1


Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca											
											
Ensayo	Triaxial CID	Memorista		Mauricio Andrés Aliaga González				Material		Muro	
100 kPa				300 kPa				500 kPa			
ε (%)	ε_v (%)	q (kPa)	p (kPa)	ε (%)	ε_v (%)	q (kPa)	p (kPa)	ε (%)	ε_v (%)	q (kPa)	p (kPa)
0,00	-0,01	5,5	101,5	0,00	0,00	9,00	289,00	0,00	0,00	21,50	493,50
0,08	-0,02	6,5	102,5	0,08	0,00	18,50	295,50	0,08	-0,03	24,50	494,50
0,17	-0,03	13,5	105,5	0,16	-0,02	39,00	301,00	0,16	-0,03	26,50	497,50
0,25	-0,06	19,0	109,0	0,25	-0,05	50,50	302,50	0,23	-0,02	29,50	499,50
0,33	-0,08	24,0	112,0	0,33	-0,08	60,50	307,50	0,32	-0,03	46,50	511,50
0,41	-0,11	27,5	114,5	0,40	-0,12	69,00	314,00	0,39	-0,03	69,50	520,50
0,50	-0,14	31,0	118,0	0,49	-0,17	78,00	321,00	0,47	-0,03	84,00	521,00
0,58	-0,17	34,0	121,0	0,57	-0,21	86,00	328,00	0,56	-0,04	95,50	521,50
0,66	-0,20	37,5	124,5	0,65	-0,25	94,00	336,00	0,64	-0,05	106,50	521,50
0,74	-0,23	41,0	127,0	0,73	-0,29	101,50	343,50	0,72	-0,06	116,50	522,50
0,82	-0,26	44,0	130,0	0,82	-0,32	109,00	351,00	0,80	-0,06	126,00	524,00
0,90	-0,28	47,0	133,0	0,89	-0,36	117,00	359,00	0,88	-0,07	134,50	525,50
0,98	-0,31	50,0	136,0	0,98	-0,40	124,00	366,00	1,07	-0,08	152,50	529,50
1,06	-0,34	53,0	139,0	1,06	-0,44	131,00	373,00	1,14	-0,09	160,00	533,00
1,15	-0,37	55,5	141,5	1,14	-0,47	137,50	379,50	1,23	-0,09	166,50	536,50
1,22	-0,39	58,0	144,0	1,23	-0,50	144,00	387,00	1,31	-0,11	173,50	540,50
1,31	-0,42	61,0	147,0	1,30	-0,53	150,00	394,00	1,39	-0,13	179,50	544,50
1,39	-0,44	63,5	149,5	1,38	-0,56	156,50	400,50	1,47	-0,14	186,00	549,00
1,47	-0,47	66,0	152,0	1,46	-0,60	162,50	406,50	1,55	-0,15	192,00	553,00
1,55	-0,49	68,0	154,0	1,55	-0,63	168,50	412,50	1,63	-0,16	198,00	558,00
1,63	-0,52	70,5	156,5	1,62	-0,66	173,50	418,50	1,71	-0,16	203,00	562,00
1,71	-0,54	72,5	158,5	1,71	-0,69	179,50	424,50	1,80	-0,17	208,50	566,50
1,79	-0,56	75,0	161,0	1,79	-0,72	184,50	430,50	1,88	-0,19	214,00	571,00
1,87	-0,57	77,0	163,0	1,87	-0,76	189,50	436,50	1,96	-0,19	219,50	575,50
1,96	-0,59	79,0	165,0	1,95	-0,78	194,50	441,50	2,04	-0,20	224,50	580,50
2,03	-0,61	81,0	167,0	2,03	-0,80	199,00	447,00	2,12	-0,21	229,50	585,50
2,12	-0,62	82,5	168,5	2,12	-0,82	203,50	451,50	2,21	-0,22	234,00	590,00
2,20	-0,64	84,0	171,0	2,19	-0,83	208,00	457,00	2,29	-0,22	239,00	595,00
2,28	-0,65	86,0	173,0	2,27	-0,86	212,50	461,50	2,37	-0,23	243,50	599,50
2,36	-0,67	88,0	174,0	2,36	-0,89	217,00	466,00	2,45	-0,24	248,50	604,50
2,44	-0,68	89,5	175,5	2,44	-0,90	220,50	470,50	2,53	-0,25	252,50	608,50
2,52	-0,69	91,0	178,0	2,52	-0,92	225,00	475,00	2,62	-0,26	257,00	614,00
2,61	-0,70	92,5	179,5	2,60	-0,94	228,50	479,50	2,70	-0,26	261,00	619,00
2,68	-0,71	94,0	181,0	2,69	-0,95	232,00	484,00	2,78	-0,27	265,50	622,50
2,76	-0,72	95,5	182,5	2,76	-0,97	235,50	487,50	2,86	-0,28	269,50	627,50
2,85	-0,73	96,5	183,5	2,85	-0,98	239,00	492,00	2,95	-0,29	273,50	632,50
2,93	-0,74	98,0	185,0	2,93	-1,00	242,00	496,00	3,03	-0,30	277,50	637,50
3,01	-0,75	99,5	186,5	3,01	-1,01	245,50	499,50	3,11	-0,30	281,50	641,50
3,09	-0,75	100,0	188,0	3,09	-1,02	249,00	503,00	3,20	-0,31	285,00	646,00
3,17	-0,76	101,5	189,5	3,18	-1,03	252,00	507,00	3,28	-0,32	289,00	651,00
3,25	-0,76	102,5	190,5	3,26	-1,04	255,50	510,50	3,36	-0,33	292,50	655,50

Tabla 7.11: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 2

3,34	-0,77	103,5	191,5	3,34	-1,05	258,00	514,00	3,44	-0,33	296,50	659,50
3,42	-0,78	105,0	193,0	3,42	-1,06	261,00	518,00	3,52	-0,34	299,50	664,50
3,50	-0,78	105,5	194,5	3,50	-1,07	263,50	520,50	3,61	-0,35	303,50	668,50
3,59	-0,79	106,5	195,5	3,58	-1,08	266,50	523,50	3,69	-0,35	306,50	672,50
3,67	-0,79	107,5	196,5	3,67	-1,09	269,00	527,00	3,77	-0,36	310,00	677,00
3,75	-0,80	108,5	197,5	3,75	-1,09	271,50	530,50	3,85	-0,36	313,50	681,50
3,83	-0,80	109,5	198,5	3,83	-1,10	274,50	532,50	3,93	-0,36	316,50	685,50
3,92	-0,80	110,0	200,0	3,91	-1,11	276,50	536,50	4,02	-0,37	320,00	690,00
4,00	-0,81	111,5	200,5	4,00	-1,11	279,00	539,00	4,10	-0,37	323,00	694,00
4,08	-0,81	112,0	201,0	4,08	-1,11	281,50	542,50	4,18	-0,38	326,00	698,00
4,16	-0,81	113,0	202,0	4,17	-1,12	283,50	544,50	4,26	-0,38	329,00	703,00
4,24	-0,81	113,5	203,5	4,25	-1,12	286,00	547,00	4,34	-0,39	332,00	707,00
4,33	-0,81	114,0	204,0	4,33	-1,12	288,00	550,00	4,43	-0,39	335,00	710,00
4,41	-0,82	114,5	204,5	4,41	-1,13	290,50	552,50	4,51	-0,39	338,00	714,00
4,50	-0,82	115,5	205,5	4,50	-1,13	292,00	555,00	4,59	-0,40	341,00	718,00
4,58	-0,82	116,0	207,0	4,58	-1,13	294,50	557,50	4,68	-0,40	344,00	722,00
4,66	-0,82	116,5	207,5	4,66	-1,13	296,00	560,00	4,76	-0,41	346,50	725,50
4,74	-0,82	117,5	207,5	4,75	-1,13	298,00	562,00	4,84	-0,41	349,50	729,50
4,82	-0,82	118,0	209,0	4,83	-1,13	300,00	564,00	4,92	-0,41	351,50	733,50
4,91	-0,82	119,0	210,0	4,91	-1,13	301,50	566,50	5,00	-0,42	354,50	737,50
4,99	-0,82	119,5	210,5	4,99	-1,13	303,00	569,00	5,09	-0,42	357,00	742,00
5,07	-0,82	120,0	211,0	5,08	-1,13	305,00	571,00	5,17	-0,43	359,50	744,50
5,15	-0,82	120,0	212,0	5,16	-1,13	306,50	573,50	5,24	-0,43	362,50	748,50
5,24	-0,82	121,0	212,0	5,25	-1,14	308,50	575,50	5,33	-0,43	364,50	752,50
5,33	-0,82	121,0	213,0	5,32	-1,13	309,50	577,50	5,42	-0,43	367,00	756,00
5,41	-0,82	122,0	214,0	5,41	-1,14	311,50	579,50	5,49	-0,44	369,50	759,50
5,49	-0,82	122,5	214,5	5,49	-1,14	312,50	581,50	5,58	-0,44	372,50	762,50
5,57	-0,82	123,0	215,0	5,58	-1,13	314,50	583,50	5,66	-0,44	374,50	766,50
5,65	-0,82	123,5	215,5	5,66	-1,13	315,50	585,50	5,74	-0,45	376,50	769,50
5,73	-0,82	124,0	216,0	5,74	-1,14	317,00	587,00	5,82	-0,45	379,00	773,00
5,82	-0,82	124,0	217,0	5,82	-1,13	318,50	589,50	5,90	-0,45	381,00	776,00
5,90	-0,82	124,5	216,5	5,90	-1,13	319,50	590,50	5,99	-0,45	383,50	779,50
5,98	-0,82	125,0	218,0	5,99	-1,13	320,50	592,50	6,07	-0,45	385,50	782,50
6,07	-0,81	125,5	218,5	6,07	-1,13	322,00	594,00	6,15	-0,45	387,50	786,50
6,15	-0,82	126,0	219,0	6,15	-1,13	323,50	595,50	6,23	-0,45	389,50	789,50
6,23	-0,82	126,5	219,5	6,23	-1,13	324,50	597,50	6,31	-0,46	392,00	793,00
6,31	-0,81	127,0	220,0	6,31	-1,13	326,00	599,00	6,40	-0,46	393,50	795,50
6,40	-0,81	127,0	220,0	6,40	-1,13	326,50	599,50	6,49	-0,46	395,50	799,50
6,48	-0,81	127,5	220,5	6,48	-1,13	328,00	602,00	6,57	-0,46	398,00	802,00
6,56	-0,81	127,5	221,5	6,56	-1,13	329,00	603,00	6,65	-0,46	400,00	805,00
6,64	-0,81	128,0	222,0	6,64	-1,12	330,00	605,00	6,73	-0,46	402,00	808,00
6,72	-0,81	128,5	222,5	6,73	-1,12	331,00	606,00	6,81	-0,46	404,00	811,00
6,81	-0,81	128,5	222,5	6,81	-1,12	332,50	607,50	6,90	-0,46	405,00	814,00
6,89	-0,81	129,0	223,0	6,89	-1,12	332,50	608,50	6,98	-0,46	407,00	817,00
6,97	-0,81	129,5	223,5	6,98	-1,12	334,00	610,00	7,06	-0,46	408,50	819,50

Tabla 7.12: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 3

7,05	-0,81	129,5	224,5	7,06	-1,12	334,50	611,50	7,14	-0,46	410,50	822,50
7,14	-0,81	129,5	224,5	7,14	-1,12	335,50	612,50	7,22	-0,46	412,50	825,50
7,22	-0,81	130,5	224,5	7,22	-1,11	336,50	613,50	7,31	-0,46	414,00	829,00
7,30	-0,81	130,5	224,5	7,30	-1,12	337,50	614,50	7,39	-0,46	415,50	830,50
7,38	-0,80	131,0	225,0	7,39	-1,11	338,50	615,50	7,47	-0,46	417,50	833,50
7,46	-0,80	131,0	226,0	7,46	-1,12	339,00	617,00	7,55	-0,46	419,00	836,00
7,55	-0,80	131,0	226,0	7,55	-1,11	340,00	618,00	7,64	-0,46	420,50	838,50
7,63	-0,80	131,5	226,5	7,63	-1,11	340,50	618,50	7,73	-0,46	422,00	842,00
7,72	-0,80	131,5	226,5	7,71	-1,11	341,00	620,00	7,81	-0,46	423,50	844,50
7,80	-0,80	131,5	226,5	7,80	-1,11	342,00	622,00	7,89	-0,46	425,00	847,00
7,89	-0,80	132,5	227,5	7,88	-1,10	342,50	622,50	7,98	-0,46	426,50	849,50
7,97	-0,80	132,0	228,0	7,96	-1,10	343,50	623,50	8,06	-0,46	428,00	852,00
8,05	-0,80	132,5	227,5	8,05	-1,10	343,50	624,50	8,15	-0,46	429,00	854,00
8,13	-0,80	133,0	228,0	8,13	-1,10	344,50	624,50	8,23	-0,46	430,50	856,50
8,21	-0,80	132,5	228,5	8,22	-1,10	345,00	626,00	8,31	-0,46	432,00	859,00
8,30	-0,80	133,0	229,0	8,30	-1,10	346,00	627,00	8,39	-0,46	433,50	861,50
8,38	-0,80	133,5	229,5	8,38	-1,10	346,00	628,00	8,48	-0,46	435,00	864,00
8,46	-0,80	133,5	229,5	8,47	-1,10	347,00	629,00	8,56	-0,46	436,00	866,00
8,55	-0,79	133,5	229,5	8,55	-1,10	347,50	629,50	8,64	-0,46	437,00	868,00
8,63	-0,79	134,0	230,0	8,63	-1,10	348,00	630,00	8,73	-0,46	438,50	870,50
8,71	-0,79	134,0	231,0	8,72	-1,10	348,00	631,00	8,81	-0,46	439,50	872,50
8,79	-0,79	134,0	231,0	8,80	-1,10	348,50	632,50	8,89	-0,45	440,50	874,50
8,88	-0,80	134,5	230,5	8,88	-1,10	349,00	633,00	8,98	-0,45	441,50	877,50
8,96	-0,80	134,5	231,5	8,96	-1,10	349,50	633,50	9,06	-0,45	443,00	879,00
9,04	-0,79	134,5	231,5	9,05	-1,10	350,00	634,00	9,14	-0,45	444,00	881,00
9,14	-0,79	134,5	231,5	9,13	-1,11	350,50	634,50	9,22	-0,45	445,00	883,00
9,21	-0,79	135,0	232,0	9,21	-1,10	351,00	635,00	9,31	-0,45	446,00	886,00
9,30	-0,80	135,0	232,0	9,30	-1,10	351,50	635,50	9,39	-0,46	447,00	887,00
9,38	-0,80	135,0	232,0	9,38	-1,10	351,50	636,50	9,48	-0,45	448,00	889,00
9,47	-0,79	135,0	232,0	9,46	-1,10	352,00	637,00	9,55	-0,45	449,00	891,00
9,55	-0,79	135,5	232,5	9,55	-1,10	352,00	638,00	9,65	-0,45	449,50	893,50
9,63	-0,80	135,5	232,5	9,63	-1,10	352,50	638,50	9,73	-0,45	450,00	895,00
9,72	-0,80	136,0	233,0	9,71	-1,10	353,00	639,00	9,81	-0,45	451,00	897,00
9,80	-0,79	136,0	233,0	9,79	-1,10	353,00	639,00	9,89	-0,45	452,00	899,00
9,88	-0,80	136,0	233,0	9,88	-1,10	353,50	639,50	9,97	-0,45	452,50	900,50
9,96	-0,80	136,0	233,0	9,97	-1,10	353,00	640,00	10,05	-0,45	453,50	902,50
10,05	-0,80	136,0	234,0	10,05	-1,10	353,50	640,50	10,14	-0,45	454,00	904,00
10,13	-0,80	136,0	234,0	10,13	-1,10	354,00	641,00	10,22	-0,45	454,50	905,50
10,22	-0,80	136,0	234,0	10,21	-1,10	354,00	641,00	10,30	-0,45	455,50	907,50
10,31	-0,80	136,0	234,0	10,30	-1,10	354,50	641,50	10,39	-0,45	456,00	909,00
10,39	-0,80	136,0	234,0	10,39	-1,09	354,50	642,50	10,47	-0,45	456,50	910,50
10,47	-0,80	136,5	234,5	10,47	-1,09	354,50	642,50	10,56	-0,45	457,00	913,00
10,56	-0,80	136,0	235,0	10,55	-1,09	355,00	643,00	10,65	-0,45	457,50	914,50
10,64	-0,80	136,0	235,0	10,63	-1,09	355,00	643,00	10,72	-0,45	458,50	915,50
10,72	-0,80	136,5	234,5	10,72	-1,09	355,50	643,50	10,81	-0,45	459,50	917,50

Tabla 7.13: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 4

10,81	-0,80	136,5	234,5	10,80	-1,09	355,50	643,50	10,89	-0,45	459,50	919,50
10,90	-0,80	137,0	235,0	10,88	-1,09	355,50	643,50	10,97	-0,44	460,00	920,00
10,98	-0,81	137,0	235,0	10,97	-1,09	355,50	644,50	11,06	-0,44	460,50	921,50
11,06	-0,80	137,0	235,0	11,05	-1,09	356,00	645,00	11,14	-0,44	460,50	923,50
11,14	-0,81	137,0	235,0	11,13	-1,08	355,50	645,50	11,23	-0,44	461,50	924,50
11,22	-0,80	137,0	235,0	11,22	-1,08	356,00	645,00	11,31	-0,44	461,50	925,50
11,30	-0,81	136,5	235,5	11,30	-1,08	356,00	645,00	11,39	-0,44	461,50	926,50
11,39	-0,80	137,0	236,0	11,39	-1,08	356,00	645,00	11,47	-0,44	461,50	927,50
11,48	-0,80	137,0	236,0	11,47	-1,08	356,00	645,00	11,55	-0,44	462,50	929,50
11,56	-0,80	137,0	236,0	11,55	-1,08	356,00	646,00	11,64	-0,44	462,50	930,50
11,64	-0,81	137,0	236,0	11,64	-1,08	356,00	647,00	11,72	-0,44	463,00	932,00
11,73	-0,81	137,0	236,0	11,72	-1,08	356,00	647,00	11,80	-0,44	462,50	933,50
11,81	-0,81	137,0	237,0	11,80	-1,07	356,50	646,50	11,88	-0,44	463,00	934,00
11,90	-0,81	137,0	237,0	11,88	-1,07	356,00	647,00	11,97	-0,44	462,50	934,50
11,98	-0,81	137,0	236,0	11,97	-1,07	356,00	647,00	12,05	-0,43	463,00	936,00
12,06	-0,80	137,0	236,0	12,05	-1,07	356,00	647,00	12,14	-0,43	463,00	937,00
12,15	-0,81	137,5	236,5	12,13	-1,07	356,00	647,00	12,22	-0,43	463,00	938,00
12,23	-0,81	137,5	236,5	12,22	-1,07	356,00	647,00	12,30	-0,43	463,50	938,50
12,31	-0,81	137,0	237,0	12,30	-1,07	356,00	647,00	12,38	-0,43	463,00	940,00
12,39	-0,81	137,5	236,5	12,39	-1,07	356,00	647,00	12,47	-0,43	463,00	941,00
12,48	-0,81	137,0	237,0	12,47	-1,06	355,50	647,50	12,55	-0,43	463,00	942,00
12,56	-0,81	137,0	237,0	12,55	-1,06	355,50	647,50	12,64	-0,43	463,00	942,00
12,65	-0,81	137,0	237,0	12,64	-1,06	355,50	647,50	12,72	-0,43	462,50	943,50
12,73	-0,81	137,0	237,0	12,72	-1,06	355,50	647,50	12,81	-0,42	462,50	944,50
12,81	-0,81	137,0	237,0	12,80	-1,06	355,00	647,00	12,89	-0,42	462,00	945,00
12,89	-0,81	137,0	237,0	12,89	-1,06	355,00	647,00	12,97	-0,42	462,50	945,50
12,97	-0,81	137,0	237,0	12,97	-1,06	355,00	647,00	13,05	-0,43	462,00	946,00
13,06	-0,81	137,0	237,0	13,05	-1,05	355,00	647,00	13,14	-0,42	462,00	947,00
13,14	-0,81	137,0	237,0	13,14	-1,05	354,50	647,50	13,22	-0,42	461,50	947,50
13,22	-0,81	137,0	237,0	13,22	-1,05	354,50	647,50	13,31	-0,42	461,00	948,00
13,31	-0,81	137,0	237,0	13,31	-1,05	354,50	647,50	13,39	-0,42	461,50	948,50
13,39	-0,81	137,0	237,0	13,39	-1,05	354,00	647,00	13,47	-0,42	461,00	949,00
13,48	-0,81	137,0	237,0	13,47	-1,05	354,50	647,50	13,56	-0,42	460,50	949,50
13,56	-0,81	137,0	237,0	13,55	-1,04	354,00	647,00	13,64	-0,42	460,50	950,50
13,64	-0,81	137,0	237,0	13,64	-1,04	354,00	647,00	13,72	-0,42	460,00	951,00
13,72	-0,81	136,5	237,5	13,72	-1,04	353,50	647,50	13,80	-0,42	460,00	951,00
13,81	-0,82	137,0	237,0	13,80	-1,04	353,50	646,50	13,89	-0,42	459,50	951,50
13,89	-0,82	136,5	237,5	13,88	-1,04	353,50	646,50	13,97	-0,42	459,00	952,00
13,97	-0,82	137,0	238,0	13,97	-1,04	353,00	646,00	14,05	-0,42	459,00	952,00
14,06	-0,82	136,5	237,5	14,05	-1,03	353,00	647,00	14,14	-0,41	458,50	952,50
14,14	-0,82	137,0	238,0	14,13	-1,03	352,50	646,50	14,22	-0,41	458,50	952,50
14,23	-0,83	137,0	237,0	14,22	-1,03	352,00	646,00	14,30	-0,41	458,00	953,00
14,31	-0,83	137,0	237,0	14,30	-1,03	352,00	646,00	14,39	-0,41	457,50	953,50
14,39	-0,83	136,5	237,5	14,38	-1,03	351,50	645,50	14,47	-0,41	457,00	953,00
14,48	-0,83	136,5	237,5	14,46	-1,03	351,50	645,50	14,55	-0,41	457,00	953,00

Tabla 7.14: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 5

14,56	-0,83	136,5	237,5	14,55	-1,03	351,00	645,00	14,63	-0,41	456,50	954,50
14,64	-0,83	136,5	237,5	14,64	-1,03	350,50	645,50	14,71	-0,41	456,00	954,00
14,73	-0,83	136,5	237,5	14,72	-1,03	350,50	645,50	14,80	-0,41	455,50	953,50
14,81	-0,83	136,5	237,5	14,80	-1,03	350,00	645,00	14,88	-0,41	455,50	954,50
14,89	-0,83	136,5	237,5	14,88	-1,03	350,50	644,50	14,97	-0,41	455,00	954,00
14,98	-0,83	136,5	237,5	14,97	-1,02	349,50	644,50	15,05	-0,41	454,50	954,50
15,06	-0,83	136,0	237,0	15,05	-1,02	349,50	643,50	15,13	-0,41	454,50	954,50
15,14	-0,83	136,0	237,0	15,14	-1,02	349,00	644,00	15,21	-0,40	454,50	955,50
15,23	-0,83	136,0	237,0	15,22	-1,02	348,50	643,50	15,30	-0,41	454,00	955,00
15,31	-0,84	136,0	237,0	15,30	-1,02	348,50	643,50	15,38	-0,40	454,00	956,00
15,39	-0,83	136,0	237,0	15,39	-1,02	348,00	643,00	15,46	-0,41	453,50	955,50
15,48	-0,84	136,0	237,0	15,47	-1,02	347,50	642,50	15,55	-0,41	453,50	956,50
15,56	-0,84	136,0	237,0	15,55	-1,02	347,50	642,50	15,63	-0,40	453,00	956,00
15,65	-0,84	135,5	237,5	15,64	-1,02	347,00	642,00	15,71	-0,40	453,00	956,00
15,73	-0,84	135,5	237,5	15,72	-1,02	347,00	642,00	15,80	-0,40	452,50	956,50
15,81	-0,84	135,5	237,5	15,80	-1,01	346,50	641,50	15,88	-0,40	451,50	956,50
15,89	-0,84	135,5	236,5	15,89	-1,01	345,50	641,50	15,96	-0,40	452,00	956,00
15,98	-0,84	135,5	236,5	15,97	-1,01	345,50	640,50	16,04	-0,40	451,00	956,00
16,06	-0,84	135,5	236,5	16,05	-1,01	345,00	640,00	16,13	-0,40	450,50	956,50
16,15	-0,84	135,5	236,5	16,14	-1,01	344,50	639,50	16,21	-0,40	450,50	956,50
16,23	-0,84	135,5	236,5	16,22	-1,01	344,00	640,00	16,30	-0,40	450,00	956,00
16,31	-0,84	135,5	236,5	16,30	-1,01	343,50	639,50	16,38	-0,40	449,50	955,50
16,39	-0,84	135,5	236,5	16,39	-1,01	343,00	639,00	16,47	-0,40	449,00	956,00
16,48	-0,84	135,0	237,0	16,47	-1,01	343,00	638,00	16,56	-0,40	449,00	956,00
16,56	-0,84	135,0	237,0	16,55	-1,01	342,00	638,00	16,63	-0,40	448,50	955,50
16,65	-0,84	135,5	236,5	16,63	-1,01	342,00	638,00	16,72	-0,40	447,50	955,50
16,73	-0,85	135,0	237,0	16,71	-1,00	341,50	637,50	16,80	-0,40	447,50	955,50
16,81	-0,85	135,0	237,0	16,80	-1,00	340,50	636,50	16,88	-0,40	447,00	955,00
16,90	-0,85	134,5	236,5	16,88	-1,00	340,50	636,50	16,96	-0,40	446,50	955,50
16,98	-0,85	135,0	236,0	16,97	-1,00	340,00	636,00	17,05	-0,40	446,00	955,00
17,07	-0,85	135,0	236,0	17,05	-1,00	339,50	635,50	17,14	-0,39	445,50	954,50
17,15	-0,85	134,5	236,5	17,13	-1,00	339,50	635,50	17,22	-0,40	445,00	954,00
17,23	-0,85	135,0	236,0	17,22	-1,00	338,50	634,50	17,31	-0,40	444,50	954,50
17,32	-0,85	134,5	235,5	17,30	-1,00	338,00	634,00	17,39	-0,40	444,00	954,00
17,40	-0,85	134,5	236,5	17,38	-1,00	337,50	633,50	17,47	-0,40	443,50	954,50
17,48	-0,85	134,5	235,5	17,47	-1,00	337,00	633,00	17,55	-0,40	443,50	953,50
17,57	-0,85	134,5	235,5	17,55	-1,00	336,50	632,50	17,64	-0,40	443,00	954,00
17,65	-0,85	134,5	235,5	17,63	-1,00	335,50	632,50	17,73	-0,39	442,50	953,50
17,74	-0,85	134,0	236,0	17,71	-1,00	335,50	632,50	17,81	-0,40	442,00	954,00
17,82	-0,86	134,5	235,5	17,80	-0,99	335,00	631,00	17,89	-0,39	441,50	952,50
17,91	-0,86	134,5	235,5	17,88	-0,99	334,50	630,50	17,98	-0,39	441,00	953,00
17,99	-0,86	134,0	236,0	17,96	-0,99	334,00	630,00	18,06	-0,39	440,50	953,50
18,07	-0,86	134,5	235,5	18,05	-0,99	333,50	629,50	18,15	-0,39	440,00	953,00
18,15	-0,86	134,5	235,5	18,13	-0,99	333,00	629,00	18,23	-0,39	439,00	952,00
18,23	-0,86	134,0	236,0	18,22	-0,99	332,00	629,00	18,32	-0,39	439,00	952,00

Tabla 7.15: Resultados ensayo triaxial CID para el Muro. Parte 6

18,32	-0,86	134,5	235,5	18,30	-0,99	332,00	628,00	18,40	-0,39	438,00	952,00
18,41	-0,86	134,0	236,0	18,38	-0,99	331,00	628,00	18,48	-0,39	437,50	951,50
18,49	-0,86	134,5	235,5	18,47	-0,99	331,00	627,00	18,57	-0,39	437,00	951,00
18,58	-0,86	134,5	235,5	18,55	-0,99	330,50	626,50	18,65	-0,39	436,50	950,50
18,66	-0,86	134,0	236,0	18,64	-0,99	330,00	626,00	18,74	-0,39	436,00	950,00
18,74	-0,87	134,0	236,0	18,72	-0,98	329,50	625,50	18,82	-0,39	435,50	950,50
18,83	-0,87	134,0	236,0	18,80	-0,98	329,00	625,00	18,90	-0,39	434,50	949,50
18,91	-0,87	134,0	236,0	18,89	-0,98	328,50	624,50	18,99	-0,40	434,00	949,00
18,99	-0,87	134,0	236,0	18,97	-0,99	328,00	625,00	19,07	-0,40	433,50	948,50
				19,1	-0,99	327,50	624,50				
				19,1	-0,98	327,50	623,50				
				19,2	-0,99	326,50	622,50				
				19,3	-0,99	326,50	622,50				
				19,4	-0,98	326,00	622,00				
				19,5	-0,99	326,00	622,00				
				19,6	-0,98	326,00	622,00				

En los ensayos CID es necesario aclarar que las trayectorias resultantes de los estados de confinamiento a 300 kPa y 500 kPa se vieron afectadas la velocidad de carga, generándose presiones de poro; esta situación es subsanada mediante la realización de ensayos CIU.

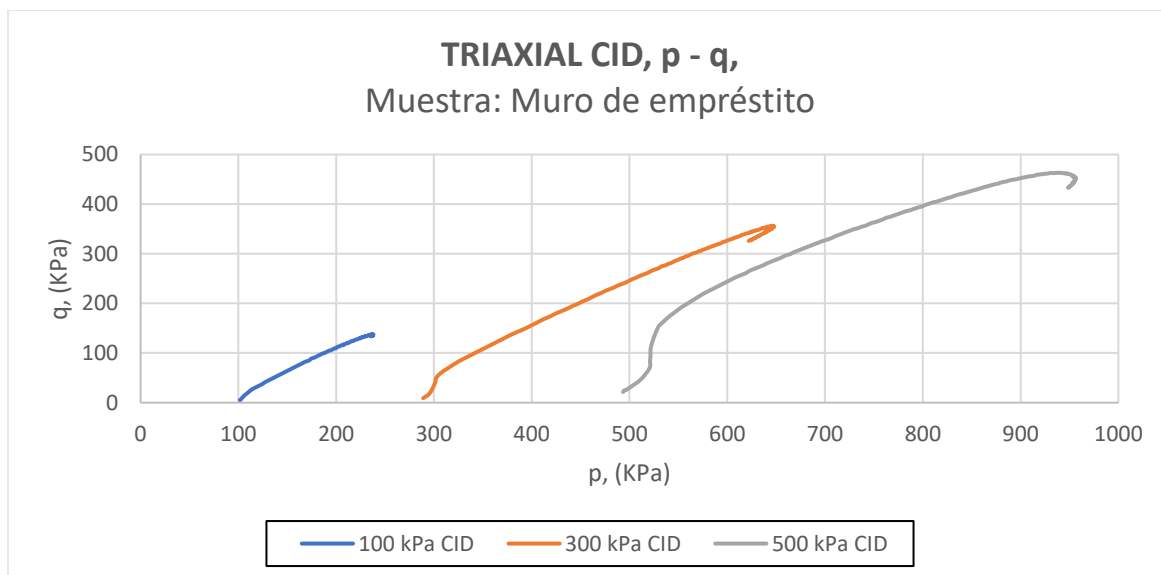


Figura 7.5: Resultados triaxial CID del muro (p - q)

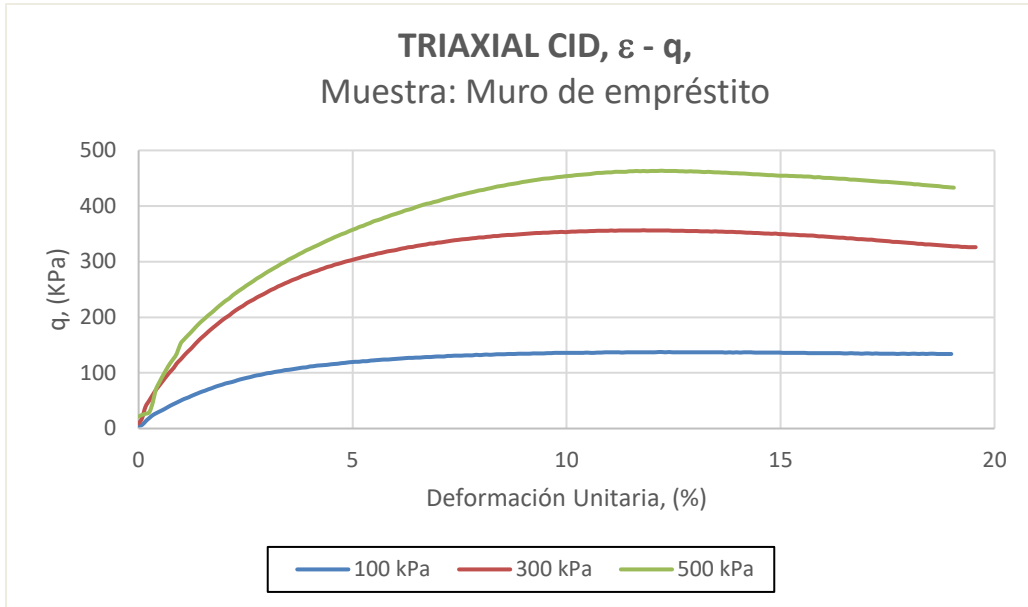


Figura 7.6: Resultados triaxial CID del muro ($\epsilon - q$)

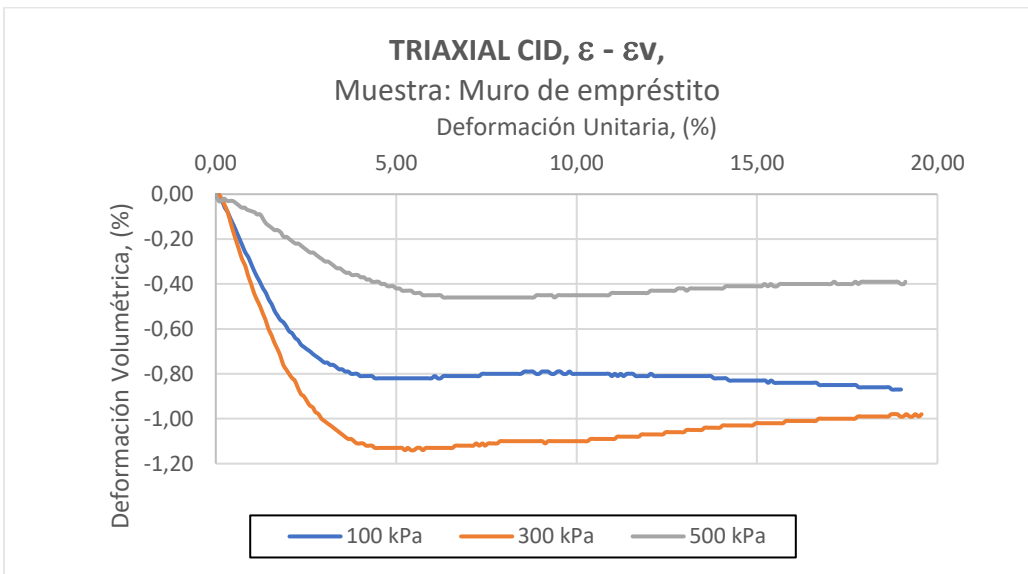


Figura 7.7: Resultados triaxial CID del muro ($\epsilon - \epsilon_v$)

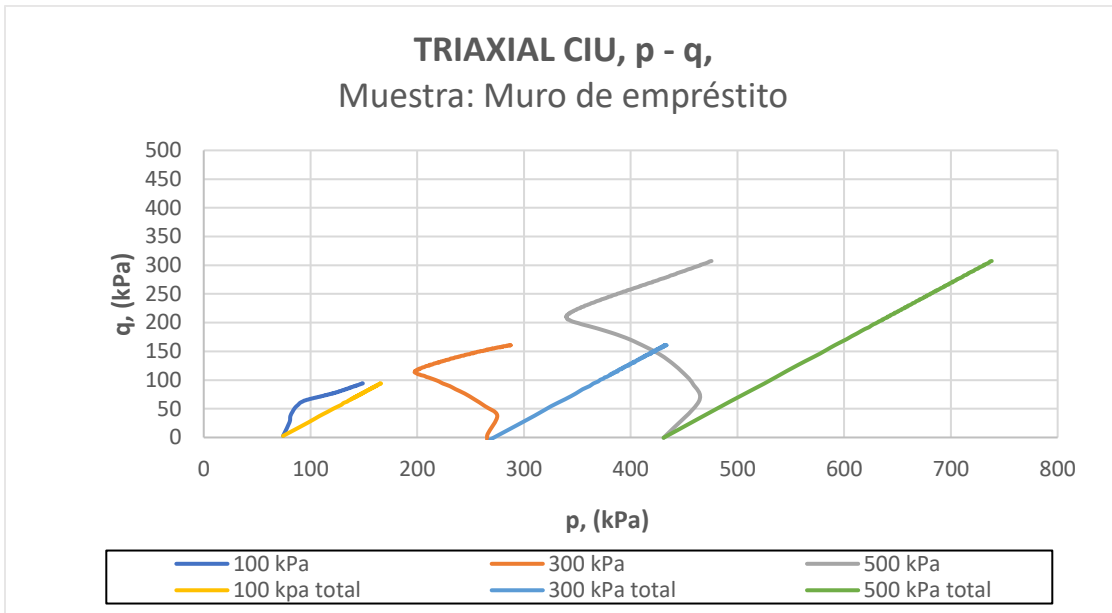


Figura 7.8: Resultados triaxial CIU del muro ($p - q$)

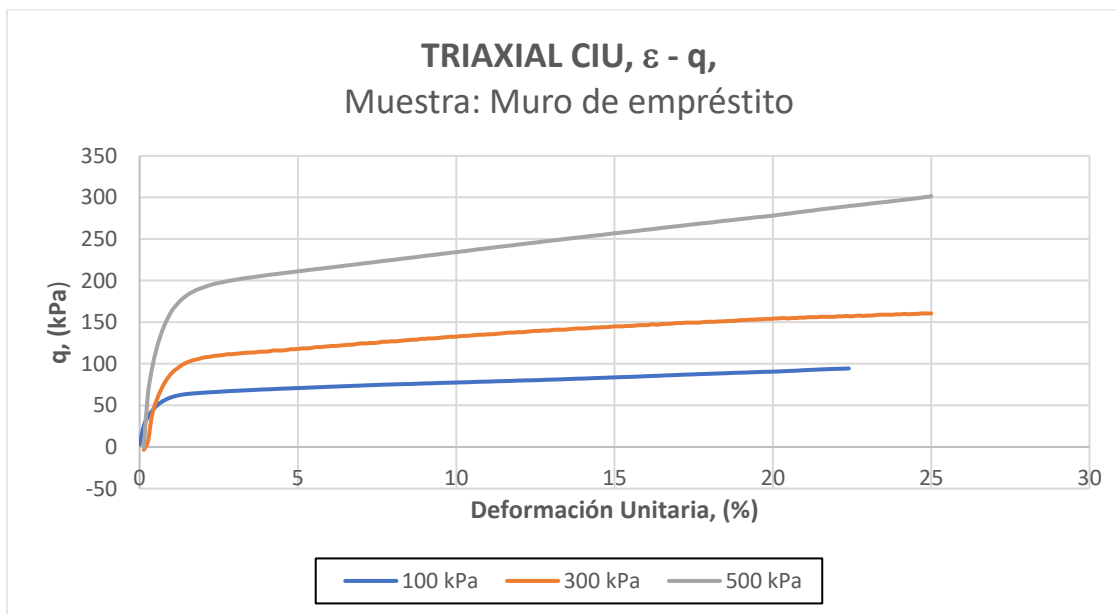


Figura 7.9: Resultados triaxial CIU del muro ($\varepsilon - q$)

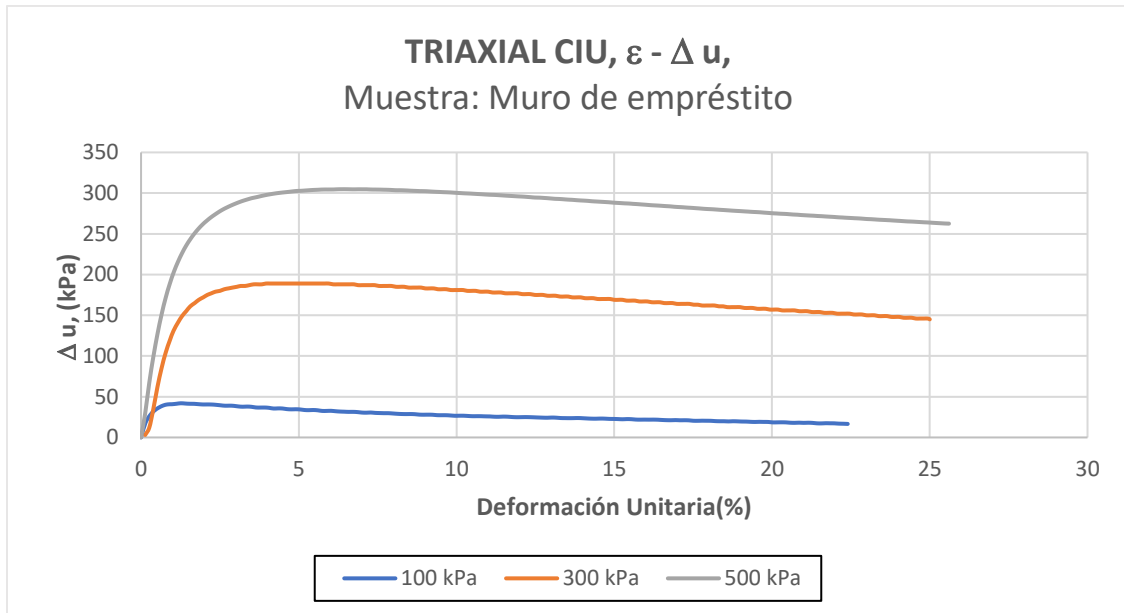


Figura 7.10: Resultados triaxial CIU del muro ($\varepsilon - \Delta u$)

Tabla 7.16: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 1


Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca												
												
Ensayo	Triaxial CIU			Memorista				Mauricio Andrés Aliaga González				Muro
100 kPa				300 kPa				500 kPa				
ε (%)	Δu (kPa)	q (kPa)	p (kPa)	ε (%)	Δu (kPa)	q (kPa)	p (kPa)	ε (%)	Δu (kPa)	q (kPa)	p (kPa)	
0,00	0,00	2,72	74,32	0,13	3,00	-3,50	265,50	0,00	0,00	-0,51	430,82	
0,14	17,97	26,55	80,36	0,26	12,00	6,00	266,00	0,13	29,30	62,62	463,82	
0,28	26,97	37,03	81,13	0,39	35,00	38,00	275,00	0,26	67,02	93,85	458,10	
0,42	32,86	44,60	83,11	0,52	62,00	54,50	263,50	0,39	99,03	115,82	447,29	
0,56	36,58	50,21	84,91	0,65	85,00	66,50	253,50	0,52	126,83	132,71	436,56	
0,70	39,23	54,23	86,79	0,78	104,00	76,50	244,50	0,65	150,88	145,83	426,28	
0,84	40,58	57,20	88,64	0,91	119,00	84,00	236,00	0,78	171,41	156,31	415,57	
0,98	40,82	59,39	89,65	1,03	131,00	89,50	230,50	0,91	188,59	164,47	406,54	
1,12	41,35	61,08	90,93	1,17	141,00	94,00	224,00	1,04	203,30	171,03	398,88	
1,26	42,00	62,28	92,25	1,30	149,00	97,50	220,50	1,17	215,60	176,30	391,43	
1,40	41,64	63,21	93,30	1,43	155,00	100,50	216,50	1,30	226,26	180,46	385,12	
1,54	41,35	63,85	93,81	1,56	161,00	102,50	213,50	1,43	235,50	184,01	379,18	
1,68	41,29	64,32	94,52	1,70	165,00	104,50	210,50	1,56	243,33	186,88	374,10	
1,82	40,88	64,69	95,36	1,83	169,00	105,50	208,50	1,69	250,22	189,36	369,72	
1,96	40,52	65,03	95,82	1,97	172,00	107,00	207,00	1,82	256,23	191,21	366,19	
2,10	40,53	65,48	96,41	2,10	175,00	108,00	205,00	1,95	261,53	193,04	362,60	
2,24	40,45	65,76	97,09	2,23	177,00	108,50	203,50	2,08	266,01	194,65	359,32	
2,38	40,05	66,04	97,90	2,36	179,00	109,50	202,50	2,21	270,10	195,99	356,45	
2,52	39,49	66,38	98,38	2,50	180,00	110,00	201,00	2,34	273,67	197,24	353,92	
2,66	38,96	66,72	98,89	2,64	182,00	110,50	200,50	2,47	277,02	198,31	352,14	
2,80	39,05	67,11	99,55	2,77	183,00	111,50	199,50	2,60	280,01	199,41	350,26	
2,94	38,80	67,34	100,14	2,90	184,00	111,50	199,50	2,73	282,57	200,22	348,50	
3,08	38,11	67,56	100,77	3,04	185,00	112,00	199,00	2,86	284,93	201,07	347,05	
3,22	37,73	67,84	101,19	3,16	186,00	112,50	198,50	2,99	287,04	201,97	345,36	
3,36	37,93	68,13	101,98	3,30	186,00	113,00	198,00	3,12	289,04	202,76	344,51	
3,50	37,64	68,35	102,56	3,43	187,00	113,50	197,50	3,25	290,81	203,43	343,53	
3,64	36,81	68,63	103,01	3,57	188,00	113,50	197,50	3,38	292,34	204,11	343,09	
3,78	36,69	68,92	103,50	3,70	188,00	114,00	198,00	3,51	293,82	204,84	342,17	
3,92	36,75	69,14	104,17	3,83	188,00	114,50	198,50	3,64	294,88	205,51	340,95	
4,06	36,34	69,29	104,91	3,96	189,00	114,50	198,50	3,77	296,06	206,19	340,69	
4,20	35,52	69,53	105,03	4,09	189,00	115,00	198,00	3,90	297,21	206,92	340,41	
4,34	35,69	69,82	105,68	4,23	189,00	116,00	198,00	4,03	298,18	207,54	340,04	
4,48	35,57	70,04	106,37	4,36	189,00	116,00	199,00	4,16	299,03	208,13	340,13	
4,62	34,80	70,27	106,60	4,50	189,00	116,00	199,00	4,29	299,83	208,84	340,34	
4,76	34,51	70,44	107,05	4,63	189,00	116,50	199,50	4,42	300,44	209,45	340,23	
4,90	34,64	70,72	107,94	4,77	189,00	117,50	199,50	4,55	301,01	210,02	339,39	
5,04	34,40	70,86	108,49	4,89	189,00	117,50	199,50	4,68	301,54	210,64	339,48	
5,18	33,69	71,06	108,56	5,03	189,00	118,00	200,00	4,81	302,16	211,26	340,25	
5,32	33,51	71,28	109,04	5,16	189,00	118,50	200,50	4,94	302,66	211,88	340,37	
5,46	33,69	71,51	109,78	5,29	189,00	118,50	201,50	5,07	302,83	212,55	340,32	
5,60	33,34	71,73	110,42	5,42	189,00	119,00	202,00	5,20	303,19	213,11	340,18	

Tabla 7.17: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 2

5,74	32,57	71,96	110,46	5,56	189,00	120,00	202,00	5,33	303,54	213,79	340,75
5,88	32,57	72,15	110,90	5,69	189,00	120,00	203,00	5,46	303,89	214,30	341,26
6,02	32,72	72,41	111,59	5,82	189,00	120,50	203,50	5,59	304,07	214,86	341,58
6,16	32,22	72,58	112,15	5,95	189,00	121,00	204,00	5,72	304,34	215,49	342,42
6,30	31,84	72,80	112,57	6,09	188,00	121,50	204,50	5,85	304,42	216,04	342,90
6,44	31,63	73,03	112,67	6,22	188,00	121,50	204,50	5,98	304,42	216,72	342,67
6,58	31,39	73,21	113,20	6,35	188,00	122,00	205,00	6,11	304,48	217,28	343,05
6,72	31,45	73,48	114,05	6,48	188,00	122,50	206,50	6,24	304,72	217,95	344,09
6,86	31,16	73,59	114,46	6,62	188,00	123,00	207,00	6,37	304,78	218,48	344,80
7,00	30,57	73,82	114,38	6,75	188,00	123,00	207,00	6,50	304,78	219,18	345,56
7,14	30,39	74,10	114,84	6,88	187,00	124,00	208,00	6,63	304,66	219,76	345,59
7,28	30,63	74,27	115,72	7,01	187,00	124,50	208,50	6,76	304,60	220,43	346,51
7,42	30,15	74,44	115,95	7,14	187,00	124,50	209,50	6,89	304,72	220,94	347,01
7,56	29,98	74,66	116,05	7,28	187,00	125,00	210,00	7,02	304,66	221,61	347,75
7,70	29,80	74,89	116,57	7,41	187,00	125,00	211,00	7,15	304,66	222,18	348,82
7,84	29,80	75,00	117,10	7,54	186,00	125,50	211,50	7,28	304,42	222,91	349,34
7,98	29,45	75,17	117,56	7,68	186,00	126,50	211,50	7,41	304,37	223,64	349,71
8,12	29,04	75,34	117,79	7,81	186,00	126,50	212,50	7,54	304,31	224,09	350,58
8,26	28,80	75,48	117,87	7,94	186,00	127,00	213,00	7,67	304,19	224,71	351,37
8,40	28,68	75,62	118,25	8,08	185,00	127,00	214,00	7,80	304,07	225,27	352,53
8,54	28,74	75,67	118,99	8,21	185,00	127,50	214,50	7,93	303,89	225,95	353,33
8,68	28,56	75,96	119,36	8,34	185,00	128,00	215,00	8,06	303,60	226,62	353,34
8,82	28,03	76,13	119,34	8,48	184,00	128,50	215,50	8,19	303,54	227,19	354,08
8,96	27,92	76,35	119,80	8,62	184,00	129,00	216,00	8,32	303,42	227,75	355,65
9,10	27,97	76,46	120,45	8,75	184,00	129,00	217,00	8,45	303,19	228,37	356,38
9,24	27,86	76,58	120,74	8,88	184,00	130,00	218,00	8,58	302,89	229,04	356,59
9,38	27,39	76,80	120,70	9,01	183,00	130,00	219,00	8,71	302,71	229,78	357,38
9,52	27,30	77,03	121,15	9,14	183,00	130,50	219,50	8,84	302,48	230,28	358,48
9,66	27,33	77,13	121,76	9,28	183,00	130,50	220,50	8,97	302,42	230,90	359,54
9,80	27,03	77,25	122,00	9,41	182,00	131,00	220,00	9,10	302,18	231,52	360,19
9,94	26,62	77,42	121,93	9,54	182,00	131,50	221,50	9,23	301,87	232,14	361,25
10,08	26,68	77,58	122,23	9,68	182,00	132,00	222,00	9,36	301,60	232,76	362,08
10,22	26,68	77,75	122,75	9,81	181,00	132,50	222,50	9,49	301,36	233,49	362,63
10,36	26,38	77,82	123,16	9,95	181,00	132,50	223,50	9,62	301,12	234,05	363,34
10,50	26,09	78,04	123,38	10,08	181,00	133,00	224,00	9,75	300,95	234,62	364,70
10,64	26,15	78,27	123,55	10,21	181,00	133,50	224,50	9,88	300,65	235,24	365,68
10,78	26,09	78,43	123,95	10,34	180,00	133,50	225,50	10,01	300,30	235,80	366,41
10,92	25,89	78,49	124,45	10,47	180,00	134,00	226,00	10,14	300,02	236,53	367,13
11,06	25,80	78,67	124,66	10,61	180,00	134,50	226,50	10,27	299,71	237,21	367,87
11,20	25,44	78,89	124,57	10,74	179,00	135,00	227,00	10,40	299,53	237,94	369,14
11,34	25,38	79,05	124,86	10,87	179,00	135,00	228,00	10,53	299,24	238,33	369,89
11,48	25,60	79,17	125,39	11,00	179,00	135,50	228,50	10,66	298,94	239,01	371,04
11,62	25,47	79,34	125,71	11,14	178,00	135,50	229,50	10,79	298,65	239,63	372,07
11,76	25,09	79,45	126,09	11,27	178,00	136,00	230,00	10,92	298,28	240,30	372,34
11,90	24,85	79,72	126,18	11,41	178,00	136,50	230,50	11,05	298,00	240,97	373,28

Tabla 7.18: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 3

12,04	24,91	79,87	126,32	11,54	177,00	137,00	231,00	11,18	297,82	241,43	374,52
12,18	25,01	80,07	126,74	11,67	177,00	137,50	231,50	11,31	297,56	242,10	375,39
12,32	24,91	80,12	127,00	11,81	177,00	137,50	232,50	11,44	297,23	242,55	376,49
12,46	24,71	80,24	127,43	11,94	177,00	138,00	233,00	11,57	296,88	243,40	377,43
12,60	24,50	80,35	127,53	12,08	176,00	138,00	234,00	11,70	296,59	243,90	378,41
12,74	24,31	80,60	127,42	12,21	176,00	138,50	234,50	11,83	296,29	244,52	378,73
12,88	24,21	80,86	127,84	12,34	176,00	139,00	235,00	11,96	296,00	245,09	379,59
13,02	24,44	80,97	128,31	12,48	175,00	139,50	235,50	12,09	295,76	245,65	381,10
13,16	24,26	81,14	128,60	12,61	175,00	139,50	236,50	12,22	295,41	246,27	382,07
13,30	23,84	81,28	128,87	12,74	175,00	140,00	237,00	12,35	295,00	246,94	382,38
13,44	23,73	81,53	129,17	12,88	174,00	140,00	238,00	12,48	294,58	247,49	383,29
13,58	23,68	81,70	129,28	13,01	174,00	140,50	238,50	12,61	294,46	248,20	384,44
13,72	23,73	81,93	129,62	13,14	174,00	141,00	239,00	12,74	294,17	248,63	385,49
13,86	23,85	82,14	130,19	13,28	173,00	141,00	239,00	12,87	293,82	249,25	386,70
14,00	23,62	82,25	130,66	13,41	173,00	141,00	240,00	13,00	293,40	249,93	387,14
14,14	23,32	82,43	130,78	13,54	173,00	141,50	240,50	13,13	292,99	250,49	387,87
14,28	23,09	82,66	130,69	13,67	172,00	142,00	241,00	13,26	292,81	251,11	389,21
14,42	23,03	82,87	131,07	13,81	172,00	142,50	242,50	13,39	292,46	251,61	390,19
14,56	23,20	83,05	131,58	13,94	172,00	142,50	242,50	13,52	292,05	252,29	390,86
14,70	23,10	83,22	131,85	14,07	171,00	142,50	243,50	13,65	291,80	252,80	391,97
14,84	22,79	83,45	132,38	14,21	171,00	143,00	244,00	13,78	291,40	253,53	392,56
14,98	22,73	83,62	132,55	14,34	171,00	143,50	244,50	13,91	291,05	254,09	393,42
15,12	22,56	83,84	132,54	14,47	170,00	143,50	244,50	14,04	290,79	254,54	394,79
15,26	22,32	84,01	132,88	14,61	170,00	144,00	245,00	14,17	290,46	255,07	395,88
15,40	22,56	84,12	133,35	14,74	170,00	144,00	246,00	14,30	289,99	255,72	396,23
15,54	22,44	84,29	133,82	14,87	170,00	144,50	246,50	14,43	289,69	256,32	396,95
15,68	21,97	84,52	133,74	15,00	169,00	145,00	248,00	14,56	289,40	256,96	398,06
15,82	21,85	84,74	134,14	15,13	169,00	145,00	248,00	14,69	289,10	257,41	399,28
15,96	21,91	85,02	134,49	15,26	169,00	145,00	249,00	14,82	288,81	257,97	400,08
16,10	21,85	85,22	134,80	15,39	168,00	145,50	249,50	14,95	288,36	258,48	400,92
16,24	21,91	85,42	135,37	15,53	168,00	145,50	249,50	15,08	288,04	259,04	401,97
16,38	21,77	85,59	135,82	15,66	168,00	146,00	250,00	15,21	287,75	259,66	402,53
16,52	21,44	85,87	135,98	15,79	167,00	146,50	250,50	15,34	287,43	260,19	403,38
16,66	21,22	86,10	136,00	15,92	167,00	146,50	251,50	15,47	287,22	260,84	404,66
16,80	21,14	86,28	136,26	16,05	167,00	146,50	252,50	15,60	286,80	261,35	405,52
16,94	21,32	86,49	136,85	16,19	166,00	147,50	252,50	15,73	286,51	261,91	406,62
17,08	21,08	86,71	137,06	16,32	166,00	147,00	253,00	15,86	286,10	262,48	407,53
17,22	21,14	86,94	137,82	16,45	166,00	147,50	253,50	15,99	285,74	263,21	408,56
17,36	21,02	87,11	138,15	16,58	165,00	148,00	254,00	16,12	285,33	263,72	408,64
17,50	20,51	87,28	137,78	16,72	165,00	148,00	255,00	16,25	284,98	264,33	409,73
17,64	20,44	87,50	138,14	16,85	165,00	148,50	255,50	16,38	284,74	264,95	410,98
17,78	20,55	87,72	138,65	16,98	164,00	149,00	256,00	16,51	284,39	265,46	411,69
17,92	20,49	87,90	139,01	17,12	164,00	149,00	256,00	16,64	284,05	266,02	413,25
18,06	20,44	88,07	139,65	17,25	164,00	149,50	257,50	16,77	283,74	266,64	414,23
18,20	20,08	88,29	139,70	17,38	164,00	149,50	258,50	16,90	283,27	267,26	414,55

Tabla 7.19: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 4

18,34	19,91	88,46	139,86	17,52	163,00	149,50	258,50	17,03	282,92	267,77	415,59
18,48	19,91	88,63	139,97	17,65	163,00	149,50	258,50	17,16	282,68	268,39	416,20
18,62	19,67	88,86	140,32	17,78	162,00	150,00	259,00	17,29	282,27	268,89	417,24
18,76	19,91	89,08	140,96	17,92	162,00	150,50	259,50	17,42	281,97	269,40	418,22
18,90	19,79	89,26	141,08	18,06	162,00	150,50	260,50	17,55	281,62	269,91	419,52
19,04	19,55	89,36	141,65	18,18	162,00	150,50	261,50	17,68	281,27	270,58	420,59
19,18	19,49	89,50	141,91	18,32	161,00	151,00	262,00	17,81	280,84	271,20	420,68
19,32	19,20	89,75	141,75	18,45	161,00	151,00	262,00	17,94	280,50	271,82	421,82
19,46	19,02	89,96	142,13	18,58	160,00	151,50	262,50	18,07	280,26	272,30	422,95
19,60	19,20	90,15	142,56	18,73	160,00	151,50	263,50	18,20	279,96	272,90	423,80
19,74	19,08	90,32	143,08	18,86	160,00	152,00	264,00	18,33	279,56	273,45	424,99
19,88	19,02	90,43	143,43	18,99	160,00	152,50	264,50	18,46	279,26	274,04	425,81
20,02	18,49	90,54	143,24	19,13	159,00	152,50	265,50	18,59	278,90	274,58	426,18
20,16	18,55	90,77	143,53	19,26	159,00	153,00	265,00	18,72	278,56	275,14	426,96
20,30	18,61	91,00	144,05	19,39	159,00	153,00	266,00	18,85	278,20	275,84	427,89
20,44	18,49	91,28	144,45	19,53	158,00	153,50	266,50	18,98	277,97	276,32	429,03
20,58	18,08	91,50	144,76	19,66	158,00	153,50	267,50	19,11	277,61	276,77	429,71
20,72	17,96	91,67	145,02	19,80	158,00	154,00	268,00	19,24	277,32	277,28	430,99
20,86	18,14	92,01	145,48	19,93	157,00	154,00	269,00	19,37	276,97	277,87	431,70
21,00	17,90	92,35	145,81	20,06	157,00	154,50	269,50	19,50	276,73	278,40	432,83
21,14	18,08	92,57	146,46	20,19	157,00	154,50	269,50	19,63	276,44	279,27	433,87
21,28	17,87	92,80	146,86	20,32	156,00	155,00	270,00	19,76	276,02	279,75	434,88
21,42	17,37	93,02	146,90	20,46	156,00	154,50	270,50	19,89	275,67	280,43	435,77
21,56	17,25	93,30	147,12	20,59	156,00	155,00	271,00	20,02	275,26	280,99	436,29
21,70	17,49	93,47	147,59	20,72	156,00	155,00	272,00	20,15	275,02	281,78	437,14
21,84	17,41	93,70	148,02	20,86	155,00	155,50	272,50	20,28	274,67	282,51	438,22
21,98	17,31	93,87	148,40	20,99	155,00	155,50	272,50	20,41	274,49	283,02	439,68
22,12	16,96	93,98	148,64	21,12	155,00	156,00	273,00	20,54	274,14	283,81	440,73
22,26	16,84	94,15	149,03	21,26	154,00	156,00	273,00	20,67	273,73	284,20	441,51
22,40	16,60	94,37	148,83	21,39	154,00	156,00	274,00	20,80	273,49	285,04	442,65
				21,52	154,00	156,50	274,50	20,93	273,08	285,70	443,12
				21,65	153,00	156,50	275,50	21,06	272,78	286,26	443,80
				21,78	153,00	156,50	275,50	21,19	272,49	286,85	444,79
				21,92	153,00	156,50	275,50	21,32	272,25	287,46	445,77
				22,06	152,00	157,00	276,00	21,45	271,90	288,03	446,62
				22,19	152,00	157,00	277,00	21,58	271,66	288,76	448,13
				22,32	152,00	157,50	277,50	21,71	271,31	289,27	448,63
				22,46	152,00	157,00	278,00	21,84	271,02	289,94	450,20
				22,59	151,00	157,50	278,50	21,97	270,72	290,39	450,76
				22,72	151,00	158,00	279,00	22,10	270,31	290,95	451,56
				22,85	151,00	157,50	279,50	22,23	270,05	291,52	452,20
				22,99	150,00	158,00	279,00	22,36	269,72	292,19	452,91
				23,12	150,00	158,00	280,00	22,49	269,48	292,81	453,89
				23,25	150,00	158,50	280,50	22,62	269,19	293,40	454,94
				23,38	149,00	159,00	281,00	22,75	268,95	293,88	456,14

Tabla 7.20: Resultados ensayo triaxial CIU para el Muro. Parte 5

				23,52	149,00	159,00	282,00	22,88	268,60	294,44	456,93
				23,65	149,00	159,00	282,00	23,01	268,19	294,95	457,60
				23,78	148,00	159,00	283,00	23,14	267,99	295,62	458,60
				23,92	148,00	159,50	283,50	23,27	267,66	296,19	459,08
				24,04	148,00	159,50	283,50	23,40	267,30	296,68	459,75
				24,17	147,00	160,00	284,00	23,53	267,09	297,37	461,25
				24,31	147,00	159,50	284,50	23,66	266,83	297,82	461,90
				24,43	147,00	160,00	285,00	23,79	266,54	298,49	463,17
				24,56	146,00	160,00	285,00	23,92	266,19	299,06	463,93
				24,68	146,00	160,50	286,50	24,05	265,89	299,68	465,06
				24,81	146,00	160,50	286,50	24,18	265,54	300,46	465,24
				24,94	146,00	160,50	287,50	24,31	265,23	300,91	466,00
				25,00	145,00	160,50	286,50	24,44	265,07	301,75	467,53
								24,57	264,77	302,26	468,23
								24,70	264,48	302,88	469,62
								24,83	264,18	303,45	470,36
								24,96	263,95	304,06	471,39
								25,09	263,59	304,80	472,18
								25,22	263,30	305,42	472,91
								25,35	263,00	306,03	473,35
								25,48	262,71	306,77	474,37
								25,61	262,53	307,33	475,73

Tabla 7.21: Resultados ensayo triaxial CIU para el Suelo de Fundación. Parte 1


Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca 							
Ensayo	Triaxial CIU			Material	Suelo		
Memorista	Mauricio Andrés Aliaga González						
200 kPa				400 kPa			
ε (%)	Δu (kPa)	q (kPa)	p (kPa)	ε (%)	Δu (kPa)	q (kPa)	p (kPa)
0,00	0,00	10,11	166,46	0,00	0,00	15,02	324,36
0,13	11,13	25,13	170,38	0,13	6,08	17,02	320,95
0,27	25,90	33,36	163,60	0,27	11,86	18,26	316,41
0,40	38,95	38,37	156,52	0,40	19,18	23,67	314,08
0,53	49,88	42,32	148,71	0,52	45,27	49,70	314,00
0,66	59,30	45,30	142,77	0,64	72,78	65,10	302,27
0,80	67,33	47,68	137,09	0,77	95,34	73,86	287,75
0,93	74,09	49,58	132,21	0,91	114,49	79,83	274,82
1,06	79,84	51,05	127,47	1,03	130,46	84,51	263,52
1,20	85,06	52,27	124,30	1,17	144,04	88,00	253,80
1,33	89,40	53,19	120,93	1,30	155,37	90,87	245,87
1,46	93,27	54,03	117,62	1,43	164,92	93,07	238,35
1,59	96,59	54,65	114,50	1,57	172,77	95,04	231,57
1,73	99,61	55,08	112,15	1,70	180,04	96,56	226,11
1,86	102,19	55,44	109,93	1,83	186,22	97,75	221,24
1,99	104,40	55,78	107,77	1,96	191,40	98,76	216,89
2,13	106,53	56,06	106,45	2,09	196,10	99,66	212,74
2,26	108,29	56,29	104,73	2,23	200,51	100,39	209,66
2,40	109,94	56,46	103,31	2,35	204,12	101,01	206,79
2,53	111,34	56,51	102,20	2,48	207,31	101,52	203,86
2,67	112,69	56,68	100,73	2,61	210,51	102,03	201,45
2,79	113,63	56,79	99,61	2,74	213,05	102,48	199,56
2,93	114,69	56,85	98,89	2,87	215,06	102,87	197,10
3,06	115,51	56,91	97,60	3,01	217,49	103,32	195,67
3,19	116,51	57,02	96,96	3,14	219,44	103,66	194,35
3,32	117,21	57,02	96,31	3,27	220,74	104,05	192,61
3,46	118,03	57,13	96,02	3,41	222,40	104,39	191,59
3,59	118,56	57,19	95,49	3,54	223,94	104,67	190,93
3,72	118,97	57,19	94,96	3,67	224,79	104,90	189,35
3,86	119,56	57,25	94,78	3,80	226,01	105,28	188,69
3,99	119,91	57,31	93,67	3,94	227,31	105,57	188,44
4,11	120,26	57,41	93,42	4,07	227,96	105,89	187,64
4,25	120,73	57,47	93,18	4,20	228,97	106,25	186,94
4,38	121,14	57,53	92,95	4,33	229,80	106,53	186,63
4,51	121,44	57,64	92,88	4,46	230,33	106,93	186,57
4,64	121,77	57,70	93,08	4,60	230,74	107,17	185,84
4,77	121,91	57,70	92,65	4,74	231,45	107,55	185,69
4,91	122,08	57,83	92,02	4,87	231,76	107,88	185,84
5,04	122,26	57,92	91,79	5,00	232,04	108,17	185,29
5,17	122,67	57,98	92,12	5,13	232,99	108,50	185,64

Tabla 7.22: Resultados ensayo triaxial CIU para el Suelo de Fundación. Parte 2

5,31	122,85	58,09	92,04	5,27	233,11	108,84	185,67
5,44	122,96	58,09	92,21	5,40	233,29	109,24	185,30
5,57	123,14	58,26	92,21	5,53	233,94	109,54	185,73
5,70	123,08	58,26	91,87	5,67	233,91	109,97	185,94
5,83	123,16	58,43	91,83	5,80	234,23	110,36	185,85
5,97	123,20	58,54	91,71	5,94	234,53	110,70	186,18
6,11	123,43	58,68	91,57	6,07	234,35	111,04	185,98
6,24	123,43	58,71	91,48	6,20	234,71	111,43	186,50
6,37	123,61	58,94	91,83	6,33	234,71	111,83	186,83
6,51	123,67	59,05	91,71	6,46	234,77	112,22	186,99
6,64	123,79	59,22	92,29	6,60	234,94	112,59	187,44
6,77	123,73	59,28	92,00	6,73	234,71	113,01	187,60
6,91	123,90	59,44	92,34	6,87	234,83	113,40	187,93
7,05	123,90	59,51	92,23	7,00	234,98	113,74	188,71
7,17	123,96	59,67	92,68	7,13	234,74	114,25	188,80
7,31	124,01	59,78	92,57	7,26	235,12	114,59	189,42
7,44	124,08	59,89	92,79	7,39	235,00	115,04	190,04
7,58	124,07	60,04	93,01	7,53	234,65	115,37	189,96
7,71	124,02	60,17	93,01	7,66	235,06	115,88	190,89
7,85	124,08	60,29	93,34	7,79	234,94	116,22	191,47
7,98	124,02	60,41	93,38	7,92	234,58	116,73	191,44
8,11	123,91	60,51	93,58	8,05	234,59	117,12	192,08
8,24	124,02	60,68	93,64	8,18	234,59	117,51	193,02
8,38	123,83	60,79	93,47	8,32	234,20	117,91	193,15
8,50	123,90	61,02	94,03	8,44	234,29	118,37	193,61
8,64	123,74	61,13	93,60	8,58	234,41	118,75	194,59
8,77	123,73	61,25	93,90	8,72	233,94	119,26	195,09
8,90	123,96	61,47	94,05	8,85	234,08	119,65	195,45
9,03	123,79	61,53	94,19	8,99	233,96	120,11	196,15
9,16	123,90	61,70	94,59	9,12	233,41	120,54	196,34
9,30	123,84	61,81	94,82	9,25	233,52	120,89	197,08
9,43	123,90	61,98	95,15	9,39	233,46	121,34	198,06
9,56	123,67	62,09	95,28	9,51	232,94	121,85	198,14
9,69	123,73	62,20	95,51	9,64	232,87	122,25	198,67
9,82	123,55	62,43	95,50	9,78	233,00	122,64	199,89
9,95	123,67	62,54	95,97	9,92	232,70	123,15	200,46
10,09	123,49	62,71	95,60	10,05	232,46	123,54	200,73
10,23	123,43	62,82	95,95	10,19	232,40	123,99	201,42
10,36	123,43	63,07	95,96	10,32	231,93	124,44	202,05
10,49	123,37	63,16	96,05	10,46	231,87	124,89	202,56
10,63	123,49	63,35	96,48	10,59	231,81	125,29	203,37
10,76	123,37	63,50	96,64	10,72	231,39	125,83	204,03
10,89	123,43	63,67	97,06	10,86	231,10	126,30	204,38
11,03	123,32	63,84	97,26	10,99	231,22	126,69	205,61
11,17	123,32	64,01	97,67	11,13	230,92	127,15	206,19

Tabla 7.23: Resultados ensayo triaxial CIU para el Suelo de Fundación. Parte 3

11,29	123,32	64,12	97,79	11,27	230,74	127,58	206,55
11,43	123,26	64,26	97,81	11,40	230,62	128,05	207,55
11,57	123,14	64,46	98,23	11,54	230,03	128,50	207,94
11,71	123,05	64,57	98,32	11,67	229,97	128,95	208,51
11,84	122,96	64,68	98,74	11,80	229,85	129,45	209,37
11,98	123,02	64,79	98,75	11,93	229,44	129,90	210,24
12,11	122,76	64,96	98,75	12,07	229,09	130,30	210,51
12,24	122,73	65,11	99,18	12,20	229,26	130,81	211,70
12,38	122,67	65,36	99,01	12,33	228,97	131,14	212,25
12,51	122,55	65,47	99,16	12,46	228,61	131,71	212,63
12,65	122,67	65,64	99,58	12,59	228,49	132,15	213,54
12,78	122,49	65,85	99,74	12,72	228,08	132,50	214,31
12,91	122,49	65,98	99,93	12,85	227,78	133,00	214,57
13,04	122,38	66,09	100,04	12,98	227,61	133,40	215,32
13,17	122,44	66,32	100,44	13,12	227,55	133,85	216,37
13,31	122,44	66,48	100,79	13,25	227,17	134,24	216,90
13,44	122,38	66,60	100,96	13,38	227,06	134,76	217,43
13,57	122,32	66,77	101,53	13,51	226,84	135,20	218,19
13,70	122,24	66,92	101,49	13,65	226,36	135,71	218,93
13,84	122,08	66,99	101,94	13,78	226,07	136,10	219,39
13,96	122,08	67,16	102,18	13,92	226,13	136,61	220,49
14,09	121,85	67,36	101,72	14,04	225,59	137,00	220,94
13,30	121,73	67,50	102,16	14,18	225,32	137,45	221,42
13,40	121,73	67,70	102,30	14,31	225,44	137,90	222,65
13,53	121,61	67,78	102,55	14,44	225,12	138,35	223,48
13,66	121,67	68,06	102,77	14,57	224,71	138,89	223,66
13,79	121,56	68,17	102,89	14,71	224,53	139,25	224,44
13,92	121,56	68,23	103,18	14,84	224,35	139,70	225,54
14,05	121,44	68,46	103,39	14,97	223,82	140,12	225,83
14,19	121,44	68,62	103,81	15,11	223,63	140,60	226,45
14,32	121,32	68,79	104,08	15,24	223,63	141,03	227,41
14,45	121,38	68,96	104,41	15,37	223,35	141,39	228,30
14,59	121,32	69,10	104,72	15,51	222,81	141,90	228,44
14,72	121,26	69,24	104,78	15,65	222,67	142,41	229,29
14,85	121,20	69,36	105,20	15,78	222,26	142,80	230,06
14,99	121,09	69,58	105,41	15,91	221,95	143,36	230,59
15,12	120,91	69,70	105,61	16,05	222,10	143,87	231,80
15,25	120,91	69,92	105,93	16,18	221,69	144,21	232,48
15,39	120,79	70,03	106,28	16,32	221,33	144,66	232,80
15,52	120,79	70,15	106,39	16,45	221,27	145,11	233,85
15,66	120,50	70,37	106,32	16,58	220,86	145,67	234,73
15,79	120,50	70,54	106,60	16,72	220,55	146,12	235,04
15,92	120,46	70,71	106,69	16,85	220,33	146,48	235,69
16,06	120,38	70,88	106,88	16,98	219,91	146,97	236,65
16,20	120,38	71,02	107,21	17,11	219,68	147,42	237,04

Tabla 7.24: Resultados ensayo triaxial CIU para el Suelo de Fundación. Parte 4

16,33	120,26	71,16	107,46	17,25	219,68	147,87	238,20
16,46	120,21	71,33	107,63	17,38	219,26	148,43	239,06
16,60	120,15	71,50	107,91	17,51	219,00	148,88	239,47
16,73	120,03	71,61	108,09	17,64	218,85	149,39	240,46
16,87	120,05	71,78	108,47	17,77	218,55	149,84	241,47
17,00	119,85	71,89	108,48	17,91	218,02	150,40	241,71
17,13	119,89	72,12	108,91	18,04	217,90	150,97	242,48
17,27	119,74	72,23	108,87	18,17	217,78	151,47	243,87
17,40	119,74	72,44	109,45	18,30	217,37	151,98	244,55
17,53	119,56	72,57	109,39	18,44	217,07	152,51	244,97
17,67	119,56	72,70	109,82	18,57	216,91	153,05	245,94
17,80	119,44	72,91	109,98	18,71	216,72	153,56	247,03
17,93	119,47	73,08	110,42	18,84	216,13	154,06	247,45
18,06	119,33	73,30	110,60	18,98	215,83	154,57	248,01
18,19	119,27	73,41	110,89	19,11	215,83	155,08	249,26
18,32	119,17	73,69	111,27	19,25	215,63	155,41	249,92
18,46	119,09	73,92	111,51	19,38	215,06	155,86	250,16
18,59	119,09	74,15	111,91	19,51	214,88	156,26	250,91
18,72	118,96	74,48	112,26	19,64	214,65	156,71	251,99
18,86	118,91	74,71	112,87	19,78	214,22	157,16	252,53
18,99	118,80	74,99	112,93	19,91	214,04	157,61	253,16
19,12	118,74	75,16	113,58	20,05	213,94	158,12	254,19
19,26	118,68	75,38	113,39	20,19	213,58	158,46	254,94
19,39	118,56	75,61	114,08	20,32	213,09	159,02	255,29
19,53	118,56	75,84	114,16	20,45	212,81	159,47	255,95
19,66	118,39	76,00	114,65	20,59	212,84	159,86	257,16
19,80	118,39	76,17	114,88	20,73	212,52	160,20	257,81
19,93	118,15	76,29	114,93	20,86	211,87	160,76	258,13
20,07	118,15	76,45	115,26	21,00	211,75	161,16	258,82
20,21	118,15	76,68	115,48	21,14	211,69	161,61	259,93
20,34	118,03	76,93	115,75	21,27	211,28	162,00	260,62
20,47	117,86	77,02	115,69	21,41	210,80	162,60	261,09
20,61	117,89	77,19	116,08	21,54	210,80	163,06	262,19
20,75	117,68	77,30	116,06	21,67	210,51	163,41	263,09
20,88	117,72	77,48	116,56	21,81	210,03	164,03	263,35
21,01	117,57	77,59	116,55	21,94	209,80	164,37	264,04
21,15	117,57	77,86	117,10	22,07	209,65	164,87	265,32
21,29	117,47	78,03	117,24	22,21	209,26	165,38	265,93
21,42	117,41	78,14	117,59	22,34	209,03	165,89	266,33
20,91	117,30	78,31	117,70	22,48	208,85	166,28	267,21
20,91	117,21	78,48	117,95	22,61	208,67	166,83	268,35
20,91	117,15	78,65	118,30	22,74	208,02	167,18	268,57
20,91	117,04	78,82	118,41	22,87	207,78	167,86	269,37
20,99	116,98	78,93	118,75	23,01	207,84	168,20	270,48
21,13	116,80	79,10	118,74	23,14	207,55	168,76	271,40

Tabla 7.25: Resultados ensayo triaxial CIU para el Suelo de Fundación. Parte 5

21,26	116,80	79,27	119,09	23,27	207,02	169,21	271,61
21,39	116,57	79,38	119,02	23,40	206,84	169,71	272,52
21,52	116,65	79,61	119,58	23,53	206,63	170,17	273,61
21,66	116,45	79,74	119,50	23,65	206,19	170,56	273,97
21,79	116,39	79,90	119,94	23,79	205,89	171,18	274,64
21,93	116,27	80,00	120,08	23,91	205,89	171,63	275,63
22,06	116,22	80,29	120,29	24,04	205,60	172,14	276,55
22,19	116,16	80,50	120,79	24,15	204,94	172,59	276,82
22,33	116,04	80,65	121,11	24,19	205,18	172,70	277,17
22,46	115,98	80,85	121,25				
22,60	115,92	81,02	121,66				
22,73	115,86	81,30	121,70				
22,86	115,80	81,47	122,40				
23,00	115,75	81,75	122,33				
23,13	115,61	81,92	122,76				
23,26	115,57	82,14	122,90				
23,39	115,45	82,36	123,30				
23,53	115,39	82,59	123,47				
23,66	115,28	82,82	123,85				
23,79	115,25	83,10	124,12				

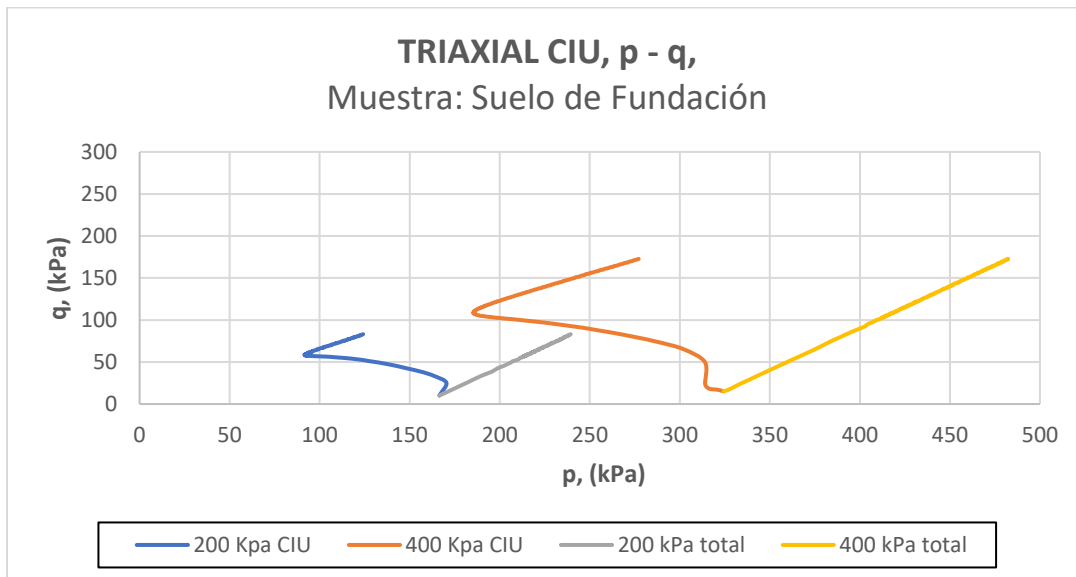


Figura 7.11: Resultados triaxial CIU del Suelo (p - q)

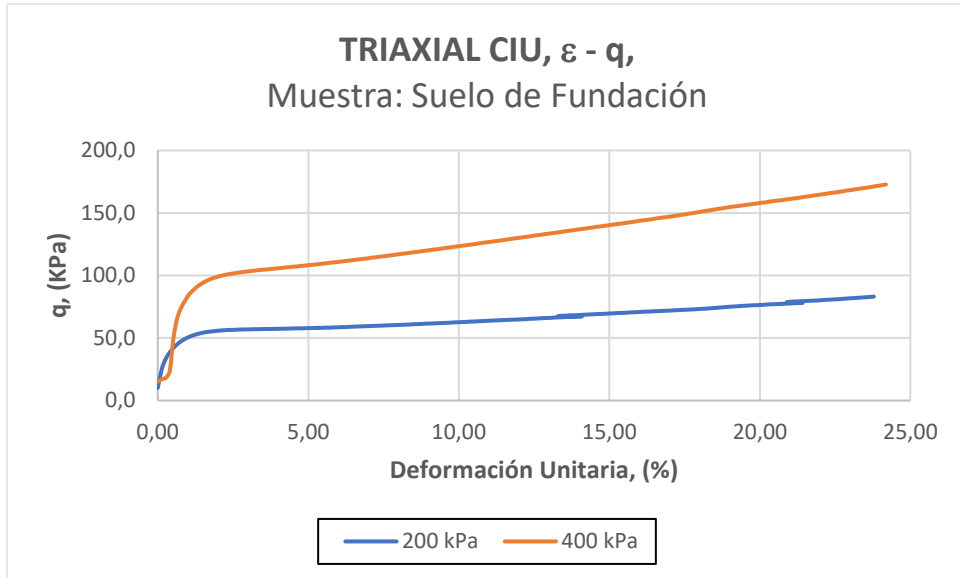


Figura 7.12: Resultados triaxial CIU del Suelo ($\epsilon - q$)

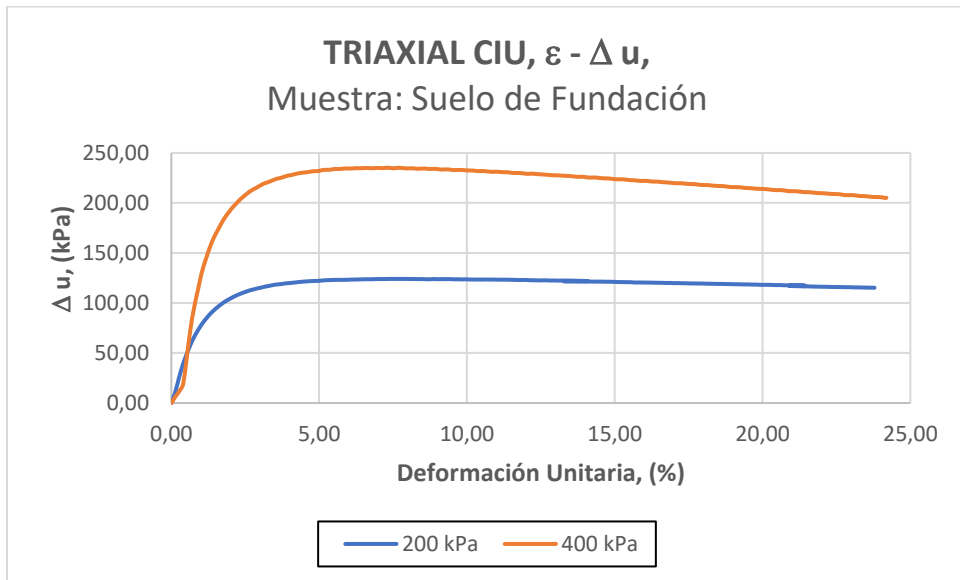


Figura 7.13: Resultados triaxial CIU del Suelo ($\epsilon - \Delta u$)

Anexo 6.- Curvas de Darendeli (2001) en Deepsoil para análisis no lineal.

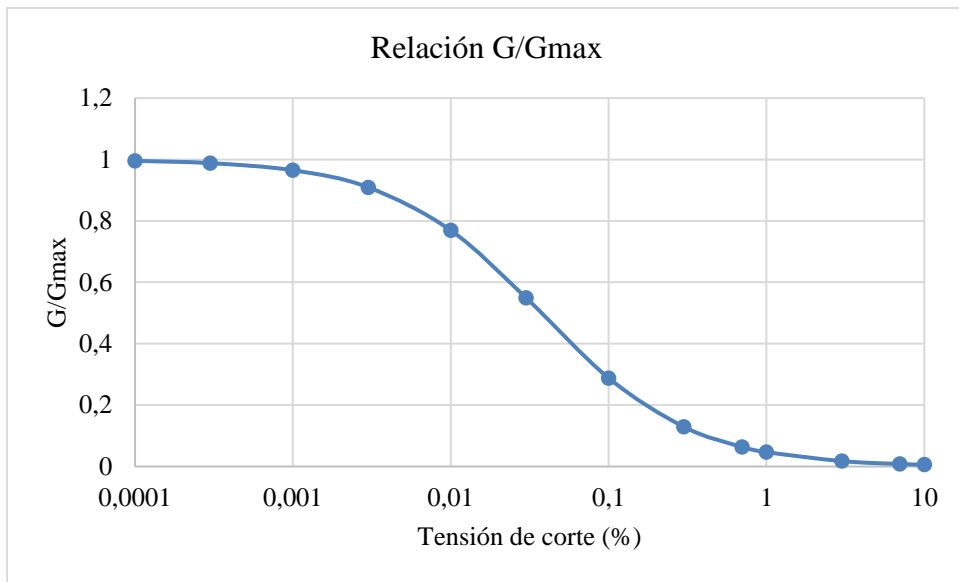


Figura 7.14: Degradación de la rigidez al corte.

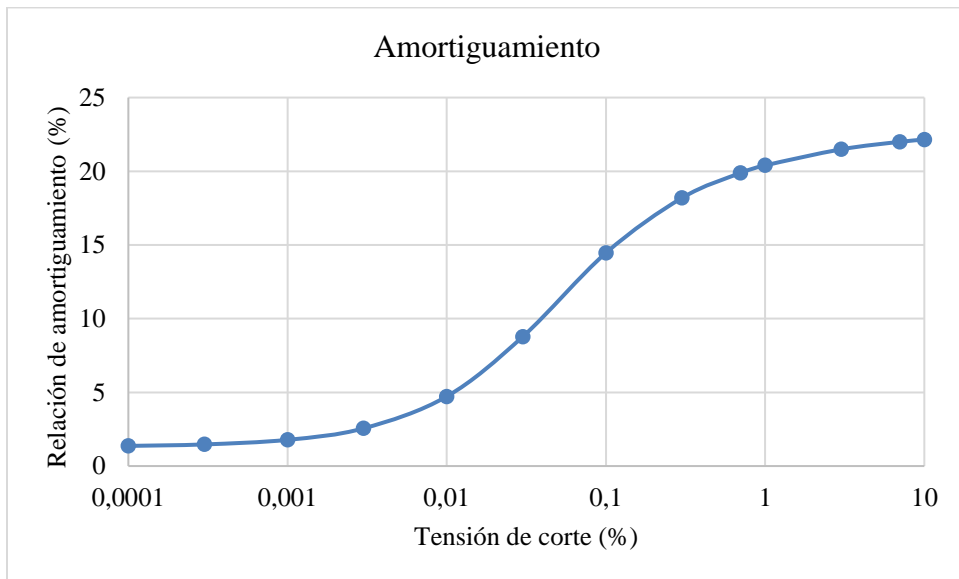


Figura 7.15: Amortiguamiento de suelo.

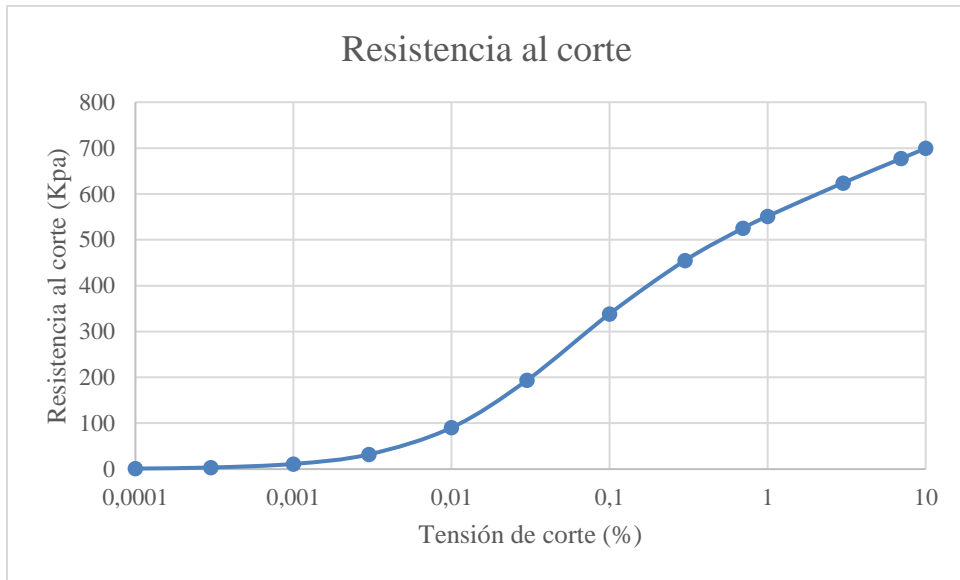


Figura 7.16: Resistencia al corte del suelo