



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

COLAPSO DEL TRANQUE DE RELAVES LAS PALMAS DURANTE EL SISMO DEL MAULE 2010

ALONSO BALTASAR HERNÁNDEZ FERNÁNDEZ

Tesis para optar al grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
CHRISTIAN LEDEZMA ARAYA

Santiago de Chile, Marzo 2021

© MMXXI, ALONSO BALTASAR HERNÁNDEZ FERNÁNDEZ



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

COLAPSO DEL TRANQUE DE RELAVES LAS PALMAS DURANTE EL SISMO DEL MAULE 2010

ALONSO BALTASAR HERNÁNDEZ FERNÁNDEZ

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

CHRISTIAN LEDEZMA ARAYA

ESTEBAN SÁEZ ROBERT

JAVIER UBILLA VILLAGRÁN

NÉSTOR ESCALONA BURGOS

DocuSigned by:

Christian Ledezma

D626596883643...

[Signature]

D640596883643...

Javier Ubilla Villagrán

D640596883643...

Néstor Escalona Burgos

FE4CD1484BBB41A...

Para completar las exigencias del grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Marzo 2021

© MMXXI, ALONSO BALTASAR HERNÁNDEZ FERNÁNDEZ

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE FIGURAS	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ABSTRACT	x
RESUMEN	xi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos de la investigación	1
1.2. Organización del texto	2
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	3
2.1. Tranque de relaves Las Palmas	3
2.2. Tranques de relaves	7
2.3. Licuación	10
2.3.1. Evaluación del potencial de licuación	11
2.3.2. Métodos para la evaluación de la estabilidad post licuación	15
2.4. Modelos constitutivos	16
2.4.1. Hardening Soil	16
2.4.2. UBC3D-PLM	21
2.5. Laboratorio	27
2.5.1. Ensayo triaxial monótono	28
2.5.2. Ensayo triaxial cíclico	30
3. ARTÍCULO	32
3.1. Abstract	32
3.2. Introduction	32
3.3. The “Las Palmas” tailings dam	33
3.4. Field Investigations	38

3.4.1.	GEER Reconnaissance Investigations	38
3.4.2.	Litigation-Support Field Investigations	38
3.4.3.	PEER NGL Funded Investigations	39
3.5.	Analysis of the data	40
3.5.1.	Exploratory borings results	40
3.5.2.	Cone penetration tests results	44
3.6.	Laboratory Tests Program	47
3.7.	Calibration of the constitutive models	48
3.8.	Finite Element Model	56
3.8.1.	Dynamic Analysis	57
3.8.2.	Talca - Curicó 2004 Earthquake	58
3.8.3.	Maule 2010 Earthquake	59
3.9.	Model Results	59
3.9.1.	Talca - Curicó 2004 Earthquake	59
3.9.2.	Maule 2010 Earthquake	61
3.10.	Wall response reevaluation	64
3.11.	Conclusions	65
3.12.	References	66
4.	CONCLUSIONES	69
	REFERENCIAS	72
	ANEXO	77
A.	Resultados de ensayos triaxiales cíclicos CIU	78
B.	Datos CPT-u	83

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1	Ubicación Tranque Las Palmas	3
2.2	Etapa 1	4
2.3	Etapa 2	4
2.4	Etapa 3	4
2.5	Etapa 4	5
2.6	Tranque Las Palmas posterior al sismo de 2010 (Modificado de DICTUC, 2012).	6
2.7	Material desplazado (Gebhart, 2016)	7
2.8	Curva de $CRR_{M=7,5,\sigma_v'=1atm}$ vs. $(N_1)_{60CS}$ (Boulanger & Idriss, 2014)	15
2.9	Superficies de fluencia, transición suave al estado de licuación y comportamiento post-licuación (PLAXIS CONNECT Edition V20)	24
2.10	Preparación de ensayo triaxial. Izquierda: Ensayo previo al inicio de la fase de carga. Derecha: Ensayo en fase de desmontaje, una vez finalizada la fase de carga.	30
3.1	Pre-failure geometry of the tailings dam. [10]	34
3.2	Construction Stage 1.	34
3.3	Construction Stage 2.	35
3.4	Construction Stage 3.	35
3.5	Construction Stage 4.	35
3.6	Post-failure tailings dam.	37

3.7	SPT and CPT locations.	39
3.8	SPT1 data and results.	41
3.9	SPT2 data and results.	41
3.10	SPT3 data and results.	42
3.11	SPT4 data and results.	42
3.12	SPT5 data and results.	43
3.13	Plastic silts (slime) liquefaction susceptibility evaluation according to Bray and Sancio (2006).	43
3.14	CPT1 results.	44
3.15	CPT2 results.	45
3.16	CPT3 results.	46
3.17	Wall material CIU Tx calibration (Hardening Soil).	52
3.18	Slime material CIU Tx calibration (Hardening Soil).	53
3.19	Wall material liquefaction resistance calibration at 30 kPa effective confinement (UBC3D-PLM).	54
3.20	Wall material liquefaction resistance calibration at 60 kPa effective confinement (UBC3D-PLM).	55
3.21	Slime material liquefaction resistance calibration at 30 kPa effective confinement (UBC3D-PLM).	56
3.22	Potential failure surface in downstream main wall for static safety factor calculation.	57
3.23	Control points.	58
3.24	2004 Curicó earthquake record, E-W component.	58

3.25	2010 Maule earthquake record, longitudinal component.	59
3.26	Wall material pore pressure response (Talca-Curicó Earthquake).	60
3.27	Slime pore pressure response (Talca-Curicó Earthquake).	60
3.28	Wall ΔY displacements (Talca-Curicó Earthquake).	61
3.29	Wall material pore pressure response (Maule Earthquake).	62
3.30	Slime pore pressure response (Maule Earthquake).	62
3.31	Wall ΔY displacements (Maule Earthquake).	63
3.32	Undeformed and deformed mesh for the Maule 2010 earthquake at $t = 30$ s (deformations scaled by a 2.5 factor).	63
3.33	Wall pore pressure response (Wall reevaluation).	64
3.34	Main wall ΔY displacements (Wall reevaluation).	65
A.1	Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.5.	78
A.2	Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.25.	78
A.3	Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.125.	79
A.4	Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 60 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.5.	79
A.5	Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 60 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.25.	80
A.6	Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 60 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.125.	80

A.7	Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre lama a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.5.	81
A.8	Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre lama a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.25.	81
A.9	Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre lama a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.125.	82

ÍNDICE DE TABLAS

2.1	Depósitos de relaves en Chile.	10
2.2	Parámetros del modelo Hardening Soil.	21
2.3	Parámetros del modelo UBC3D-PLM.	27
3.1	Curicó 2004, Mw 6.4 earthquake. Characteristics from the Curicó station. . .	36
3.2	Maule Mw 8.8 2010 earthquake. Characteristics from the Talca station. . . .	38
3.3	Soil Behaviour Type.	47
3.4	Hardening Soil Parameters.	50
3.5	UBC3D-PLM Parameters.	51

ABSTRACT

As a result of the 2010 earthquake in Chile, several tailings dams collapsed, including the Las Palmas tailings dam. This paper presents data from previous field explorations and the results of a numerical investigation aimed at simulating the collapse of the dam and identifying its main causes. A laboratory test program was carried out to obtain the necessary parameters for the calibration of constitutive models. Then, the calibrated constitutive models were used in a finite element model in Plaxis 2D[®] for the static and dynamic analyses. The main conclusion of the study is that the collapse of the dam was due to the poor geotechnical characteristics of the main retaining wall material. Together with the saturation at the base of the wall, the material at the bottom of the dam likely liquefied during the seismic event.

Keywords:tailings dam, laboratory testing, finite element modeling, dynamic analysis, liquefaction.

RESUMEN

Como resultado del terremoto del Maule de 2010 en Chile, varios tranques presas de relaves colapsaron, incluyendo presa de relaves Las Palmas. Esta investigación presenta datos de exploraciones de campo y los resultados de una investigación numérica destinada a simular el colapso del tranque e identificar sus principales causas. Se llevó a cabo un programa de pruebas de laboratorio para obtener los parámetros necesarios para la calibración de modelos constitutivos. Luego, estos fueron usados en un modelo de elementos finitos en Plaxis 2D® para análisis estáticos y dinámicos. La principal conclusión del estudio es que el colapso del tranque fue debido a las malas características geotécnicas del material principal del muro de contención, en conjunto con la saturación en la base del muro. Esto probablemente provocó que el material en la parte inferior licuara durante el evento sísmico.

Palabras Claves: tranques de relaves, modelo en elementos finitos, análisis dinámico, licuación.

1. INTRODUCCIÓN

El terremoto del Maule, ocurrido en febrero del 2010 fue el sexto terremoto registrado de mayor magnitud ($M_w = 8.8$), con una superficie de falla de 500 km de largo entre las placas de Nazca y Sudamericana (Valenzuela, 2016).

Producto de este sismo cuatro tranques de relave fallaron en la zona central del país: Veta del Agua, Chancon, Bellavista y Las Palmas (Valenzuela, 2016). Este ultimo se encuentra ubicado a aproximadamente 120 km de la zona de ruptura, entre las ciudades de Talca y Curicó. Al momento del sismo presentaba una altura de aproximadamente 30 metros en su muro principal, habiendo terminado su operación en 1997. La falla ocurrida en el tranque vino acompañada del flujo de unos 230.000 m^3 de material contenido, provocando la muerte de cuatro personas (Moss et al., 2019).

Esta investigación se centra en el estudio del evento. Con este objetivo se realizó una caracterización de los materiales constituyentes del tranque mediante un programa de laboratorio, para posteriormente, en base a estos resultados desarrollar un modelo de elementos finitos en el software PLAXIS 2D® y simular la respuesta del tranque al sismo.

1.1. Objetivos de la investigación

La falla del tranque Las Palmas es un caso de colapso de un tranque de relaves frente a un evento sísmico. Se coincide entre varios investigadores que el colapso se produjo por una falla de flujo por licuación (Bray et al., 2010; Ramírez, 2010; Verdugo 2011), sin embargo, hasta ahora no se ha realizado un estudio que permita analizar en profundidad las causas del colapso y extraer lecciones de éste. De esta forma, los objetivos de la investigación fueron los siguientes:

- Ejecución de un programa de laboratorio que permitiera caracterizar mecánicamente los materiales constituyentes del tranque.
- Desarrollo de un modelo de elementos finitos del caso de estudio.

- Calibración de modelos constitutivos mediante los resultados del programa de laboratorio, que permitiera capturar el comportamiento de los materiales frente a la demanda sísmica del terremoto del Maule.
- Estudiar la respuesta del modelo y analizar las razones del colapso del tranque.

1.2. Organización del texto

Esta investigación esta conformada por las siguientes secciones:

- Introducción: Presentación del caso y motivación del estudio.
- Revisión bibliográfica. Breve repaso de los temas claves del estudio: tranques de relaves; licuación; ensayos y equipos de laboratorio; y modelos constitutivos.
- Artículo: Presentación del estudio en forma de artículo académico, enviado a la revista Landslides de la editorial Springer (<https://www.springer.com/journal/10346>)
- Conclusión: Conclusiones del estudio y propuesta de investigaciones a futuro.

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. Tranque de relaves Las Palmas

El tranque de relaves "Las Palmas" es un tranque de relaves de oro, ubicado aproximadamente a 30 kilómetros al noroeste de la ciudad de Talca en la región del Maule, Chile (Fig. 2.1).



Figura 2.1. Ubicación Tranque Las Palmas

El tranque, que comenzó su construcción en 1981, se emplazó sobre un terreno descendente hacia el sur y el este, con una pendiente superior máxima aproximada de 4: 1 (horizontal a vertical) por encima de la presa y una pendiente máxima inferior de 15: 1 (horizontal a vertical) por debajo (Gebhart, 2016).

El tranque de relaves se construyó en 4 etapas a lo largo de 17 años, y había información incompleta en cuanto a su geometría y secuencia constructiva. Dado esto, mediante esfuerzos de recopilación de antecedentes en estudios anteriores (DICTUC, 2012) se estableció la más probable secuencia constructiva del tranque.

- Etapa 1: Construida de 1981 a 1986.

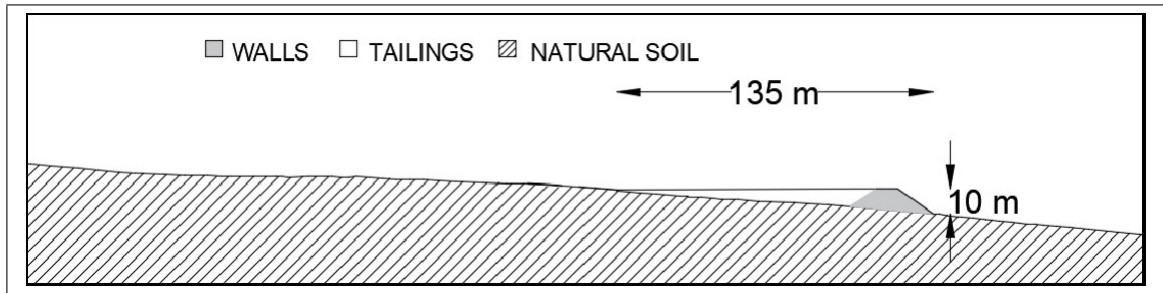


Figura 2.2. Etapa 1

- Etapa 2: Construido aguas arriba de la Etapa 1, entre 1986 y 1992.

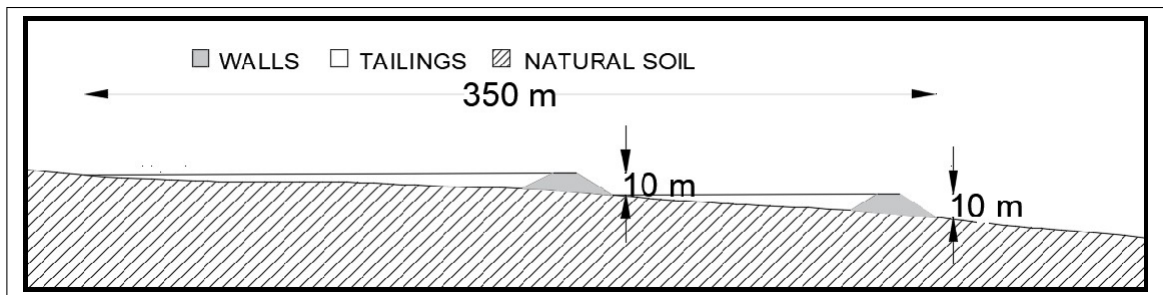


Figura 2.3. Etapa 2

- Etapa 3: Construida sobre las etapas 1 y 2 por el método aguas abajo, entre 1992 y 1997.

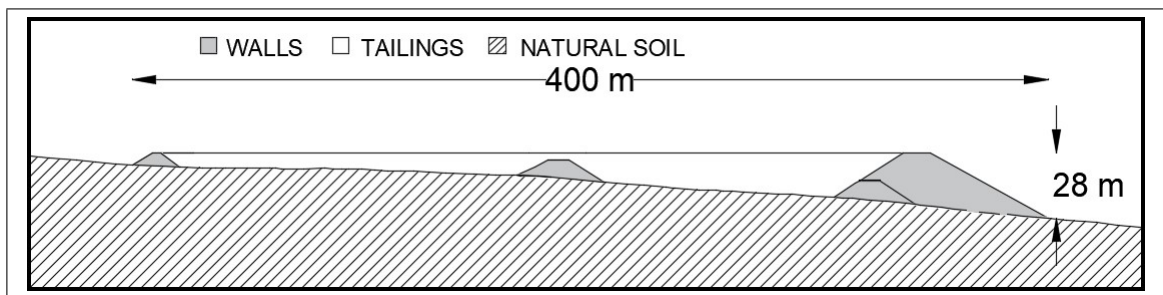


Figura 2.4. Etapa 3

- Etapa 4: Construida en la etapa 3, entre 1997 y 1998. Los muros de esta etapa aparentemente se colocaron sobre el material contenido de la etapa 3.

Es importante notar en esta etapa la aparición de un plano de debilidad en la estructura de la presa, entre los muros de las etapas 1 y 4.

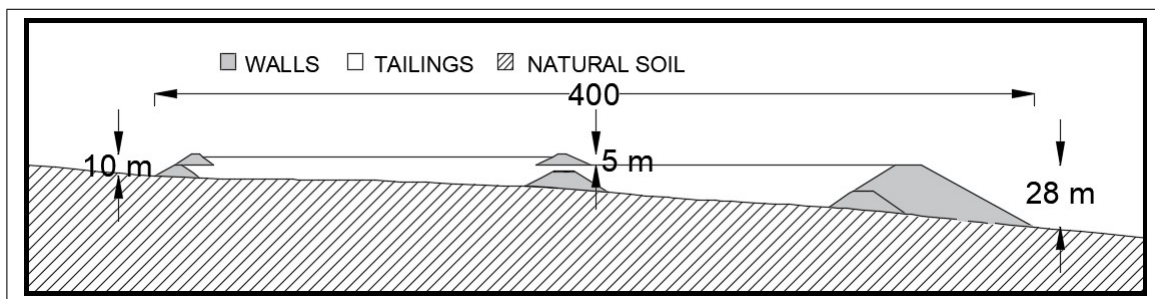


Figura 2.5. Etapa 4

Mediante la revisión de los registros sísmicos disponibles desde 1994, se puede asegurar que la presa de relaves no sufrió el efecto de ningún evento sísmico de magnitud M_w mayor a 6,0 previo al evento del año 2010, con excepción de un evento registrado en 2004, de magnitud M_w de 6,4 y un PGA de 0,14 g, con epicentro ubicado aproximadamente a 110 km del tranque.

El 27 de febrero de 2010 ocurrió el undécimo terremoto más grande desde 1900 en términos de magnitud (USGS, 2010), con una magnitud de 8,8 M_w . En total, aproximadamente 523 personas murieron, 12.000 resultaron heridas, 800.000 desplazadas y 370.000 casas, 4.000 escuelas y 79 hospitales resultaron dañadas o destruidas (USGS, 2010).

El epicentro del terremoto fue a unos 3 km de la costa del distrito de Pelluhue en la Región del Maule (Fig. 2.1). Esto lo ubica aproximadamente a aproximadamente 110-120 kilómetros tanto de la ubicación del tranque de relaves Las Palmas como de la ciudad de Talca. El terremoto tuvo un efecto catastrófico en la presa, provocando una falla de flujo como se muestra en la figura 2.6 (DICTUC, 2012).

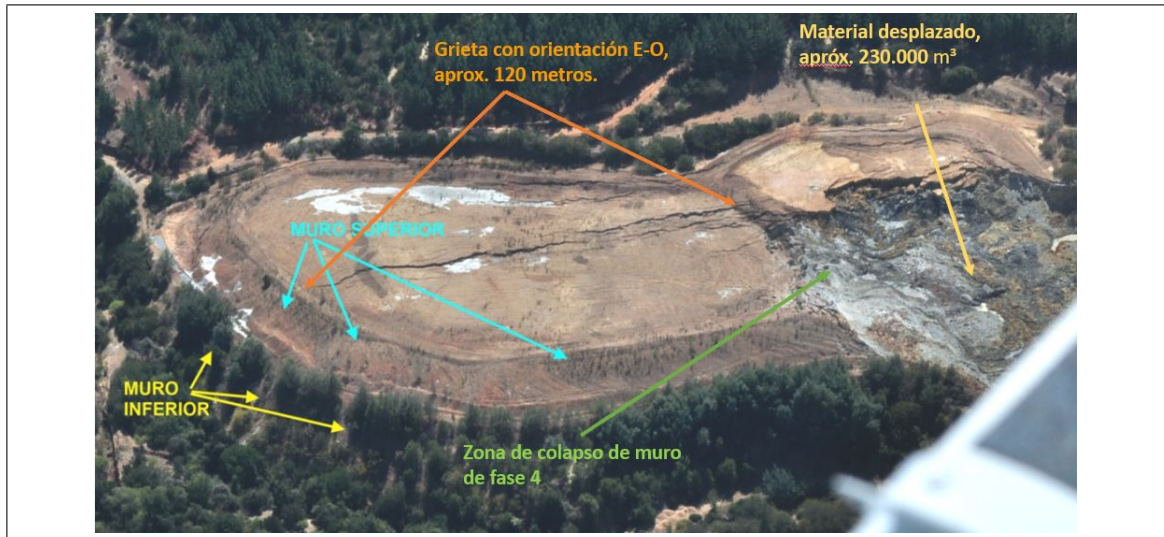


Figura 2.6. Tranque Las Palmas posterior al sismo de 2010 (Modificado de DICTUC, 2012).

El flujo tomó dos caminos: una dirección este y una dirección sur. El flujo del este viajó aproximadamente 165 metros, mientras que el flujo hacia el sur viajó aproximadamente 350 metros (DICTUC, 2012). Se desplazó un total de $231,660 \text{ m}^3$ de material en aproximadamente dos mitades iguales en ambas direcciones (Gebhart, 2016) (Fig. 2.7)

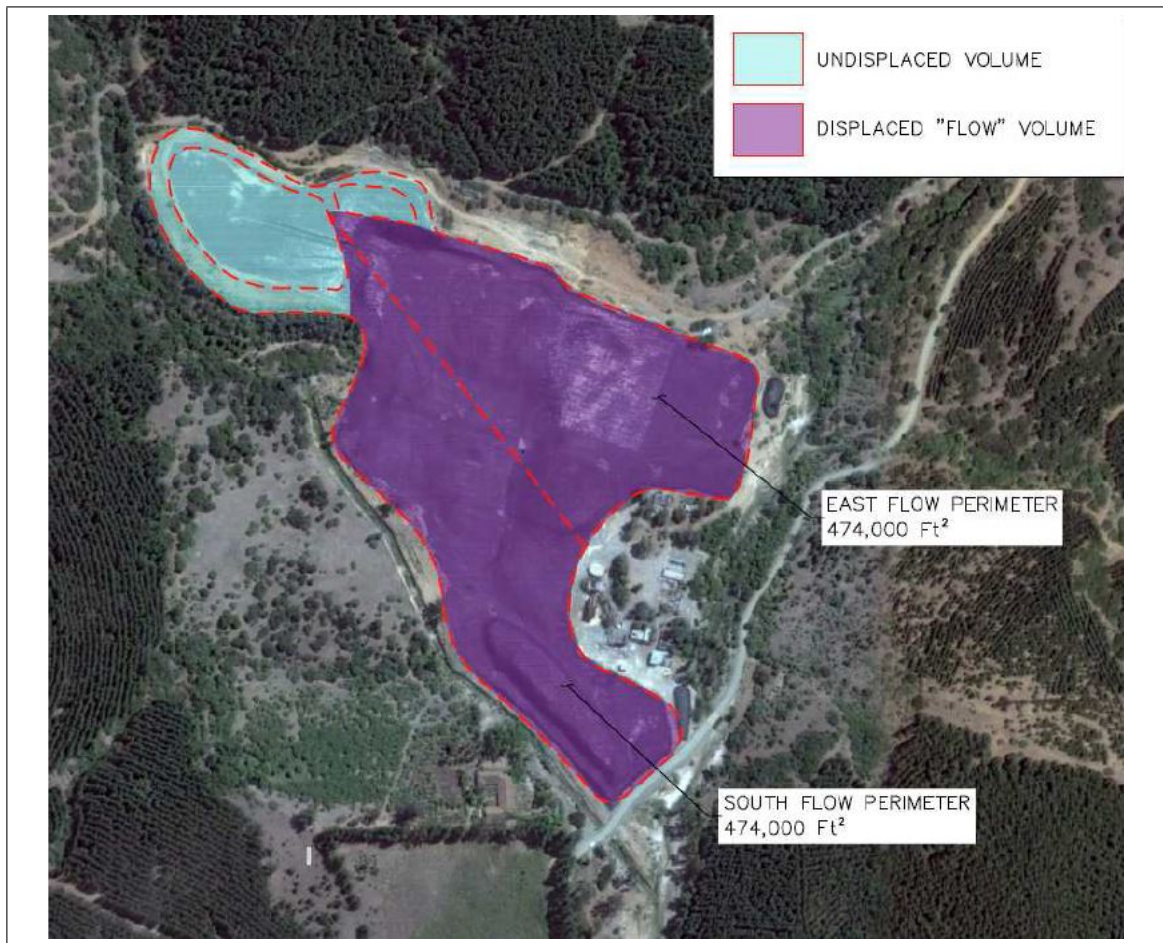


Figura 2.7. Material desplazado (Gebhart, 2016)

2.2. Tranques de relaves

De las grandes cantidades de material (roca) del yacimiento que se explota durante el proceso minero, sólo una pequeña fracción corresponde al elemento de interés económico que se desea recuperar ($<1\%$). Una vez que ese material ha sido finamente molido y concentrado por procesos de flotación, se obtiene el “concentrado”. El resto del material se denomina “relave”, y se debe depositar de forma segura y ambientalmente responsable (SERNAGEOMIN, 2020).

La cantidad de relave que se produce anualmente es del orden de magnitud de los procesos geológicos fundamentales que dan forma a la tierra , es decir, de millones de toneladas por año (Fyfe, 1981; Förstner, 1999). Por su parte, en Chile se producen 1.400.000 toneladas diarias de relave (SERNAGEOMIN, 2015).

La magnitud de relaves producidos solo aumentará en el tiempo, dado el inevitable aumento de la relación relave:concentrado, producto de la constante baja en las leyes de extracción de los minerales. A modo de ejemplo, la concentración promedio de oro presente en el mineral extraído entre 1830 y 1900 era de 20 [gr/t], y se espera que caiga a 2 [gr/t] al 2050 (Müller, 2010).

Como respuesta a la necesidad de almacenamiento de los relaves producidos, han surgido varias opciones para la deposición de éstos, variando según la cantidad de agua en el relave y la forma de contención (SERNAGEOMIN, 2020):

- Tranque de relaves: Depósito en el cual el muro es construido por la fracción más gruesa del relave, compactado, proveniente de un hidrociclón (operación que separa sólidos gruesos de sólidos más finos, mediante impulsión por flujo de agua). La parte fina, denominada lama, se deposita en la cubeta del depósito.
- Embalse de relaves: Es aquel depósito donde el muro de contención está construido de material de empréstito (tierra y rocas aledañas) y se encuentra impermeabilizado en el coronamiento y en su talud interno. También se llaman embalses de relaves aquellos depósitos ubicados en alguna depresión del terreno en que no se requiere construcción de un muro de contención.
- Relave espesado: Depósitos en el que el relave es previamente sometido a un proceso de sedimentación en un equipo denominado espesador, que favorece la sedimentación de los sólidos (de manera similar a la limpieza de agua de ríos para hacer agua potable), con el objetivo de retirar parte importante del

agua contenida, la que puede ser reutilizada para reducir el consumo hídrico de fuentes de agua limpia.

- **Relave Filtrado:** Es similar al espesado. Se trata de un depósito en que el material contiene aún menos agua, gracias al proceso de filtrado, para asegurar así una humedad menor al 20%.
- **Relave en Pasta:** Corresponden a una mezcla de agua con sólido, que contiene abundantes partículas finas y bajo contenido de agua, de modo que la mezcla tenga una consistencia espesa, similar a una pulpa de alta densidad.
- **Otros tipos:** Existen otros tipos de depósitos de relaves, como por ejemplo los depósitos en minas subterráneas, en rajes abandonados, entre otros.

Se estima que en el mundo existen 3500 depósitos de relaves activos (Martín, 2000), mientras que en Chile existen 740 depósitos de relaves, resumidos en la Tabla 2.1 (SERNAGEOMIN, 2019).

Tabla 2.1. Depósitos de relaves en Chile.

Region	Activos	Inactivos	Abandonados	Total
Arica	1	0	0	1
Tarapacá	1	0	6	7
Antofagasta	13	20	14	47
Atacama	30	108	23	161
Coquimbo	30	250	106	386
Valparaíso	13	57	11	81
Metropolitana	6	14	6	26
O'Higgins	3	15	0	18
Maule	2	2	0	4
Aysén	2	3	4	9
Total	101	469	170	740

2.3. Licuación

La licuación o licuefacción es un fenómeno que se presenta en ciertos tipos de suelo donde, producto de cargas rápidas o cíclicas, el suelo pierde progresivamente resistencia y rigidez, llegando eventualmente a tener comportamientos similares a los de un líquido. El fenómeno ocurre en varios tipos de suelos como gravas (Jinung et al., 2016) o limos (Singh, 1994), pero ha sido observado principalmente en suelos arenosos sueltos saturados o cercanos a la saturación. La licuación ocurre cuando, bajo el efecto de las cargas rápidas o cíclicas antes mencionadas, el suelo se comporta en una condición no drenada, impidiéndose el cambio volumétrico del mismo. El cambio volumétrico contractivo que debería observarse en una condición no saturada o drenada se traduce en un aumento de la presión de poros, lo que disminuye la fuerza de contacto entre los granos, provocando una pérdida de resistencia y rigidez. La licuación puede tener efectos muy dañinos sobre obras, asentamientos humanos o el medio ambiente. Daños en estructuras por asentamientos,

lateral spreading y flotación de estructuras enterradas son ejemplos observados de las consecuencias de la licuación. Los efectos que resultan del proceso de licuación pueden ser divididos en dos grupos (Kramer, 1996).

- Falla de flujo: Ocurre cuando la progresiva pérdida de resistencia al corte del suelo, producto del aumento de la presión de poros, la lleva por debajo de la necesaria para mantener el equilibrio estático, provocando grandes deformaciones. Las fallas de flujo se caracterizan por la rapidez en la que se producen, y la larga distancia que el material licuado se desplaza.
- Movilidad cíclica: Se denomina movilidad cíclica al efecto acoplado de reducción de rigidez (*softening*), con la acumulación de deformaciones cíclicas a volumen constante, experimentado por una masa de suelo durante un sismo. Las deformaciones producidas por la movilidad cíclica son incrementales durante la duración del sismo, pudiendo llegar a ser perjudiciales para estructuras fundadas en suelos que experimentan este fenómeno. En contraste con la falla de flujo, en este caso la resistencia al corte del suelo no es sobrepasada por la demanda estática sobre éste.

2.3.1. Evaluación del potencial de licuación

Existen varios criterios para evaluar la susceptibilidad de un suelo a sufrir licuación.

- Criterios históricos: Existe amplia evidencia que el fenómeno de licuación se ha repetido varias veces en un mismo sitio si las condiciones del suelo no han sufrido modificaciones (Youd, 1984). De esta manera, información histórica de un sitio puede ser utilizada para identificar su susceptibilidad a la licuación (Kramer, 1996).

- **Criterios geológicos:** Los suelos susceptibles a la licuación pertenecen a un rango acotado de ambientes geológicos (Youd, 1991). Procesos geológicos que depositan granos uniformes en estado suelo producen suelos susceptibles a la licuación. Tal es el caso de depósitos fluviales, coluviales y eólicos que tienden a ser susceptibles cuando se encuentran saturados. (Kramer, 1996).
- **Criterios de composición:** Dado que el fenómeno de licuación requiere del aumento de la presión de poros, la susceptibilidad es afectada por las características composicionales que influyen en la tendencia al cambio de volumen del suelo. Estas características incluyen el tamaño de partículas, forma y gradación, plasticidad y contenido de humedad natural. Como ejemplo de estos criterios existen los criterios de Wang (1979), Ishihara (1996), Bray & Sancio (2006) y Idriss & Boulanger (2008).
- **Criterios basados en el estado del suelo:** La tendencia de un terreno a densificarse, bajo condiciones de carga cíclicas, depende de su densidad y de las tensiones efectivas. Los suelos sueltos son bastante más susceptibles de licuefacción que los suelos densos y, para una densidad dada, los suelos bajo tensiones de confinamiento efectivas altas son más susceptible que los suelos bajo tensiones de confinamiento efectivas bajas (Kramer, 1996).

Si el análisis de susceptibilidad a la licuación sugiere que un depósito en el suelo es contractivo, a continuación, se realiza un análisis de potencial de licuación para determinar si las condiciones de carga son suficientes para desencadenar el efecto.

Las metodologías basadas en el método simplificado (Seed & Idriss, 1971) buscan determinar la resistencia a la licuación, para luego realizar la comparación con la sollicitación sísmica a un suelo y obtener un factor de seguridad (FS) (Ecuación 2.1). Valores de factor de seguridad menores o cercanos a la unidad indican suelos con potencial

de licuación frente a la carga sísmica evaluada, descartándose el efecto cuando el factor de seguridad es superior a un mínimo seleccionado para el proyecto o caso evaluado.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.1)$$

Donde:

- CSR : Cyclic stress ratio.
- CRR : Cyclic resistance ratio.

La sollicitación tensional inducida por el sismo es evaluada mediante la siguiente ecuación:

$$CSR = \frac{\tau_{avg}}{\sigma_v'} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d \quad (2.2)$$

Donde:

- τ_{avg} : Tensión de corte promedio.
- σ_v' : Tensión efectiva vertical.
- a_{max} : Aceleración máxima horizontal del suelo en superficie.
- σ_v : Tensión total vertical.
- r_d : Factor de atenuación de la tensión de corte (dependiente de la profundidad del estrato en evaluación).

Finalmente, para la obtención de la resistencia del suelo (CRR) existen distintos procedimientos basados en el método simplificado de Seed & Idriss (1971), como el uso de ensayos de laboratorio y métodos que utilizan relaciones empíricas obtenidas de casos históricos. Dentro de estos últimos se pueden mencionar los siguientes:

- Métodos basados en el ensayo de penetración estándar (SPT) como el método de Boulanger & Idriss (2014).

- Métodos basados en el ensayo de penetración de cono (CPT) como el método de Boulanger & Idriss (2014).
- Métodos basados en el parámetro de velocidad de onda de corte del suelo (V_s) como el método de Kayen et al. (2013).

Como ejemplo, el cálculo de la resistencia a la licuación mediante la metodología de Boulanger & Idriss es realizado mediante la siguiente ecuación:

$$CRR_{M=7,5,\sigma_v'=1atm} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right) \quad (2.3)$$

Donde:

- $CRR_{M=7,5,\sigma_v'=1atm}$: Cyclic resistance ratio, normalizado a un sismo de magnitud Mw 7,5 y tensión vertical efectiva de 1 atm.
- $(N_1)_{60CS}$: Número de golpes de ensayo SPT, corregido por confinamiento, energía y contenido de finos.

Esta última ecuación es obtenida del ajuste de una curva a una base de datos histórica de eventos sísmicos en sitios con los que se cuenta con información tanto de ensayos SPT como de la demanda sísmica, con el objetivo de definir una frontera entre los que experimentaron licuación y los que no (Fig. 2.8).

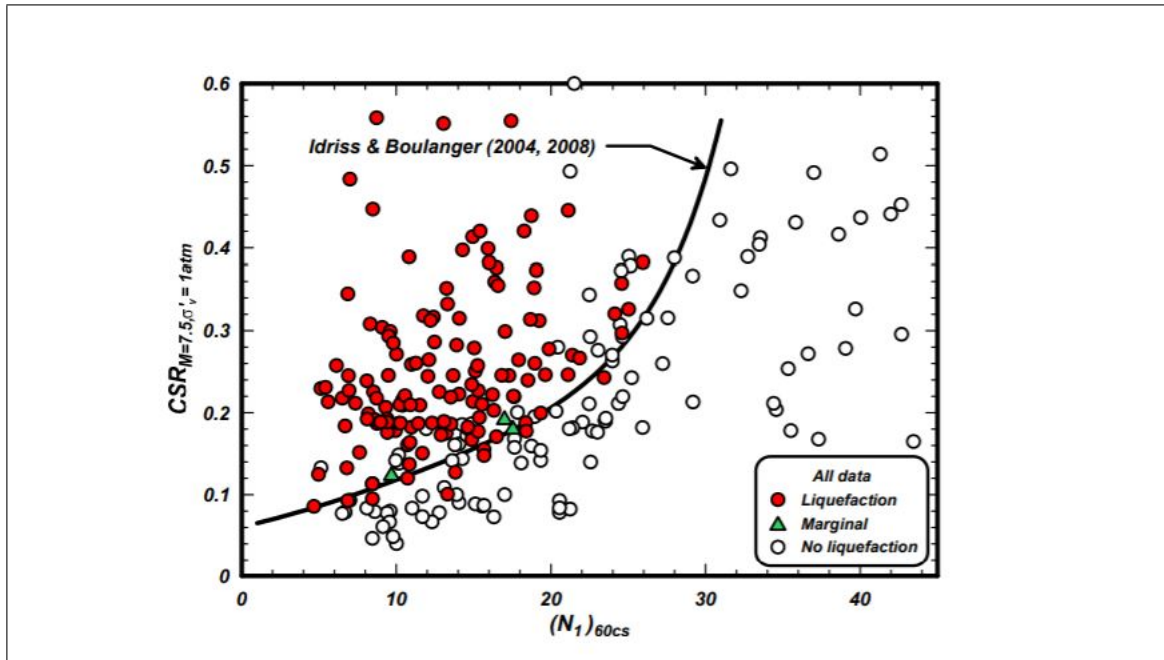


Figura 2.8. Curva de $CRR_{M=7.5, \sigma_v' = 1 atm}$ vs. $(N_1)_{60CS}$ (Boulanger & Idriss, 2014)

Es común utilizar una combinación de estos métodos para evaluar si un sitio experimentará licuación en alguno de sus estratos.

2.3.2. Métodos para la evaluación de la estabilidad post licuación

En general los métodos de evaluación de la estabilidad post licuación consisten en estimar la resistencia al corte del suelo una vez se ha completado el proceso de licuación. Estimando este valor, es posible la evaluación de la estabilidad de la masa de suelo mediante métodos convencionales. Para la estimación de la resistencia al corte del suelo licuado existen distintas propuestas que buscan relacionar este valor a resultados de ensayos de penetración (SPT y CPT), obteniendo estas relaciones mediante análisis de casos históricos de fallas de flujo. Se pueden mencionar dentro de estos métodos los de Olson (2001), Jefferies (2006) y Robertson (2010).

Como ejemplo, Olson (2001) propone las siguientes relaciones:

$$\frac{s_u(liq)}{\sigma_{v0}'} = 0,03 + 0,0075((N_1)_{60}) \pm 0,03 \quad , \text{ para } (N_1)_{60} \leq 12 \quad (2.4)$$

$$\frac{s_u(yield)}{\sigma_{v0}'} = 0,03 + 0,0143(q_{c1}) \pm 0,03 \quad , \text{ para } q_{c1} \leq 6,5 \text{ MPa} \quad (2.5)$$

Donde:

- $s_u(liq)$: Resistencia al corte del suelo licuado.
- σ_{v0}' : Tensión vertical efectiva.
- $(N_1)_{60}$: Número de golpes de ensayo SPT, corregido por confinamiento y energía.
- q_{c1} : Resistencia a la penetración de cono normalizada.

Por otra parte, modelos numéricos como los modelos de elementos finitos y modelos constitutivos avanzados permiten la evaluación de la estabilidad de una masa de suelo frente a una sollicitación cíclica.

2.4. Modelos constitutivos

Parte fundamental del desarrollo de un modelo numérico para análisis geotécnico es la selección de los modelos constitutivos que se utilizarán para representar el comportamiento del suelo en las condiciones particulares a evaluar. En esta sección se presenta un resumen de los modelos constitutivos seleccionados para el estudio del caso del tranque Las Palmas.

2.4.1. Hardening Soil

El modelo constitutivo Hardening Soil (Schanz, 1998) es uno de los modelos utilizados para la simulación del comportamiento del suelo. Al igual que en el modelo Mohr-Coulomb, los estados límites del suelo son descritos mediante los parámetros de

ángulo de fricción ϕ , ángulo de dilatancia ψ y cohesión c , sin embargo, su principal fortaleza radica en que la rigidez del suelo es una función del estado tensional del mismo. De esta manera, el modelo es capaz de predecir de mejor manera las deformaciones en masas de suelo frente a distintos estados de carga.

2.4.1.1. Modelo Hiperbólico

El modelo Hardening Soil está basado en el modelo hiperbólico (Duncan & Chang, 1970), en el que se considera que la relación entre la deformación axial y el esfuerzo desviador es aproximadamente hiperbólica (Kondner, 1963). Esta relación queda descrita en el modelo por la Ecuación (2.6).

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{(1 - q/q_a)} \quad , \text{ para } q < q_f \quad (2.6)$$

Donde:

- ε_1 : Deformación axial.
- E_i : Módulo de elasticidad tangente inicial.
- q_a : Valor asintótico del desviador de esfuerzo.
- q_f : Desviador de esfuerzo de falla, definido por el criterio de falla Mohr-Coulomb $q_f = (c \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

El módulo de elasticidad tangente inicial queda definido por módulo de elasticidad al 50 % del esfuerzo desviador de falla (E_{50}) y la razón entre el valor del desviador de esfuerzo de falla y el valor asintótico (R_f).

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

Para completar la descripción de la trayectoria de tensiones, el modelo Hardening Soil incluye además el módulo de elasticidad de carga y descarga E_{ur} .

2.4.1.2. Función de fluencia

La función de fluencia del modelo se define por la Ecuación (2.8).

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (2.8)$$

Donde:

- $\bar{f}$: Función de esfuerzos.

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (2.9)$$

- γ^p : Función de deformaciones plásticas.

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \quad (2.10)$$

2.4.1.3. Regla de flujo

La regla de flujo del modelo relaciona la razón de cambio de las deformaciones plásticas mediante el ángulo de dilatación movilizado (ψ_m) (2.11).

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p \quad (2.11)$$

Esta relación define el comportamiento contractivo o dilatante del material mediante el ángulo de dilatación movilizado.

El parámetro es calculado mediante el ingreso de el ángulo de fricción ϕ y el ángulo de dilatación ψ según las ecuaciones (2.12) y (2.13), donde ϕ_{cv} corresponde al ángulo de fricción a volumen constante.

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (2.12)$$

$$\sin \psi = \frac{\sin \phi - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi \sin \phi_{cv}} \quad (2.13)$$

Luego, siguiendo la teoría de Rowe (1962), el ángulo de fricción movilizado ϕ_m y el ángulo de dilatación movilizado ψ_m se calculan según las ecuaciones (2.14) y (2.15).

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c \cot \phi} \quad (2.14)$$

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (2.15)$$

2.4.1.4. Superficie de fluencia tipo *cap*

La función de fluencia definida anteriormente no es capaz de capturar la deformación volumétrica plástica observada en compresión isotrópica. Por este motivo, se incluye una superficie de fluencia tipo *cap*.

La superficie de fluencia queda definida por la Ecuación (2.16).

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + p'^2 - p_p^2 \quad (2.16)$$

Siendo M un parámetro auxiliar dependiente del coeficiente de empujes en reposo K_o

La regla de flujo en tanto queda reflejada en la Ecuación (2.17).

$$\epsilon_v^{pc} = \frac{K_s/K_c - 1}{K_s^{ref}} \left[\left(\frac{p_p + c \cot \phi}{p^{ref} c \cot \phi} \right)^{-m} \right] \dot{p}_p \quad (2.17)$$

Donde K_s/K_c es la razón entre los módulos de deformación volumétrica isotrópica de hinchamiento y compresión. Esta razón es aproximada según la Ecuación (2.18).

$$K_s/K_c \approx \frac{E_{ur}^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \frac{K_0^{nc}}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})} \quad (2.18)$$

2.4.1.5. Dependencia al confinamiento

El modelo Hardening Soil considera los módulos de rigidez como dependientes del nivel de confinamiento.

Los módulos de rigidez secante al 50 % del esfuerzo desviador de falla (E_{50}), de recarga (E_{ur}) y edometrico (E_{oed}) quedan definidos por las ecuaciones (2.19), (2.20) y (2.21).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.19)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.20)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin \phi}{c \cos \phi + p_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.21)$$

2.4.1.6. Limitaciones

El modelo Hardening Soil presenta algunas limitantes. En particular para el interés de esta tesis el modelo no incorpora varios efectos observados en suelos como consecuencia de cargas cíclicas, como la generación de presión de poros ante cargas cíclicas de corte bajo régimen no drenado.

2.4.1.7. Parámetros

Los parámetros usados para calibrar el modelo Hardening Soil se resumen en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Parámetros del modelo Hardening Soil.

Parámetros	Unidades	Descripción
c	kPa	Cohesión efectiva
ϕ	$^{\circ}$	Ángulo de fricción interna efectivo
ψ	$^{\circ}$	Ángulo de dilatancia
σ_t	kPa	<i>Cut-off</i> de tensión
E_{50}^{ref}	kPa	Rigidez secante en ensayo triaxial drenado
E_{oed}^{ref}	kPa	Rigidez tangente edométrica
E_{ur}^{ref}	kPa	Rigidez de carga / descarga
m	kPa	Índice de dependencia de la rigidez al nivel de confinamiento

2.4.2. UBC3D-PLM

El modelo UBC3D-PLM es un modelo elasto-plástico de tensiones efectivas, que es capaz de simular la ocurrencia de licuación en arenas y arenas limosas bajo cargas sísmicas (Tsegaye, 2010; Petalas & Galavi, 2012). El modelo está basado en el modelo original UBCSAND desarrollado por Puebla, Byrne & Phillips (1997) y Beaty & Byrne (1998).

2.4.2.1. Comportamiento Elasto-Plástico

El comportamiento elasto-plástico del modelo queda definido por el módulo volumétrico K (2.22) y el módulo de corte elástico G (2.23).

$$K = K_B^e p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{m_e} \quad (2.22)$$

$$G = K_G^e p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{n_e} \quad (2.23)$$

Donde:

- K_B^e : Factor de módulo volumétrico a la presión de referencia.
- K_G^e : Factor de módulo de corte a la presión de referencia.
- p_{ref} : Presión de referencia.
- m_e : Factor de dependencia de los esfuerzos al confinamiento.
- n_e : Factor de dependencia de los esfuerzos al confinamiento.

2.4.2.2. Regla de endurecimiento

La regla de endurecimiento relaciona la deformación plástica con la movilización de la resistencia al corte.

$$d \sin \phi'_m = 1.5 K_G^p \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{n_p} \frac{p_{ref}}{p'} \left(1 - \frac{\sin \phi'_m}{\sin \phi'_{peak}} \right)^2 d\lambda \quad (2.24)$$

Donde:

- K_G^p : Factor de módulo de corte plástico.
- n_p : Factor de dependencia de los esfuerzos al confinamiento.
- p_{ref} : Presión de referencia.
- p' : Confinamiento efectivo.
- ϕ'_m : Ángulo de fricción movilizado.
- ϕ'_{peak} : Ángulo de fricción *peak*.
- $d\lambda$: Incremento del multiplicador plástico.

2.4.2.3. Regla de flujo

La función de potencial plástico especifica la dirección de las deformaciones plásticas. El modelo ocupa una regla de flujo no asociada, basada en el potencial plástico de

Drucker-Prager (Tsegaye, 2010). La función de potencial plástico queda definida por las ecuaciones (2.25) (2.26).

$$g = q - M(p' + c \cot \phi_{peak}) \quad (2.25)$$

$$M = \frac{6 \sin \psi_m}{3 - \sin \psi_m} \quad (2.26)$$

2.4.2.4. Superficies de fluencia

El modelo incorpora dos superficies de fluencia tal de permitir la transición suave al estado de licuación, distinguiendo entre cargas primarias y secundarias. Ambas superficies son del tipo Mohr Coulomb, con la formulación expresada en la Ecuación (2.27).

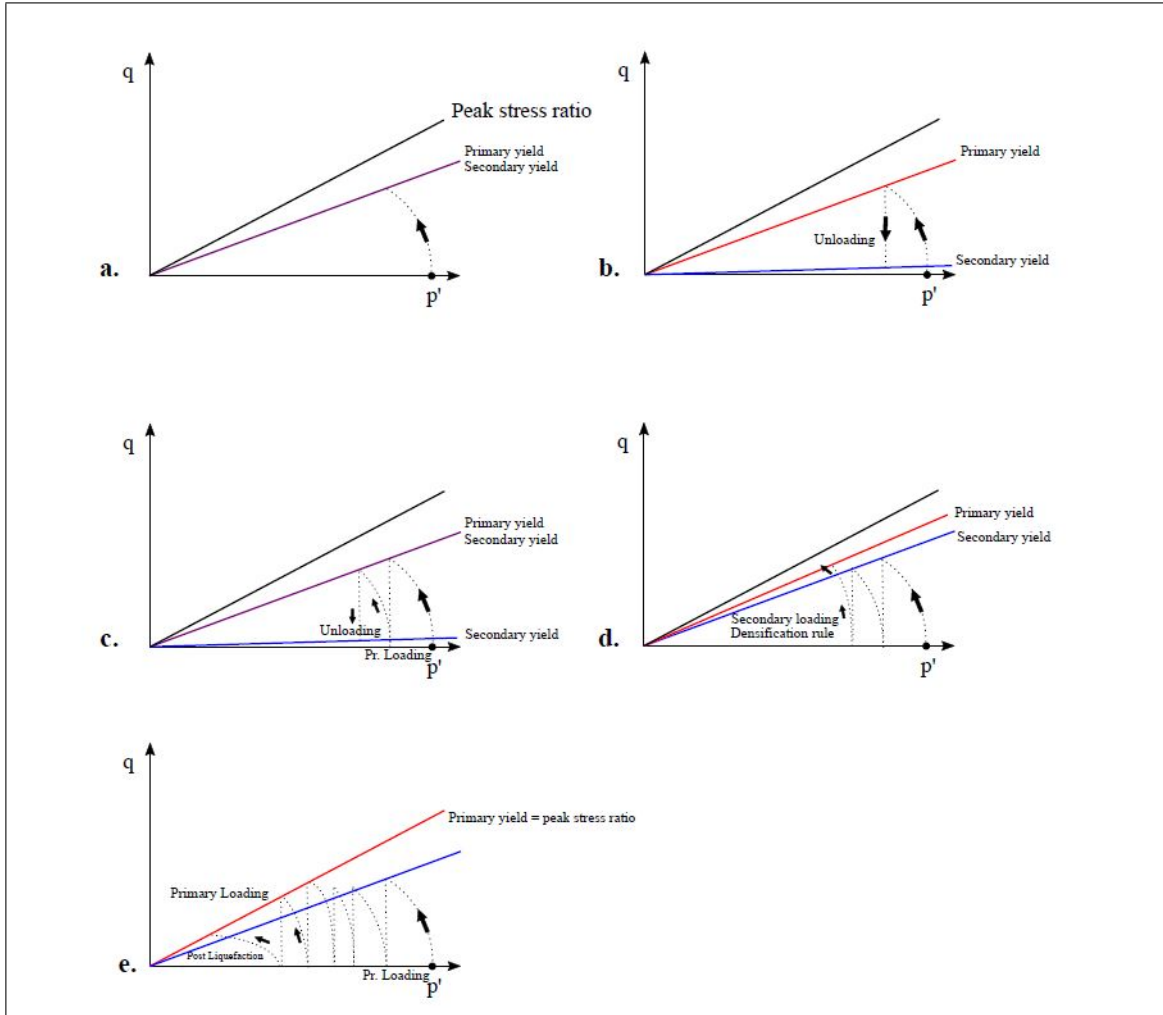


Figura 2.9. Superficies de fluencia, transición suave al estado de licuación y comportamiento post-licuación (PLAXIS CONNECT Edition V20)

$$f_m = \frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{2} - \left(\frac{\sigma'_{max} + \sigma'_{min}}{2} + c' \cot \phi'_{peak} \right) \sin \phi'_m \quad (2.27)$$

Donde:

- σ'_{max} : Tensión principal máxima.
- σ'_{min} : Tensión principal mínima.
- c' : Cohesión.

- ϕ'_m : Confinamiento efectivo.
- ϕ'_m : Ángulo de fricción movlizado
- ϕ'_{peak} : Ángulo de fricción *peak*.

De esta manera, al activarse la superficie de fluencia secundaria, el factor del módulo de corte K_G^p se actualiza en función del número de ciclos (2.28), con tal de simular la densificación del suelo.

$$K_{G,secundaria}^p = K_G^p \left(4 + \frac{n_{rev}}{2} \right) f_{dens} \cdot hard \quad (2.28)$$

Donde:

- n'_{rev} : Número de inversiones de esfuerzos de corte.
- *hard*: Factor de corrección para suelos sueltos.
- f_{dens} : Factor de corrección (input).

El factor *hard* está basado en observaciones experimentales en la formulación del modelo UBCSAND por Beaty & Byrne (2011).

$$hard = \min\{1, \max(0.5, 0.1 (N_1)_{60})\} \quad (2.29)$$

2.4.2.5. Comportamiento post-licuación

Una vez la trayectoria de tensiones alcanza la superficie de fluencia definida por el ángulo de fricción *peak*, la degradación de la rigidez es gobernada por las ecuaciones (2.30) y (2.31).

$$K_{G,post-lic}^p = K_G^p \cdot E_{dil} \quad (2.30)$$

$$E_{dil} = \max\{e^{-110\varepsilon_{dil}}, f_{Epost}\} \quad (2.31)$$

Donde:

- ε_{dil} : Acumulación de deformaciones desviadoras plásticas
- f_{Epost} : Factor ingresado por el usuario que limita el valor de E_{dil} .

2.4.2.6. Limitaciones

El modelo UBC3D-PLM está orientado a simular el fenómeno de la licuación. De esta manera no es recomendable su uso en análisis estáticos, en particular por que la estimación del módulo de Poisson que realiza el modelo en su análisis está orientada a cálculos dinámicos, por lo que podría entregar una inicialización de esfuerzos incorrecta. Es por este motivo que en esta tesis las primeras fases de cálculo, las fases de construcción del tranque, fueron modeladas utilizando el modelo Hardening Soil. Posteriormente, al aplicar la fase de carga cíclica se cambió el modelo de suelo a UBC3D-PLM.

2.4.2.7. Parámetros

Los parámetros usados para calibrar el modelo UBC3D-PLM se resumen en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Parámetros del modelo UBC3D-PLM.

Parámetros	Unidades	Descripción
K_G^e	—	Factor de módulo de corte elástico
K_G^p	—	Factor de módulo de corte plástico
K_B^e	—	Factor de módulo volumétrico
n_e	—	Índice de dependencia del módulo de corte elástico al confinamiento
n_p	—	Índice de dependencia del módulo de corte plástico al confinamiento
m_e	—	Índice de dependencia del módulo volumetrico al confinamiento
p_{ref}	kPa	Confinamiento de referencia
ϕ_{cv}	$^\circ$	Ángulo de fricción de volumen constante
ϕ_{peak}	$^\circ$	Ángulo de fricción <i>peak</i>
c	kPa	Cohesión
σ_t	kPa	<i>Cut-off</i> de tensión
R_f	—	Razón de falla
$(N_1)_{60}$	—	Valor del SPT corregido según confinamiento y energía
f_{dens}	—	Factor de densificación
f_{Epost}	—	Factor de ajuste de degradación de rigidez post licuación

2.5. Laboratorio

Para el proceso de calibración de los modelos constitutivos es necesaria la caracterización mecánica de los materiales a modelar. Con este objetivo se realizó un programa de ensayos de laboratorio sobre las muestras disponibles tanto del material de

cubeta y el material constituyente del muro. En particular, se ejecutaron ensayos triaxiales monótonos no drenados y ensayos triaxiales cíclicos no drenados.

2.5.1. Ensayo triaxial monótono

El aparato triaxial permite la medición de las deformaciones axiales y presión intersticial de una muestra cilíndrica de suelo envuelta en una membrana impermeable, inserta en agua a una presión específica, mientras se aplica una carga axial incremental. A partir de los resultados del ensayo se pueden extraer varios parámetros como el ángulo de fricción ϕ , la cohesión c , el módulo de elasticidad E_{50} y el ángulo de dilatación Ψ . Existen tres modos principales de realizar este ensayo:

- No Consolidado - No Drenado (UU): La muestra se ensaya sin pasar por una etapa de consolidación, no permitiéndose la expulsión de agua de la muestra durante la aplicación de la carga axial.
- Consolidado - Drenado (CD): La muestra se consolida a una presión específica, para luego permitir la expulsión de agua de la muestra durante la carga.
- Consolidado – No Drenado (CU): La muestra se consolida a una presión específica, no permitiendo la expulsión de agua de la muestra durante la aplicación de la carga. Debido a que se puede considerar que la carga sísmica a evaluar en esta investigación provocó una respuesta no drenada en los materiales del tranque, y que este ensayo permite obtener parámetros no drenados del material, se seleccionó este tipo de ensayo para el programa de laboratorio.

2.5.1.1. Metodología

Los ensayos fueron realizados acorde a la normativa ASTM D4767-04 (2004). Una vez instalada la muestra en el equipo se procedió a pasar un flujo de CO₂ a baja presión por la muestra tal de reemplazar el mayor volumen de aire posible por este gas, dada su mejor solubilidad en agua. Este proceso podía tomar desde un par de minutos en las muestras arenosas hasta varias horas en el caso de las muestras limosas.

Posteriormente se pasa un flujo de agua destilada por la muestra, tal de expulsar la mayor cantidad posible de aire o CO₂ de la muestra y reemplazarlo por agua, buscando hacer pasar al menos el mismo volumen de la muestra en agua destilada. El tiempo de ejecución de este proceso, al igual que el anterior, depende de la granulometría de la muestra, tomando alrededor de 12 horas en el caso de las muestras arenosas y hasta un par de días en las muestras limosas. Estos últimos dos pasos en el proceso de preparación de los ensayos tienen como objetivo facilitar la saturación de la muestra. Luego, se procede a realizar aumentos periódicos de la presión de cámara y contrapresión, manteniendo una diferencia entre éstas de 20 kPa a lo largo de varios días. Este proceso permite la disolución del gas en el agua intersticial. De esta manera, al aumentar la presión de cámara se observa la respuesta en la presión de poros, buscando un parámetro B de Skempton de al menos 0.95.

Luego se inicia la consolidación de la muestra, aumentando la presión de cámara, tal que la diferencia de la presión de cámara y la contrapresión sea la presión de confinamiento deseada para el ensayo. Este proceso provoca una expulsión de agua de la muestra, al disminuir el volumen de ésta. Una vez este cambio volumétrico se detiene, considerándose para esto un valor estable del volumen en una escala logarítmica, se considera la muestra consolidada y lista para ensayar. Finalmente, se cierra la válvula que permite el escape del agua de la muestra y se inicia la carga de la muestra a una razón constante de 0.15 [mm/min] hasta alcanzar una deformación axial del 20 % (Fig. 2.10).

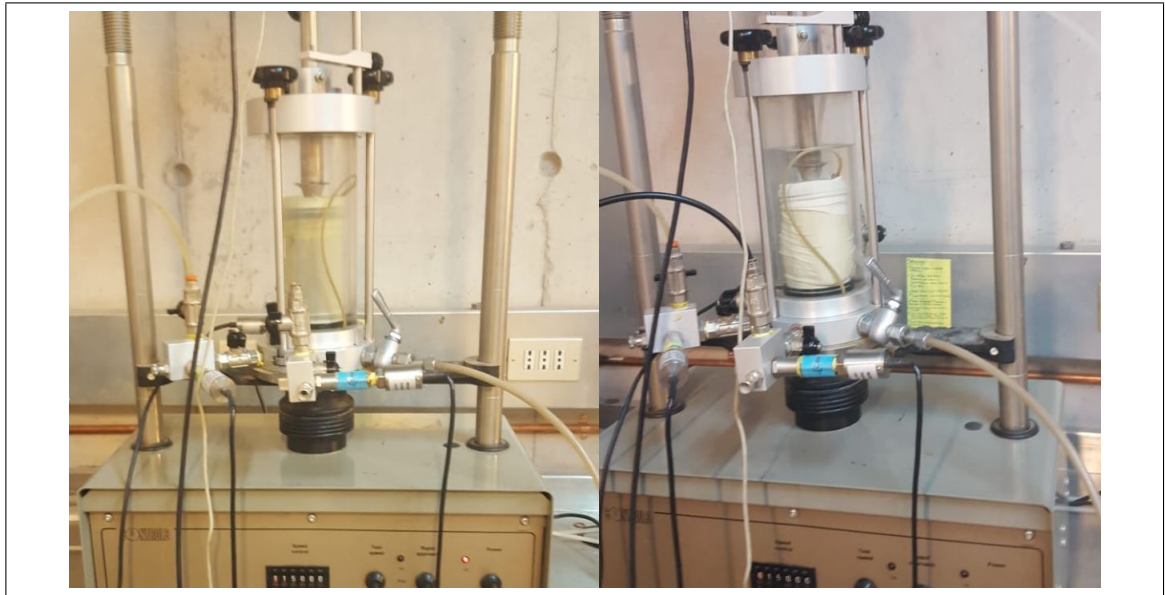


Figura 2.10. Preparación de ensayo triaxial. Izquierda: Ensayo previo al inicio de la fase de carga. Derecha: Ensayo en fase de desmontaje, una vez finalizada la fase de carga.

2.5.2. Ensayo triaxial cíclico

El ensayo es similar al ensayo triaxial monótono. La diferencia radica en la aplicación de la carga, reemplazando la carga axial monótona con una carga axial cíclica, controlada bien por la aplicación de una carga específica o por un nivel de deformaciones axiales específicos en la probeta.

Al igual que con el ensayo triaxial monótono, existen distintos tipos de ensayos, dependiendo de si se permite el escape del agua de la probeta durante la ejecución.

- Ensayo triaxial cíclico drenado: El ensayo se realiza permitiendo el drenaje en la muestra durante la ejecución, y aplicando una deformación axial controlada. Con estas condiciones se busca obtener parte de la curva de degradación cíclica del suelo.

- Ensayo triaxial cíclico no drenado: El ensayo se realiza impidiendo el drenaje en la muestra durante la ejecución. El ensayo se ejecuta aplicando un desviador controlado. El ensayo permite obtener la evolución de la presión de poros hasta que se observa la licuación completa de la muestra, además de la evolución de deformaciones hasta este punto. Luego, juntando varios resultados de estos ensayos, es posible obtener la curva de resistencia a la licuación, graficando el número de ciclos necesarios para alcanzar la licuación y la carga cíclica aplicada (CSR).

2.5.2.1. Metodología

Los ensayos fueron realizados acorde a la normativa ASTM D5311-13 (2013). La metodología seguida para estos ensayos es idéntica a la seguida para los ensayos monótonos hasta el punto de aplicación de la carga. Para definir la carga cíclica a aplicar se decidió aplicar una razón de esfuerzos de corte cíclicos (CSR) de 0.5, 0.25 y 0.125 a una frecuencia de 0.05 Hz. Estos valores fueron escogidos buscando representar una demanda similar a la impuesta por el sismo del Maule en el sitio.

El input de la magnitud de carga axial ciclica a aplicar queda definido por la Ecuación (2.32).

$$P_c = 2\sigma'_3 \cdot CSR \cdot A_c \quad (2.32)$$

Con:

- A_c : Área transversal post-consolidación de la muestra.
- σ'_3 : Presión de confinamiento.

Finalmente, los ensayos fueron terminados una vez se alcanzó la licuación completa de la muestra. Se tomo el 5% de doble amplitud de deformación axial como criterio para definir la licuación en la muestra.

3. ARTÍCULO

3.1. Abstract

As a result of the 2010 earthquake in Chile, several tailings dams collapsed, including the Las Palmas tailings dam. This paper presents data from previous field explorations and the results of a numerical investigation aimed at simulating the collapse of the dam and identifying its main causes. A laboratory test program was carried out to obtain the necessary parameters for the calibration of constitutive models. Then, the calibrated constitutive models were used in a finite element model in Plaxis 2D[®] for the static and dynamic analyses. The main conclusion of the study is that the collapse of the dam was due to the poor geotechnical characteristics of the main retaining wall material. Together with the saturation at the base of the wall, the material at the bottom of the dam likely liquefied during the seismic event.

3.2. Introduction

Chilean tailing dams are regularly subjected to earthquakes, exhibiting, in general, a satisfactory performance [18]. The study of failure cases is of particular interest since they give the possibility of extracting valuable lessons to evaluate the safety of existing or future tailing dams. The “Las Palmas” tailings dam, located in the Maule region, Chile, experienced a flow failure during the 2010 Maule earthquake (Mw 8.8), with a total of approximately 231,660 m³ of material released [13]. Liquefaction of the material at the base of the dam is suspected to be the leading cause of the failure [19]. In this paper, a numerical study of the seismic behavior of the Las Palmas tailings dam is presented. By reviewing previous work on the case, and the execution of a field and laboratory test program, the characterization of the materials constituting the dam was achieved. The seismic behavior was then modeled using the UBCSAND [1] model implementation in Plaxis 2D[®]: UBC3D-PLM [14].

3.3. The “Las Palmas” tailings dam

The Las Palmas mine corresponds to a gold and silver mining site, whose facilities (mine and tailings dam) are located in the Pencahue commune, Maule region, Chile. Mining activity remained productive between the 1980s and 1990s, with the mine closure plan being approved in 1998 [7].

The tailings dam is located approximately 30 km NW from the city of Talca in the Maule region, Chile ($35^{\circ} 11' 05''$ S ; $71^{\circ} 45' 33''$ O).

Limited information was available on its exact construction sequence, geometry, properties of wall materials, etc. Thus, the characteristics of the tailings dam presented in this section are the best interpretation of the available information, extracted from the work of DICTUC [9]. This information was obtained from available historical technical reports, field visits, field tests, and historical aerial images of the site.

The dam was built upon existing ground sloping down toward the SE (Fig. 3.1), with an approximate maximum upper slope of 4H:1V above the dam, and a maximum lower slope of 15H:1V below [10].

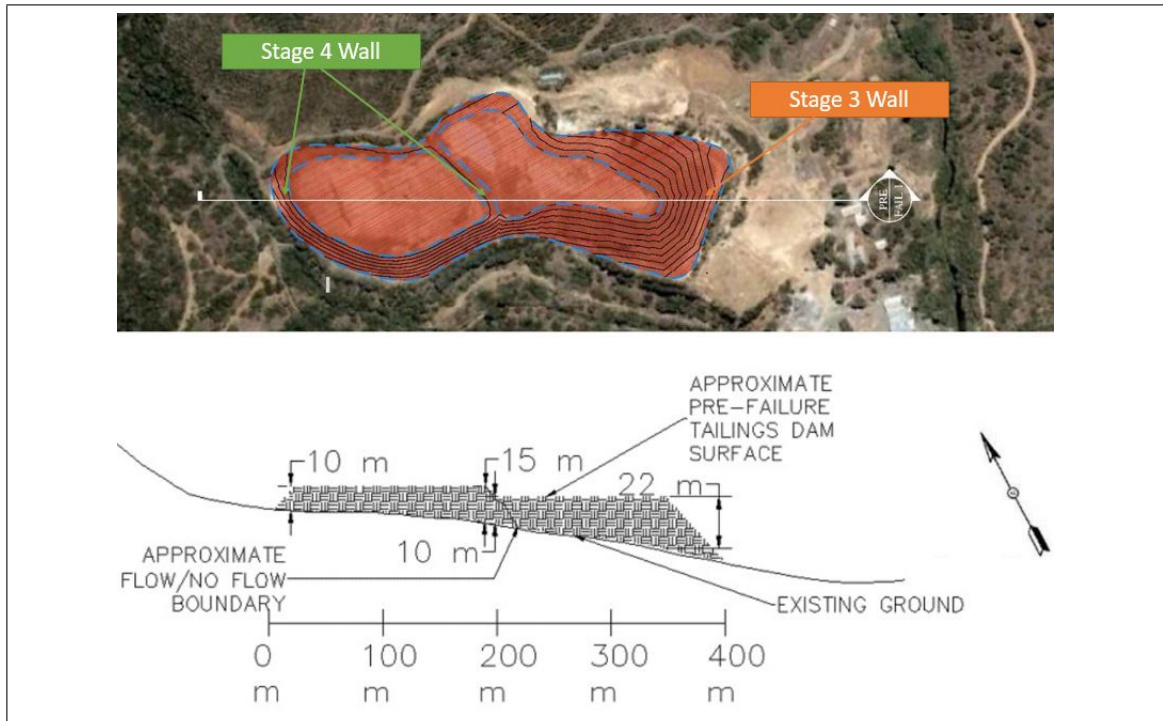


Figure 3.1. Pre-failure geometry of the tailings dam. [10]

The tailings dam was built in 4 stages. The most probable sequence of construction is presented below [9].

- Stage 1: Built from 1981 to 1986.

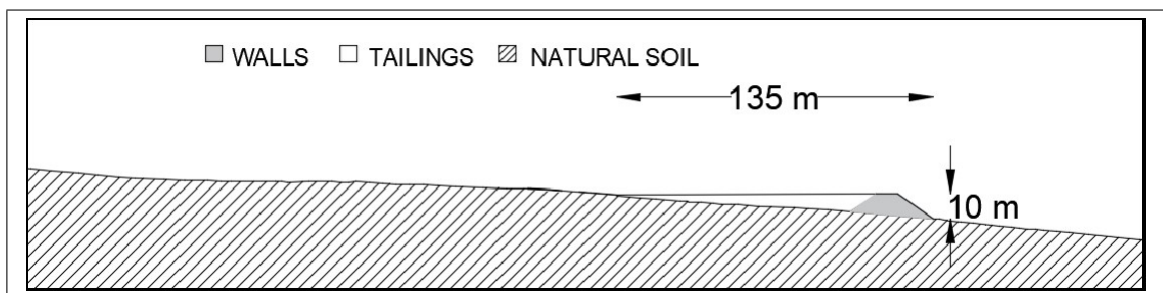


Figure 3.2. Construction Stage 1.

- Stage 2: Built upstream from stage 1, between 1986 and 1992.

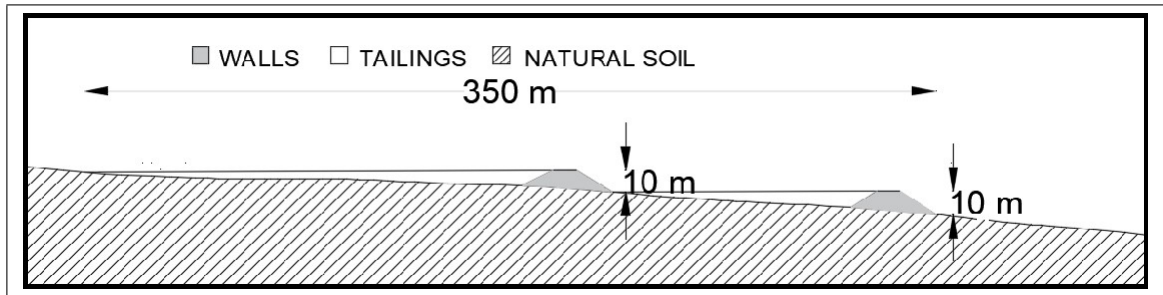


Figura 3.3. Construction Stage 2.

- Stage 3: Built on top of stages 1 and 2 by the downstream method, between 1992 and 1997.

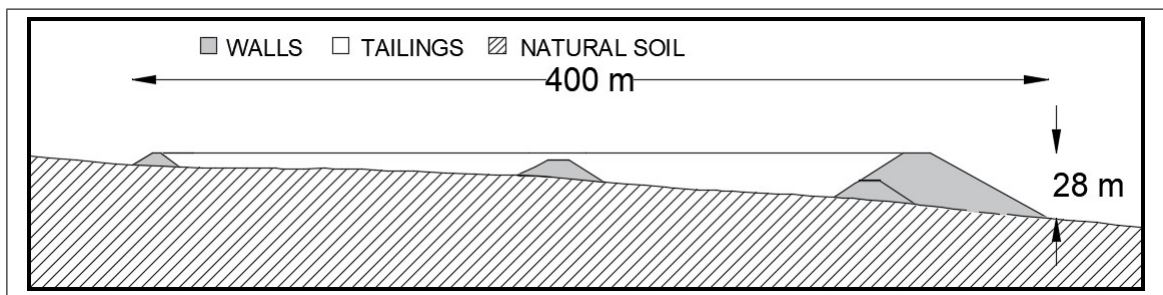


Figura 3.4. Construction Stage 3.

- Stage 4: Built between 1997 and 1998. The walls for this stage were apparently placed on top of the contained material of Stage 3.

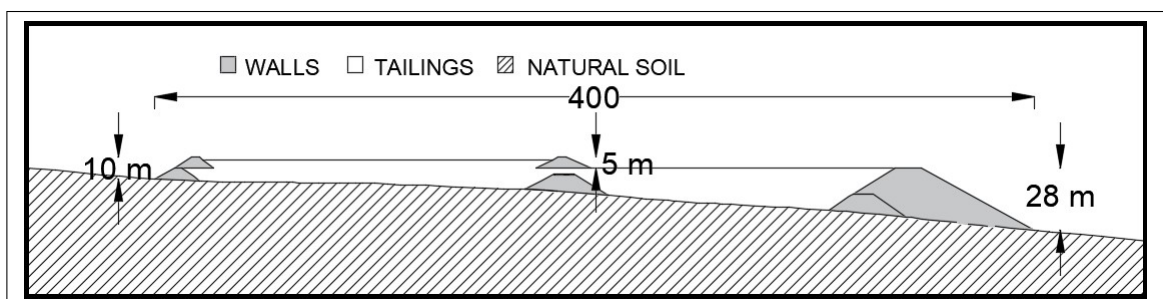


Figura 3.5. Construction Stage 4.

Before the 2010 earthquake, the most intense earthquake the dam had experienced was the August 28, 2004, Mw 6.4 Talca-Curicó earthquake, with the characteristics shown in Table 3.1. This event was recorded by the Curicó station, located at approximately 50 km from the dam, in a site of stratified sand and silt up to 10 meters deep, underlain by sandy gravels, presenting values of $V_{s10} = 411[m/s]$ and $V_{s30} = 603[m/s]$ [2].

Tabla 3.1. Curicó 2004, Mw 6.4 earthquake. Characteristics from the Curicó station.

Channel		N-S	E-W
PGA (g)		0.14	0.10
PGV (cm/s)		4.5	4.6
PGD (cm)		0.47	0.46
5% Damped PSA (g)	0.1 s	0.37	0.25
	0.2 s	0.33	0.31
	1 s	0.04	0.04
	2 s	0.01	0.01
	3 s	0.007	0.007
Arias Intensity (m/s)		0.21	0.13
Significant Duration (s)		8.69	11.01

On February 27, 2010, the Mw 8.8 Maule Earthquake occurred. The epicenter of the earthquake was about 3 km off the coast of Pelluhue district in the Maule Region, approximately 120 km away from both the location of the tailings dam and the Talca recording station. The Talca recording station is located in a site of gravels up to 15 meters deep, underlain by fractured volcanic rock, presenting values of $V_{s10} = 507[m/s]$ and $V_{s30} = 702[m/s]$ [2]. The main characteristics of the earthquake, as recorded at the Talca recording station, are presented in Table 3.2 [3]

The earthquake had a catastrophic effect on the dam, causing a flow failure (Fig. 3.6,[10]).

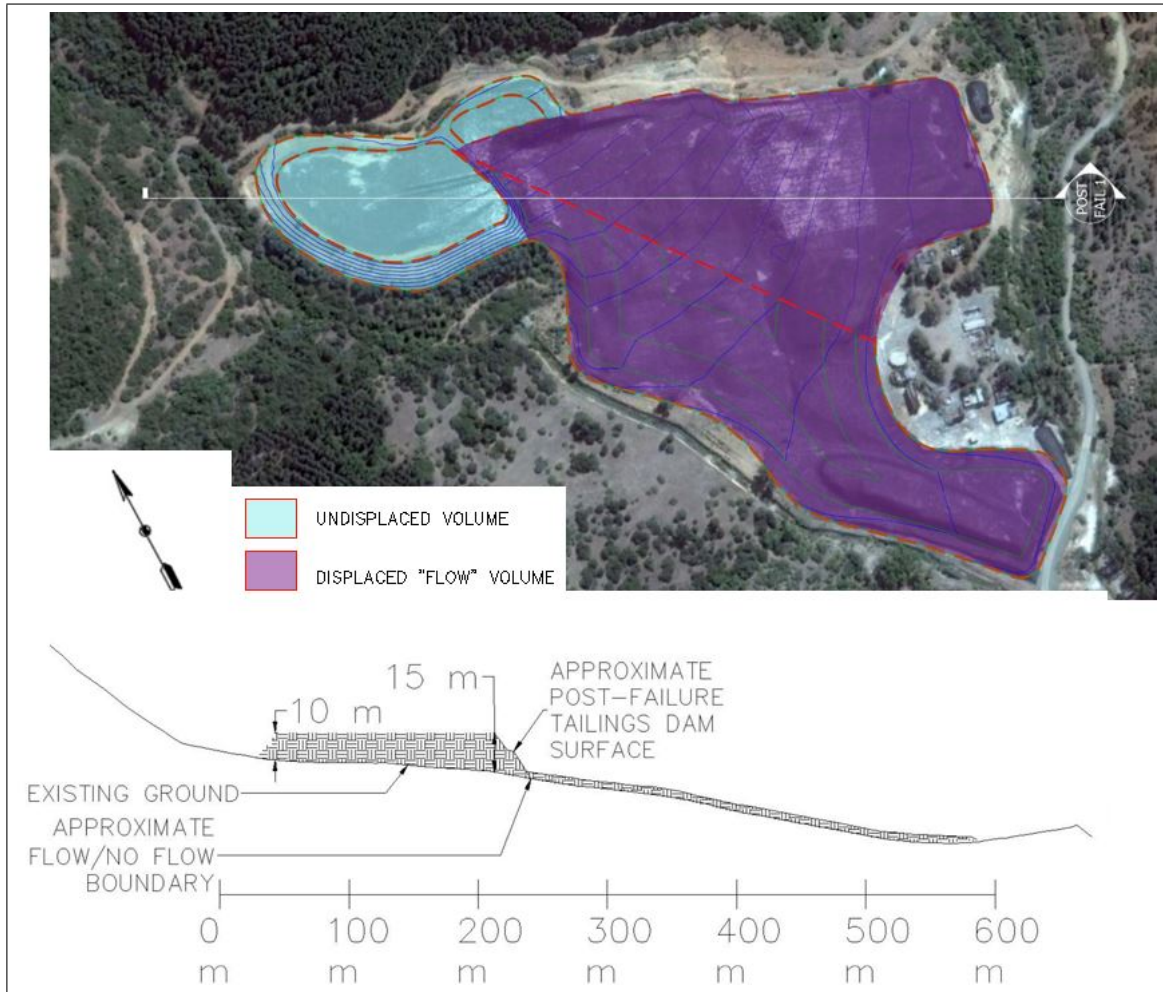


Figura 3.6. Post-failure tailings dam.

Tabla 3.2. Maule Mw 8.8 2010 earthquake. Characteristics from the Talca station.

Channel		L	T
PGA (g)		0.48	0.42
PGV (cm/s)		28	34
PGD (cm)		4	7
5% Damped PSA (g)	0.1 s	0.77	1.01
	0.2 s	1.22	1.79
	1 s	0.31	0.38
	2 s	0.13	0.19
	3 s	0.05	0.08
Arias Intensity (m/s)		11.61	11.06
Significant Duration (s)		69.9	71.9

3.4. Field Investigations

Three field research programs were carried out on the post-failure tailings dam:

3.4.1. GEER Reconnaissance Investigations

This investigation, conducted on March 28, 2010, consisted of LIDAR and SASW field measurements [5]. The reconnaissance team found the flow failure marked by a large scarp and sand boils throughout the failed material and other locations.

3.4.2. Litigation-Support Field Investigations

This investigation was carried out between June 2 and 26, 2011, to support the litigation for the effects of the collapse of the dam [9]. It consisted of the execution of five exploratory borings with the recovery of samples for later laboratory tests, as well as

the execution of standard penetration tests and vane shear tests. The laboratory program executed for this investigation included USCS classification tests, water content, and both standard (CIU) triaxial tests and cyclic triaxial tests. The borings had a variable depth between 8.5 m and 21 m: two of the borings were located within the containment walls and three were located within the tailings material, as shown in Fig. 3.7.

3.4.3. PEER NGL Funded Investigations

These field investigations, funded by PEER NGL, were executed between June 20 and 23, 2017 [13]. The investigation consisted of the execution of 3 cone penetration tests (CPT) measurements in the non-collapsed zone of the tailings dam, along with shear wave velocity (V_s) measurements. The locations of the CPTs is shown in Fig. 3.7.

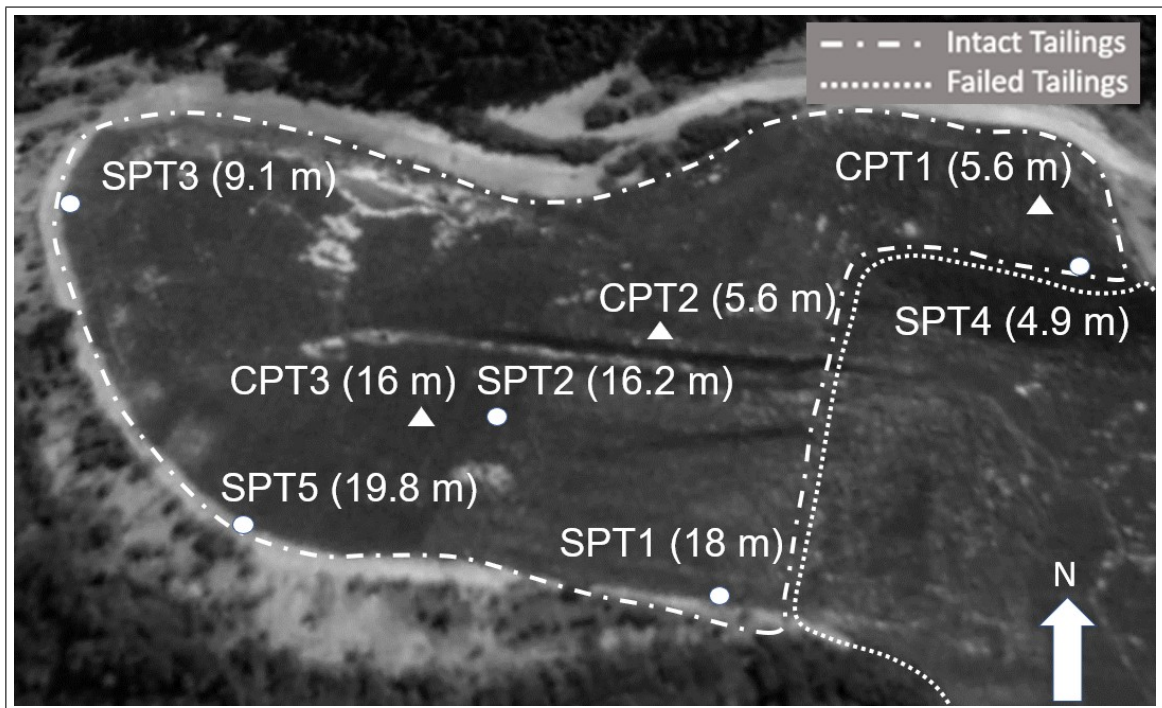


Figura 3.7. SPT and CPT locations.

3.5. Analysis of the data

3.5.1. Exploratory borings results

The exploratory borings results show three types of soil material, namely sandy silt, silty sand, and a small layer of natural soil classified as silty clayey sand, followed by the bedrock. The results of the classification and index properties obtained in the laboratory tests are shown in Figs. 3.8 to 3.12, along with the liquefaction safety factor. The safety factor was calculated following the method proposed by Idriss and Boulanger [4] for an earthquake with a M_w of 8.8, a PGA of 0.48g, and assuming the phreatic level at the top of the surface. The M_w and PGA values selected are the ones registered in the Maule 2010 earthquake by the Talca station. The registered values were not modified because it was considered that the average values of the shear wave velocities interpreted for the foundation soil of the tailings dam during the PEER NGL investigations [13] ($V_{s10} = 593 \pm 218[m/s]$) were similar enough to the values of the station. Additionally, the liquefaction susceptibility of the plastic silt samples was evaluated following the Bray and Sancio criteria [6] (Fig. 3.13). These results show that both types of soil materials, tailings (slime) and wall, were potentially liquefiable. Also, the material recovered from boring 1, performed in the wall area, shows that the retaining wall of Stage 4 was built partially on top of the tailings: silty sand, the material identified as a constituent of the retaining wall, shows in the upper part, but sandy silt, the material identified as the tailings, shows below the wall.

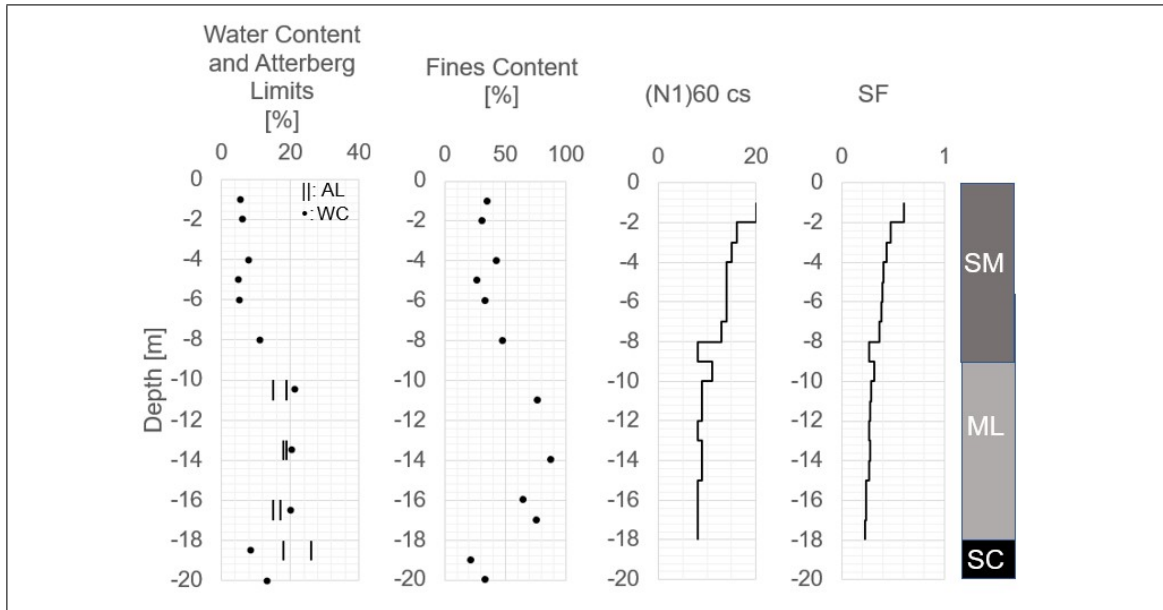


Figure 3.8. SPT1 data and results.

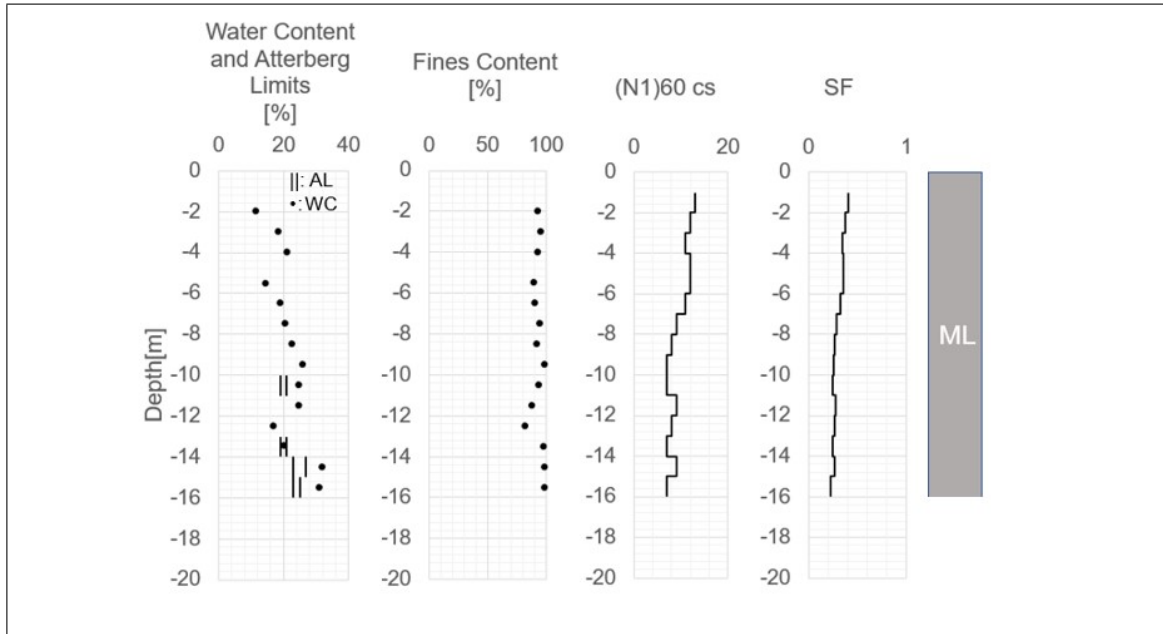


Figure 3.9. SPT2 data and results.

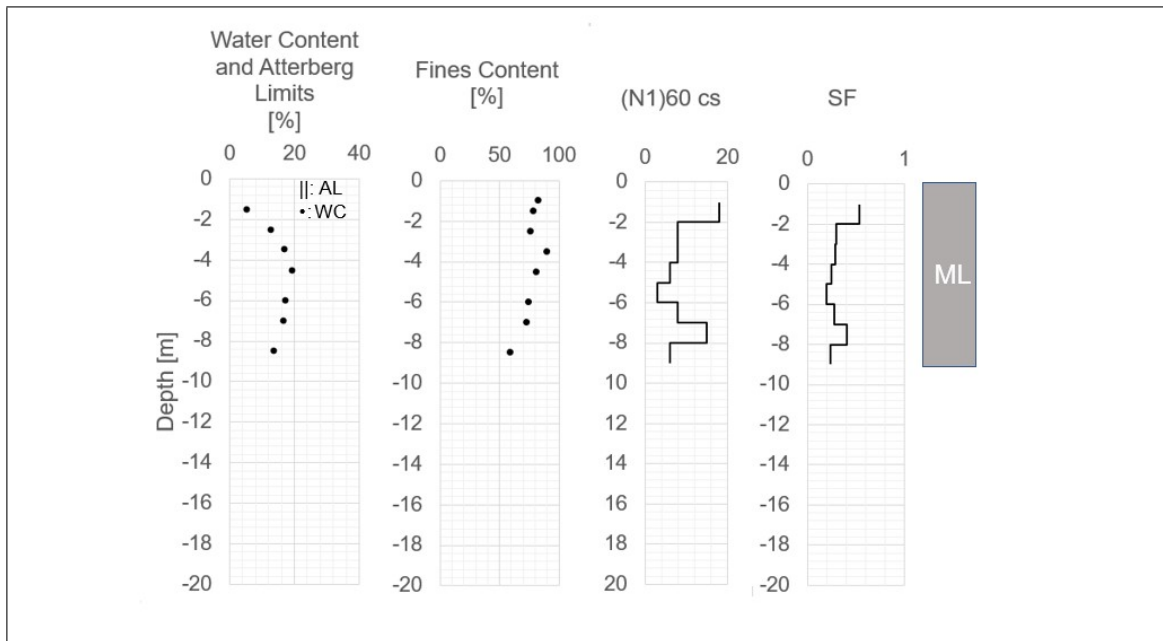


Figure 3.10. SPT3 data and results.

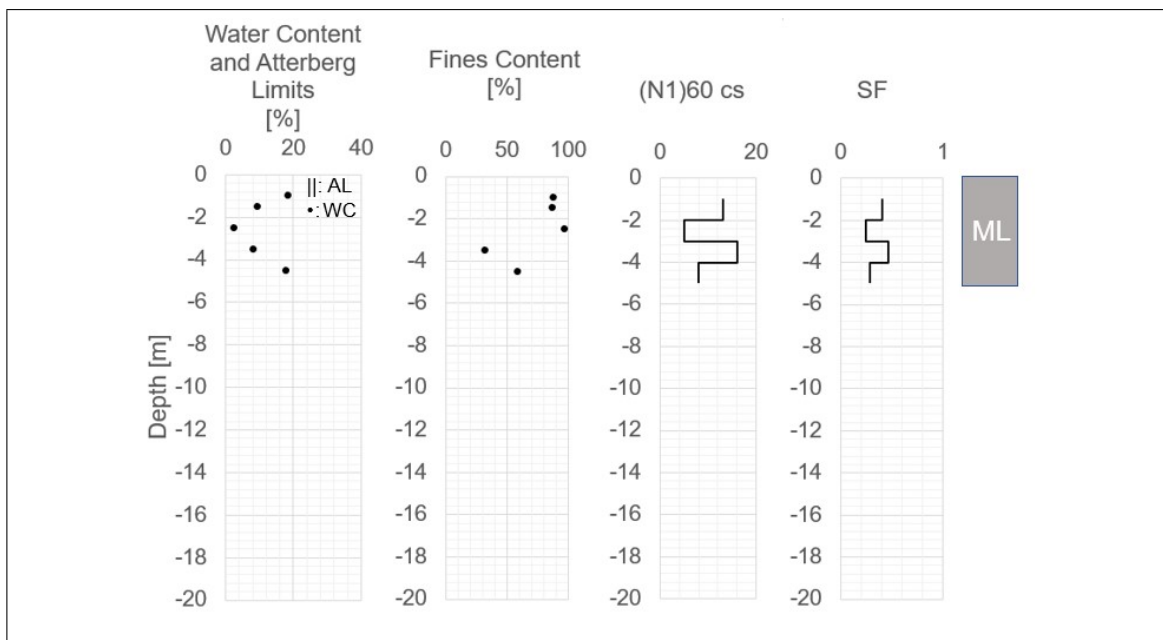


Figure 3.11. SPT4 data and results.

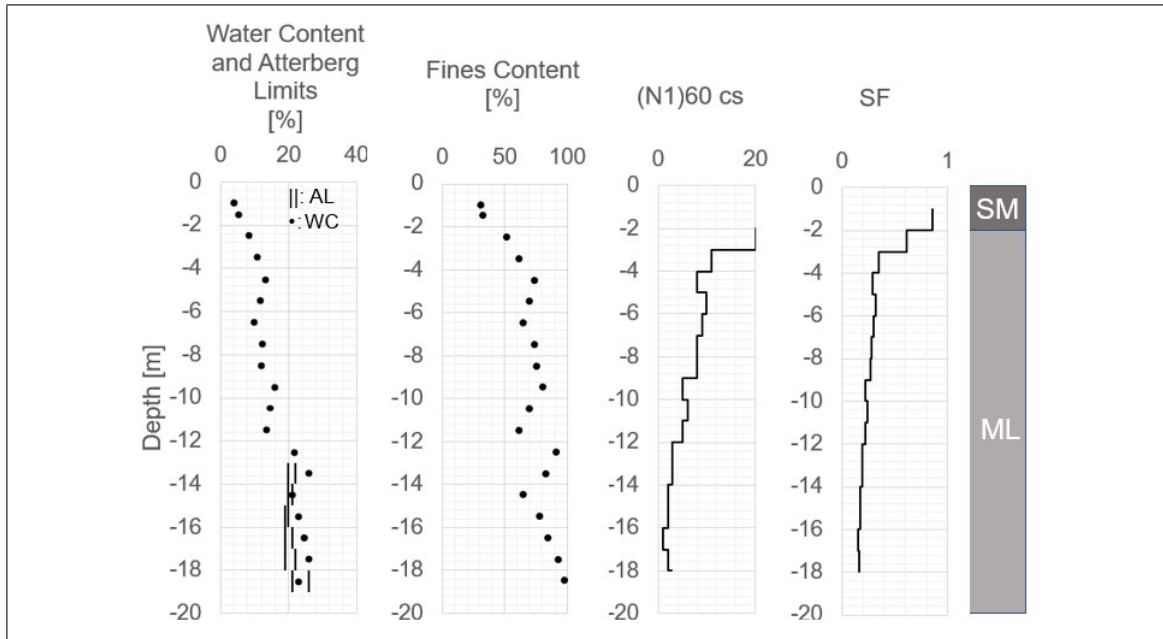


Figure 3.12. SPT5 data and results.

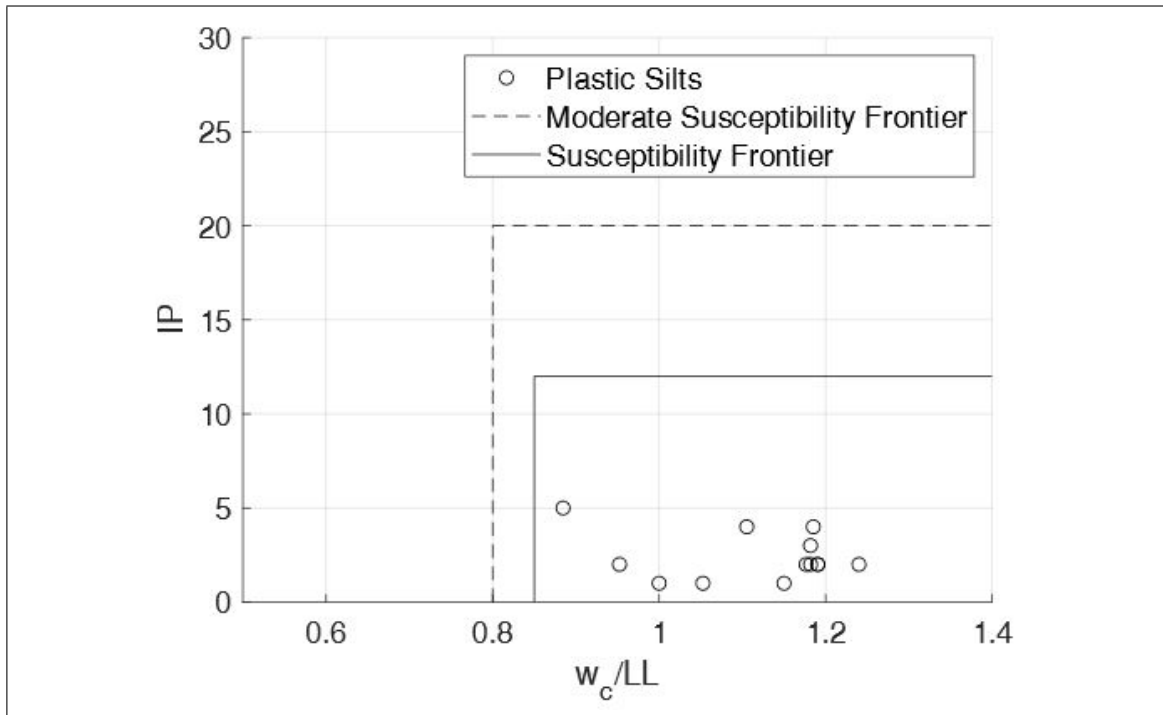


Figure 3.13. Plastic silts (slime) liquefaction susceptibility evaluation according to Bray and Sancio (2006).

3.5.2. Cone penetration tests results

The raw data was processed and analyzed using the commercial software CLiq [8] to estimate the liquefaction potential of the soil materials constituting the tailing dam, following the liquefaction assessment method by Boulanger and Idriss [4]. A summary of the normalized soil behavior type (SBTn) classification [15] and the safety factor against liquefaction is presented in Fig. 3.14 to 3.16. Additionally, a summary of the SBTn classification is shown in Table 3.4.

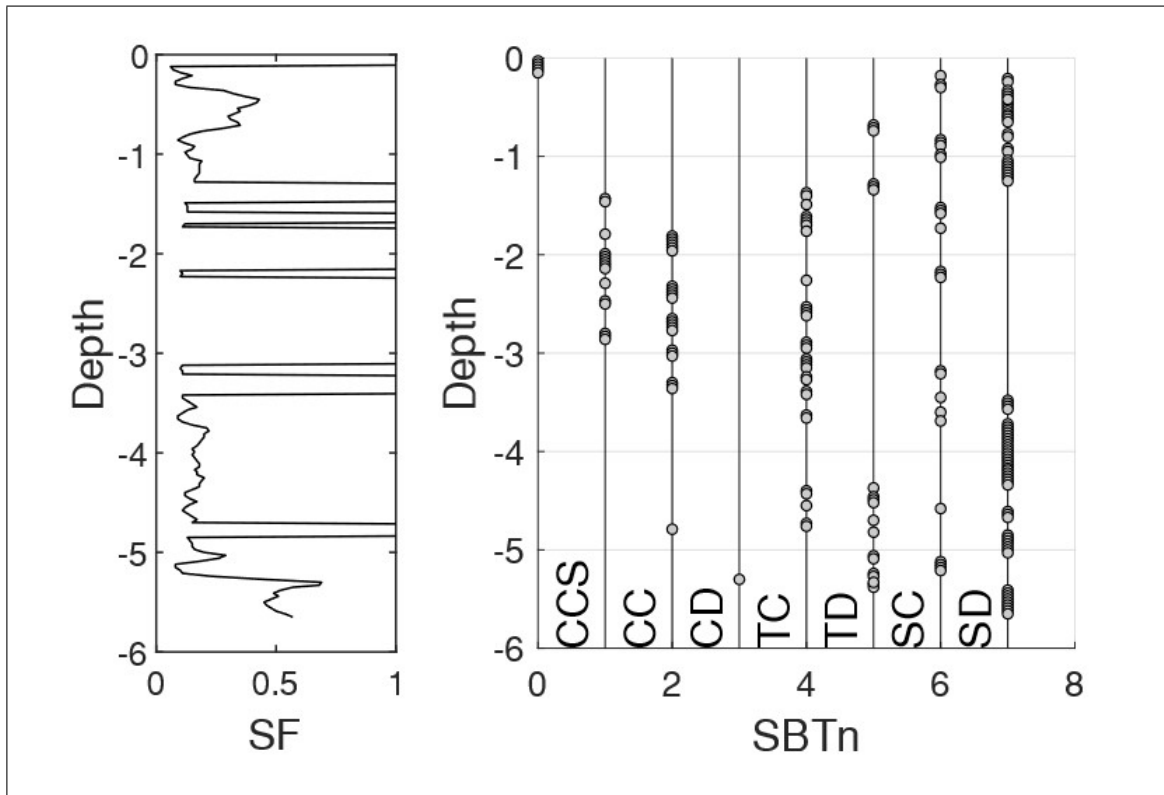


Figura 3.14. CPT1 results.

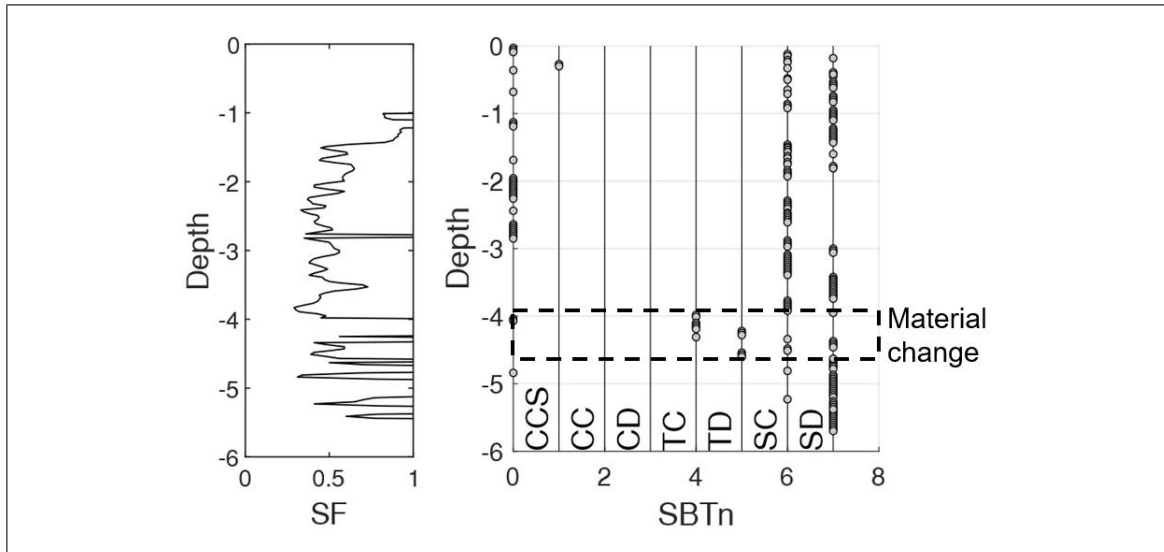


Figura 3.15. CPT2 results.

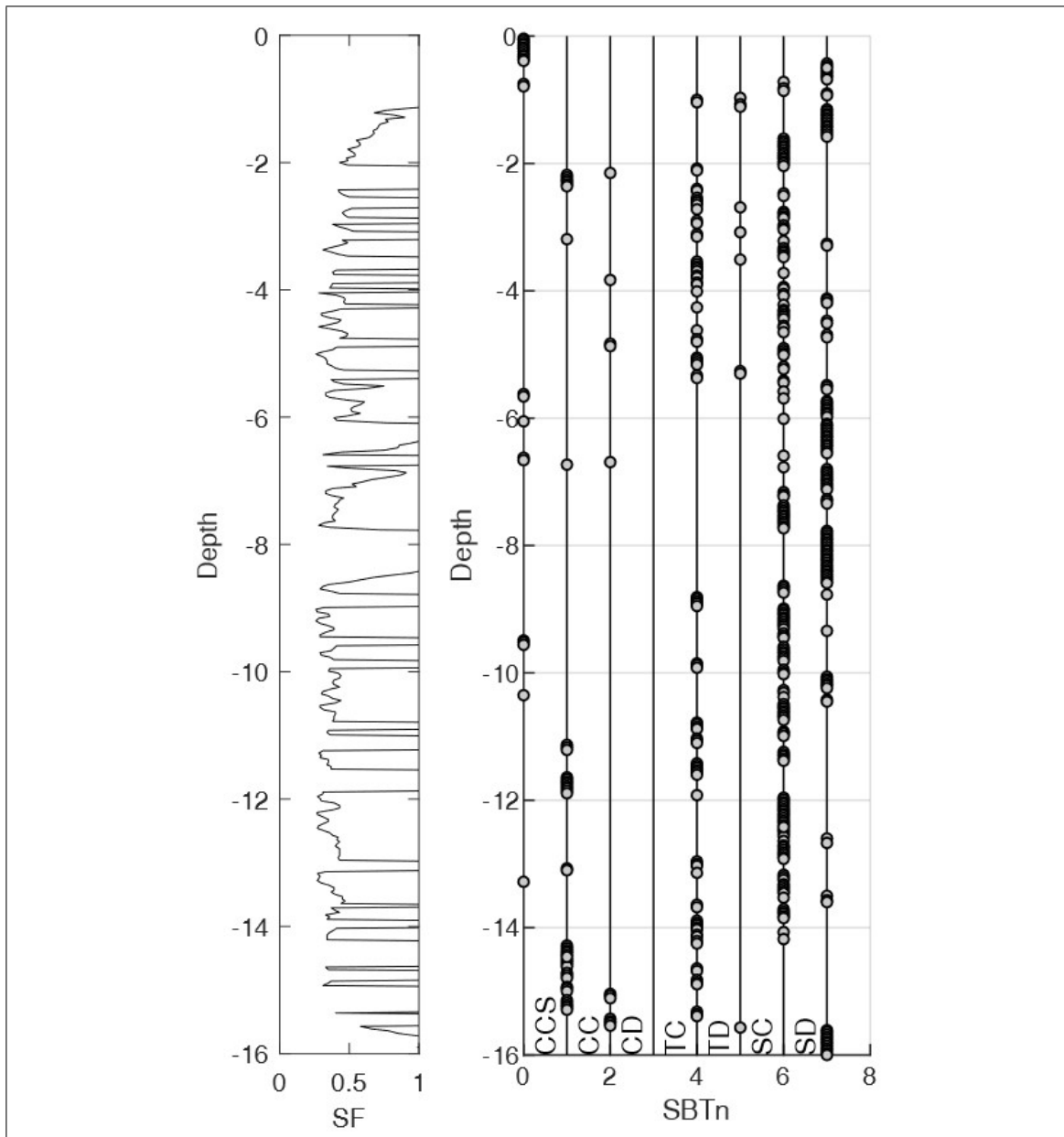


Figura 3.16. CPT3 results.

Tabla 3.3. Soil Behaviour Type.

Denomination	SBT
CCS	Clay-like - Contractive - Sensitive
CC	Clay-like - Contractive
CD	Clay-like - Dilative
TC	Transitional - Contractive
TD	Transitional - Dilative
SC	Sand-like - Contractive
SD	Sand-like - Dilative

In all three CPTs, the calculated factor of safety shows that the materials are liquefiable, even on the CPT executed on the retaining wall area (CPT 2). The test performed in the retaining wall area (CPT2) shows a small layer at approximately 3.8 m deep, in an otherwise generally uniform soil material. This change can also be taken as evidence to support the idea that the downstream retaining wall of Stage 4 was built partially on top of the tailings.

3.6. Laboratory Tests Program

For the characterization of the constituent materials of the tailings dam, a laboratory test program was executed, using the samples obtained during the litigation support investigation. Several laboratory tests were conducted, including full USCS classification of the samples of both wall and tailing materials, and tests to obtain the mechanical properties of the materials and their response to cyclic loading. Isotropically consolidated undrained (CIU) triaxial tests and undrained cyclic triaxial tests were carried out, both on the material constituting the wall and the contained material.

The samples used for these tests were reconstituted by different methods. The material

obtained from the retaining wall was reconstituted in samples by the wet tamping method, to simulate the process of compaction to which the wall was subjected during its construction stages. The target dry density for the samples was a representative value obtained in the “undisturbed” samples used in the laboratory tests program of the litigation support investigation of $1.6 [g/cm^3]$ with a dry density of $1.57 \pm 0.03 [g/cm^3]$ for the samples as a result. On the other hand, the tailing material samples were reconstituted using the slurry deposition method, to simulate the deposition of the material on the actual tailings dam, and then letting the sample dry to its shrinkage limit. This was achieved by preparing a slurry with the dry remaining sample material, depositing it in 2” diameter PVC pipes, and letting it dry. Then the diameter of the sample was monitored until it reached an essentially constant value for at least five days.

3.7. Calibration of the constitutive models

Based on the SPT and CPTu results, both the retaining wall material and the tailings material were presumed to be liquefiable. Hence, the UBC3D-PLM model [14] was selected to simulate their cyclic behavior because of its capability to capture pore pressure build-up caused by cycling loading up to liquefaction occurrence. For the simulation of the construction phases of the tailings dam, the Hardening Soil model [16] was selected. Initial soil parameters were estimated based on the laboratory results and then calibrated using the Soil Test compliment of PLAXIS 2D® until a satisfactory fit against the strain-stress paths and liquefaction resistance curve were achieved. Figs. 3.17 to 3.21 show the calibration results for the stress paths and liquefaction resistance, and Tables 3.4 and 3.5 show the parameters assumed in the model.

Fig. 3.18 shows that the soil behavior is reasonably well reproduced by the Hardening Soil and UBC3D-PLM models for the slime material. Still, Fig. 3.17 show that it fails to reproduce the dilatant soil behavior for the wall material.

It should be noted that although the wall material exhibits dilating behavior in monotone tests, cyclic triaxial tests with a CSR demand greater than 0.2 show the development of a pore pressure ratio (r_u) close to 1 and 5% double amplitude axial strain, which has been adopted in this investigation as the criterion to evaluate the triggering of liquefaction. It should also be noted that both the wall material and the slime, at confinements of 30 kPa and a CSR of 0.125 do not reach the 5% double amplitude axial strain criterion after hundreds of cycles, despite generating significant pore pressures. For this reason, the end point of these trials has been indicated in the CRR chart as NL (Anexo A).

From Figs. 3.19, 3.20 and 3.21, the liquefaction resistance curve based on the 5% double amplitude axial strain criterion shows a good fit for the wall material and the tailing content for cyclic stress ratios greater than 0.2. This was judged as satisfactory for this investigation, since the 2010 Mw 8.8 Maule earthquake induced estimated cyclic stress ratios of 0.2 or larger [3].

Tabla 3.4. Hardening Soil Parameters.

Parameter	Unit	Wall	Slime
Drainage type	-	Drained	Drained
γ_{unsat}	kN/m^3	16	16
γ_{sat}	kN/m^3	18	18
ϕ'	°	38	37
ψ	°	10	8
c	kPa	10	5
E_{50}^{ref}	-	8,000	3,100
E_{50}^{oed}	-	8,000	1,500
E_{ur}^{ref}	-	18,000	8,000
m	-	0.5	0.5
v'_{ur}	-	0.3	0.3
K_0^{nc}	-	0.38	0.39
R_f	-	0.9	0.9
p_{ref}	kN/m ²	100	100

Tabla 3.5. UBC3D-PLM Parameters.

Parameter	Unit	Wall	Slime
Drainage type	-	Undrained A	Undrained A
γ_{unsat}	kN/m^3	16	16
γ_{sat}	kN/m^3	18	18
ϕ_{cv}	°	38.5	41
ϕ_{peak}	°	39.5	42
c	kPa	0	0
K_e^G	-	300	60
K_p^G	-	2,000	60
K_e^B	-	300	90
n_e	-	0.5	0.5
m_e	-	0.5	0.5
n_p	-	0.4	0.2
R_f	-	0.9	0.9
σ_t	kPa	0	0
f_{dens}	-	0.28	0.35
$(N_1)_{60}$	-	7	5
f_{Epost}	-	0.3	0.1
p_{ref}	kPa	100	100

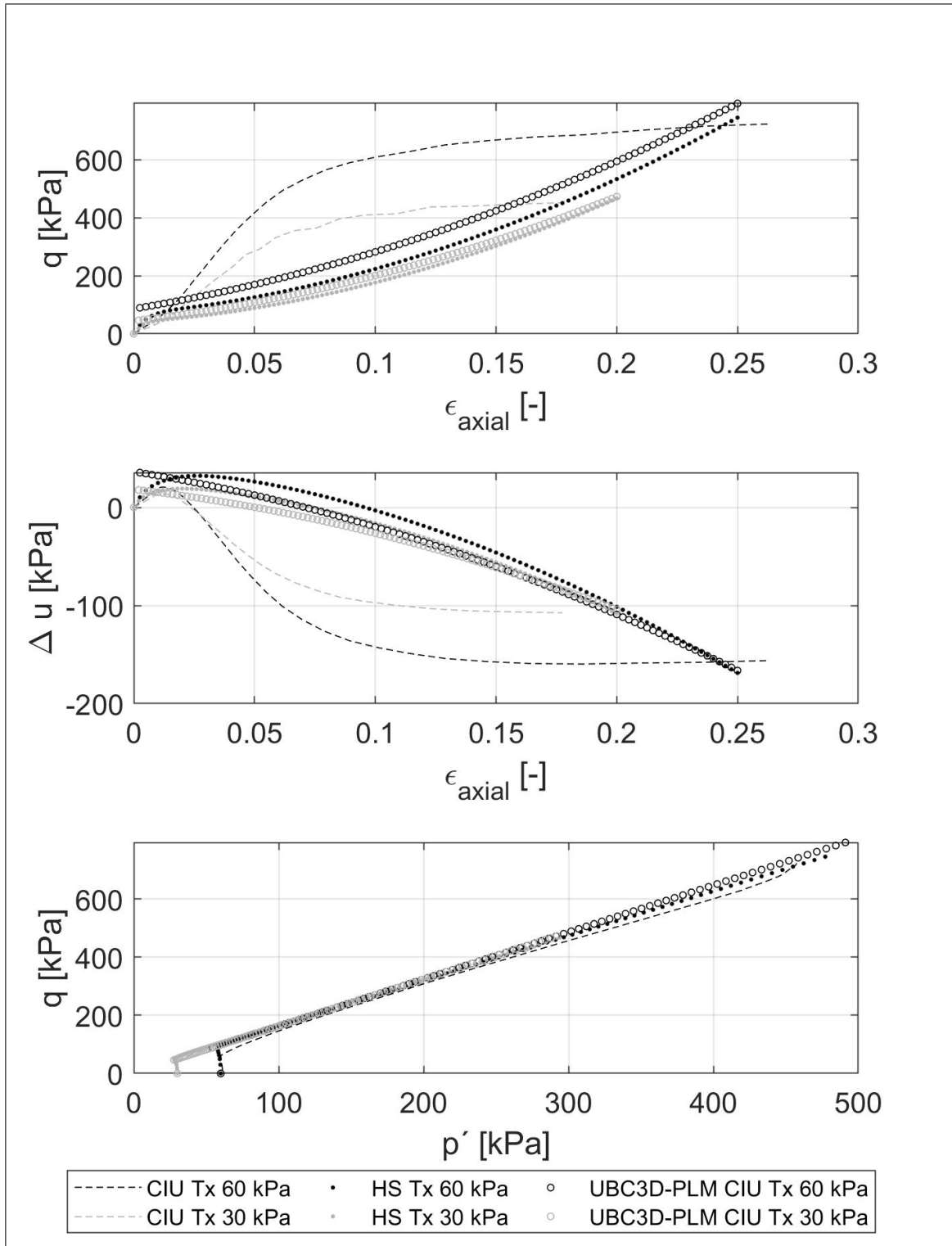


Figura 3.17. Wall material CIU Tx calibration (Hardening Soil).

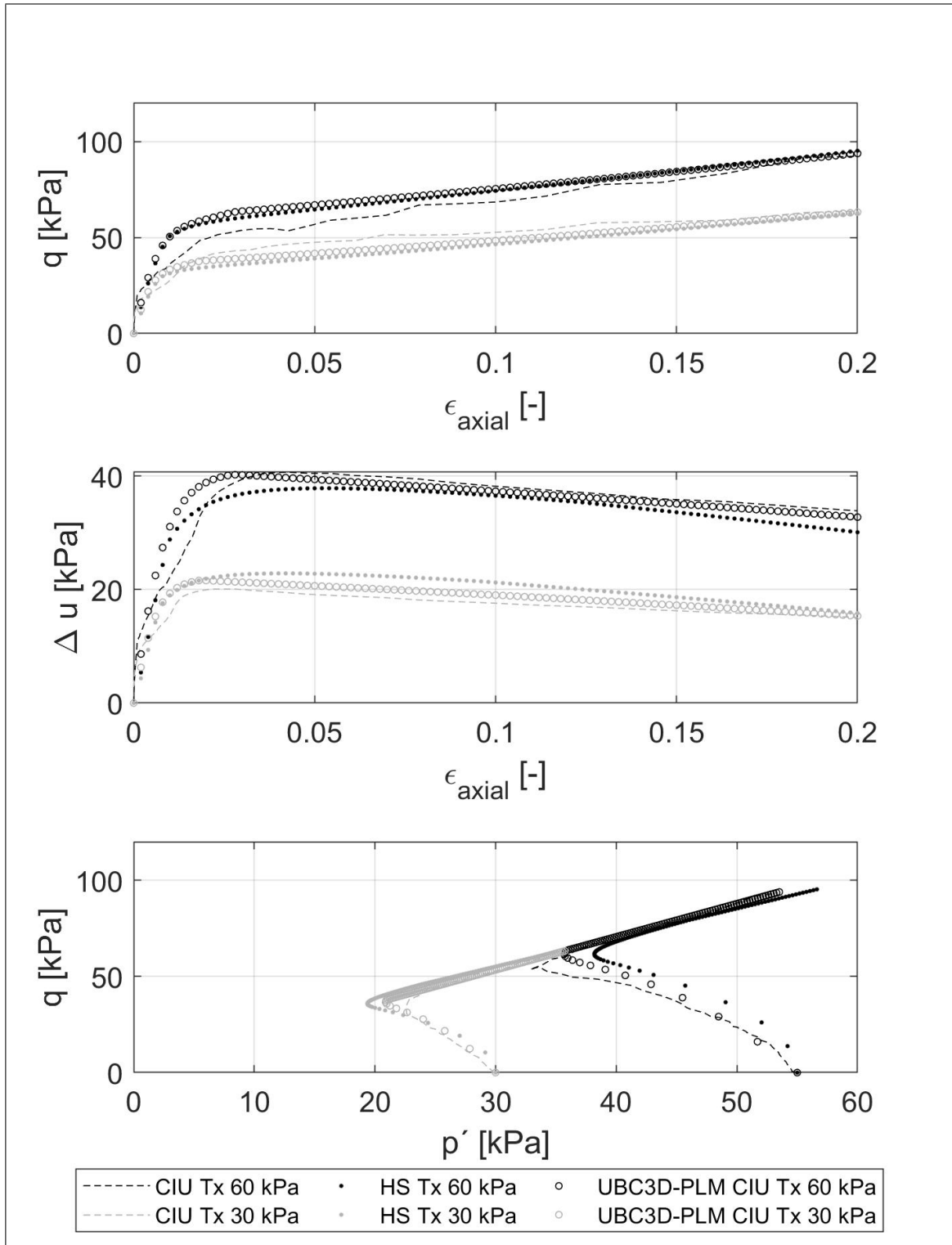


Figure 3.18. Slime material CIU Tx calibration (Hardening Soil).

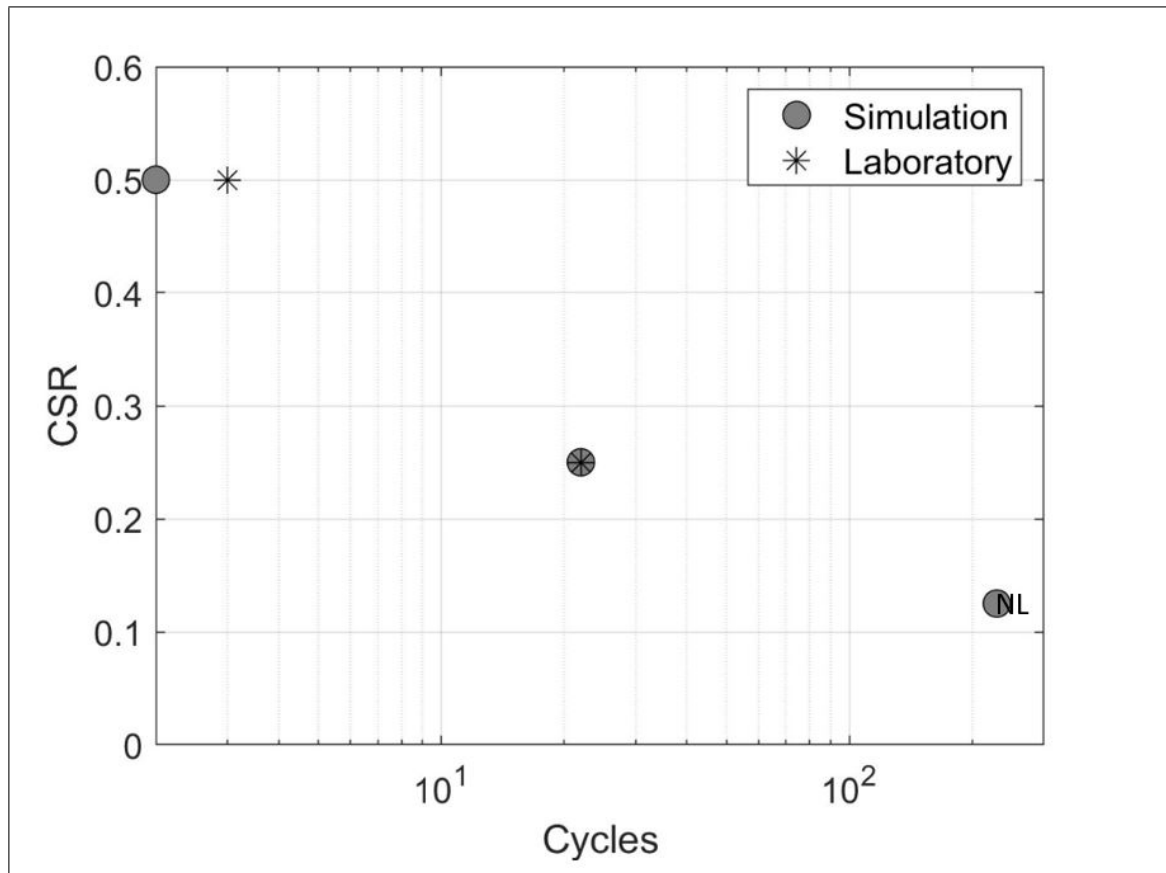


Figura 3.19. Wall material liquefaction resistance calibration at 30 kPa effective confinement (UBC3D-PLM).

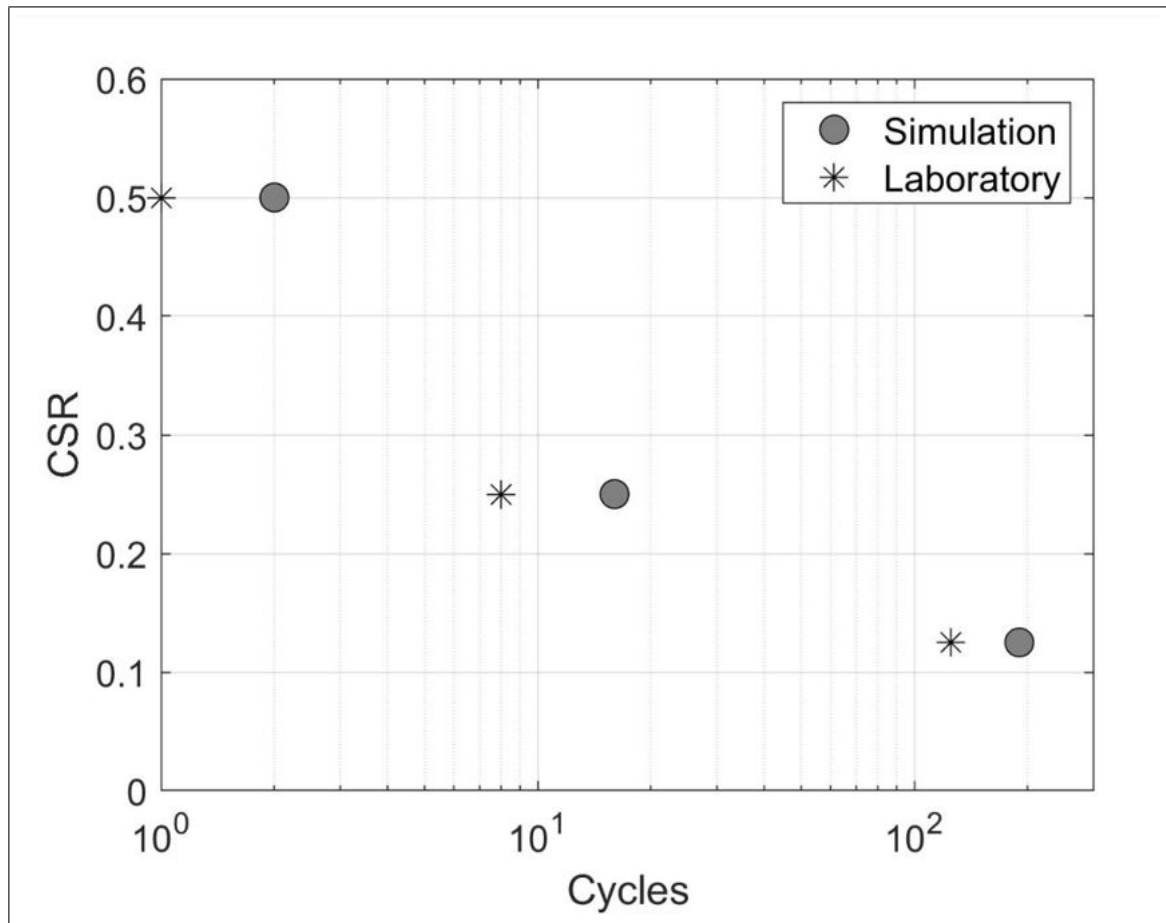


Figura 3.20. Wall material liquefaction resistance calibration at 60 kPa effective confinement (UBC3D-PLM).

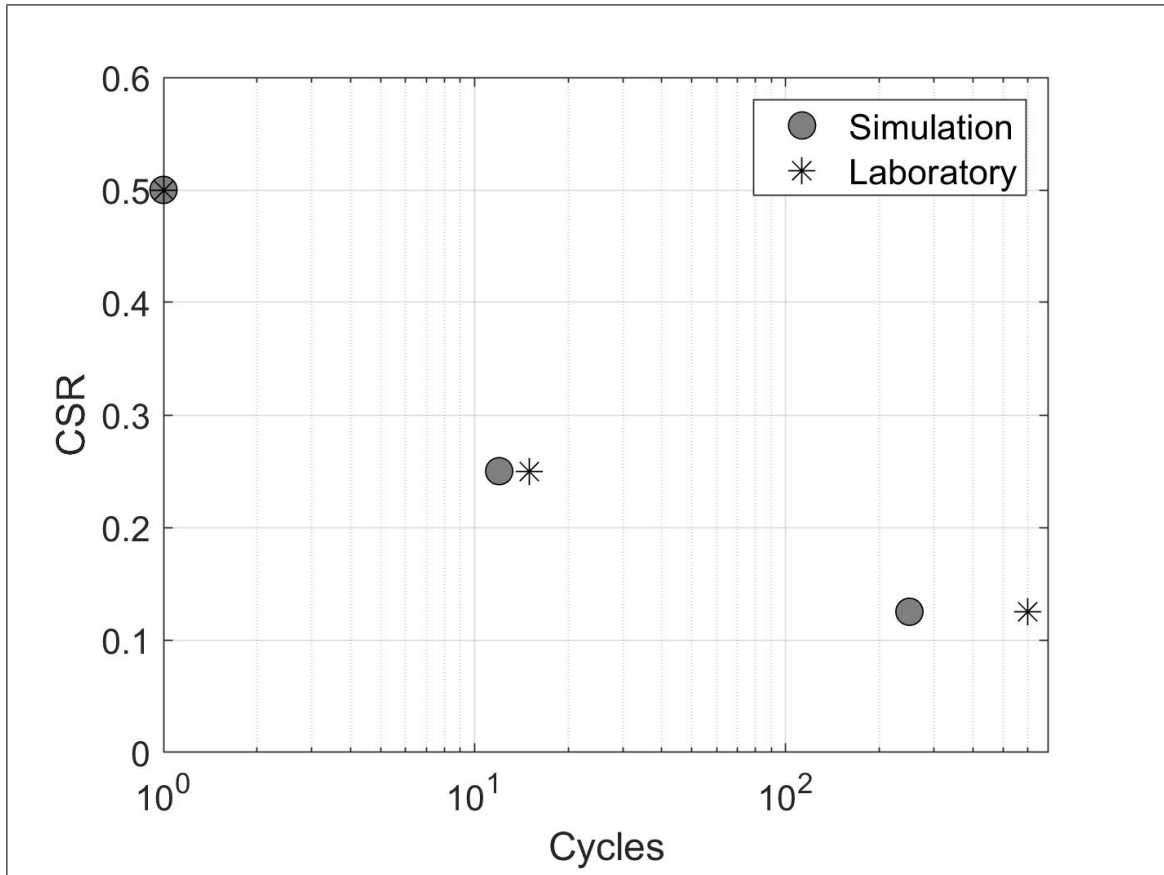


Figura 3.21. Slime material liquefaction resistance calibration at 30 kPa effective confinement (UBC3D-PLM).

3.8. Finite Element Model

A finite element model of the dam was developed using PLAXIS 2D[®] for the evaluation of the seismic response of the dam. The model was built following the most likely construction sequence of the dam developed by DICTUC [9], and the pre-failure geometry and phreatic level of the critical section for analysis proposed by Gebhart [10].

The numerical analysis was first conducted by performing a static deformation analysis for each of the building stages of the dam to simulate the construction. These initial

analyses were made using the Hardening Soil model in the drained condition for both the wall and embanked material, assuming that the slow rising of the dam over several years allowed for the drained behavior of the materials. Once these initial construction phases were completed, safety analyses of the static final condition were conducted to evaluate the state of the structure before the seismic event. The safety analysis feature available in PLAXIS 2D® uses a strength reduction technique to compute a representative value. The static safety factor computed by the software for this case was 1.6 (Fig. 3.22). Then, two dynamic analyses were performed using two distinct ground motion inputs: the EW component of the record from the Curicó station, for the Mw 6.4 Talca-Curicó earthquake of 2004; and the transverse component of the record from the Talca station, for the Mw 8.8 Maule earthquake of 2010.

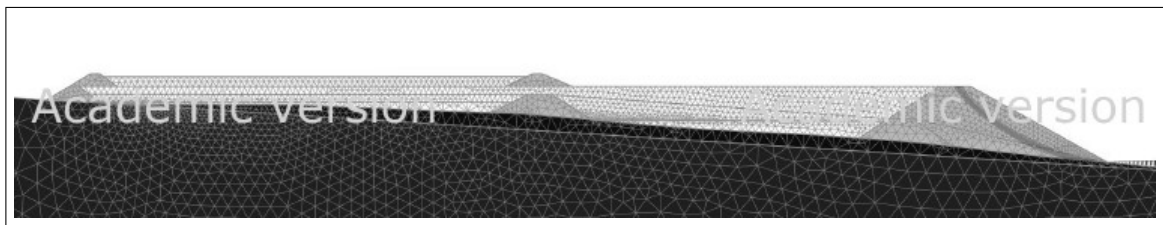


Figura 3.22. Potential failure surface in downstream main wall for static safety factor calculation.

3.8.1. Dynamic Analysis

For the dynamic analysis, the Hardening Soil model adopted was changed to the UBC3D-PLM model in undrained condition for the soil masses below the phreatic level (Fig. 3.23), and the boundary conditions were changed to free-field elements at the lateral boundaries of the model to incorporate far-field propagation of waves, and compliant base at the bottom to minimize wave reflection and to input the ground motions. Control points were selected as representative of the response of the structure of the dam (Fig. 3.23).

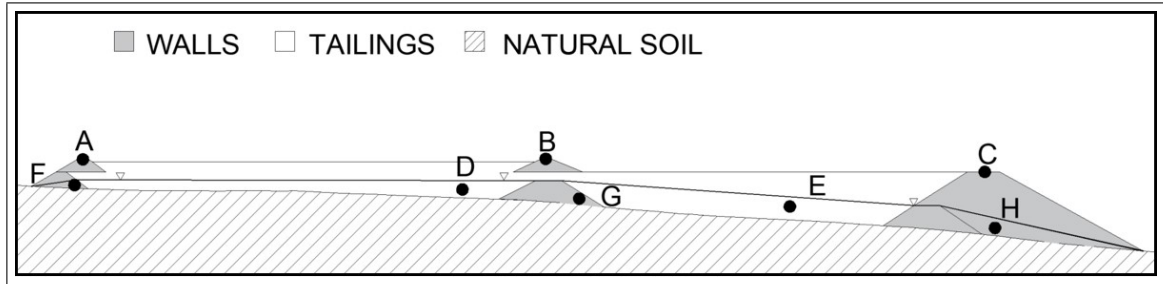


Figura 3.23. Control points.

Points A, B, and C were selected as representative of the displacements of the dam, and points D, E, F, G, and H as representative of the pore pressure build-up as a consequence of the seismic input.

3.8.2. Talca - Curicó 2004 Earthquake

Given the orientation of the dam, and the 2D condition of the analysis, the E-W component of the 2004 Curicó earthquake was selected for the study (Fig. 3.24). Compared to the 2010 earthquake, this was relatively minor, with the characteristics shown in Table 3.1. Given that the site-to-epicenter distance (110 km) is similar to that of the 2010 Maule earthquake, this event was selected to evaluate the response of the model to an input experienced by the dam that did not cause a catastrophic failure as the 2010 earthquake did. The record was not scaled, because, as with the Talca station, the Curicó station foundation soil was considered similar enough to the tailings dam foundation soil, based on the shear wave velocities previously stated.

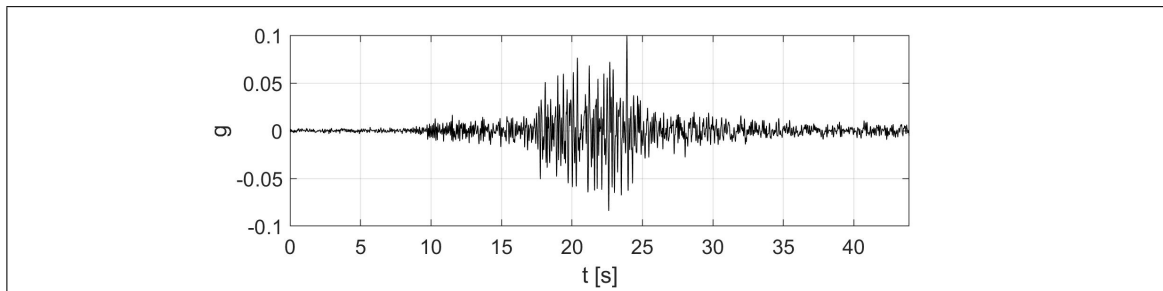


Figura 3.24. 2004 Curicó earthquake record, E-W component.

3.8.3. Maule 2010 Earthquake

The second dynamic analysis was performed using the longitudinal component of the 2010 Maule earthquake (Fig. 3.25). As stated before, this event caused a catastrophic flow failure on the dam, being significantly larger in intensity and duration than the 2004 earthquake (see Table 3.2).

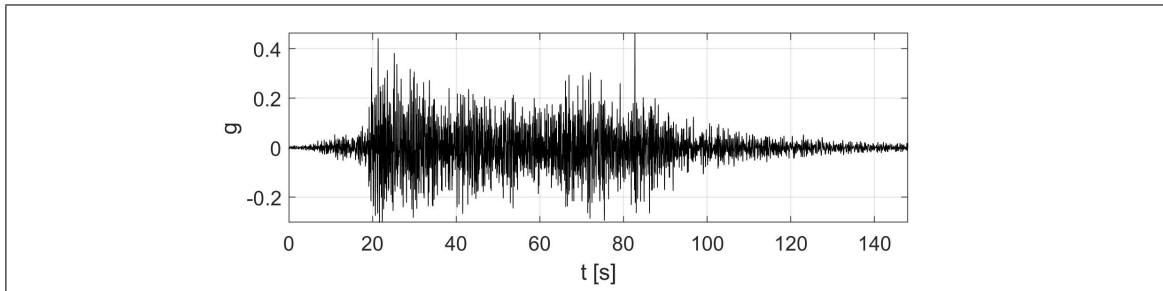


Figura 3.25. 2010 Maule earthquake record, longitudinal component.

3.9. Model Results

3.9.1. Talca - Curicó 2004 Earthquake

The significant results from the model response to the Talca - Curicó 2004 earthquake are presented in Figs. 3.26 to 3.28. Figs. 3.26 and 3.27 show that the degree of pore pressure generation developed at the base of the walls and in the slimes is minimal, with a maximum pore pressure generation ratio (r_u) of about 0.1. The deformations of the retaining walls (Fig. 3.28) are not significant enough to compromise the stability of the dam: the vertical deformations are less than 1 m, the minimum freeboard required by Chilean regulations [12].

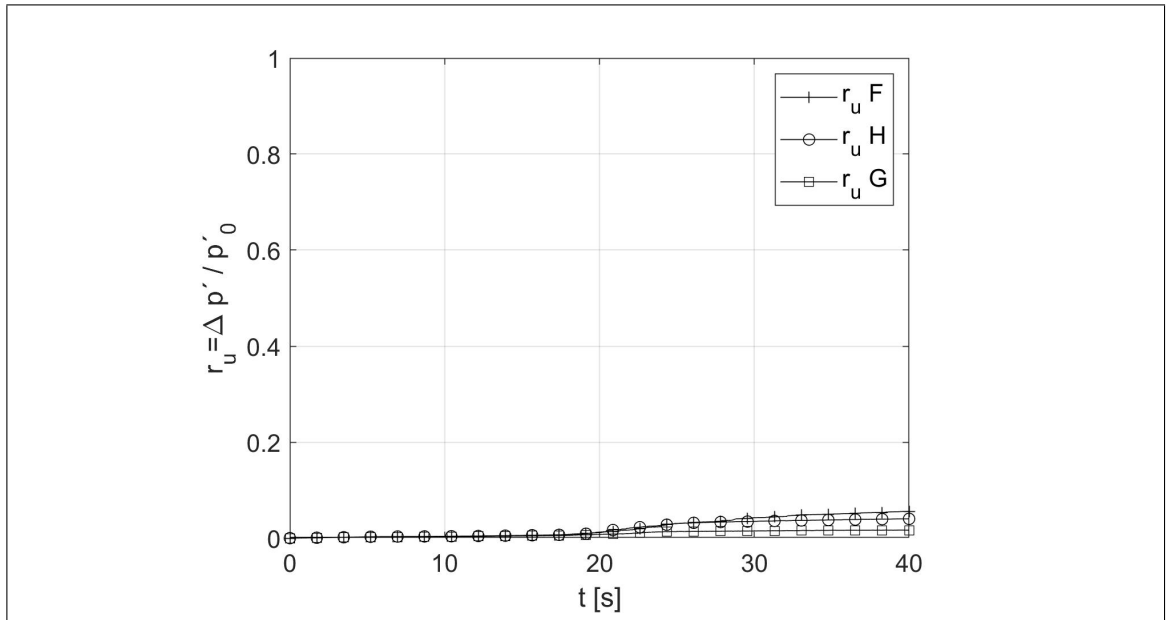


Figura 3.26. Wall material pore pressure response (Talca-Curicó Earthquake).

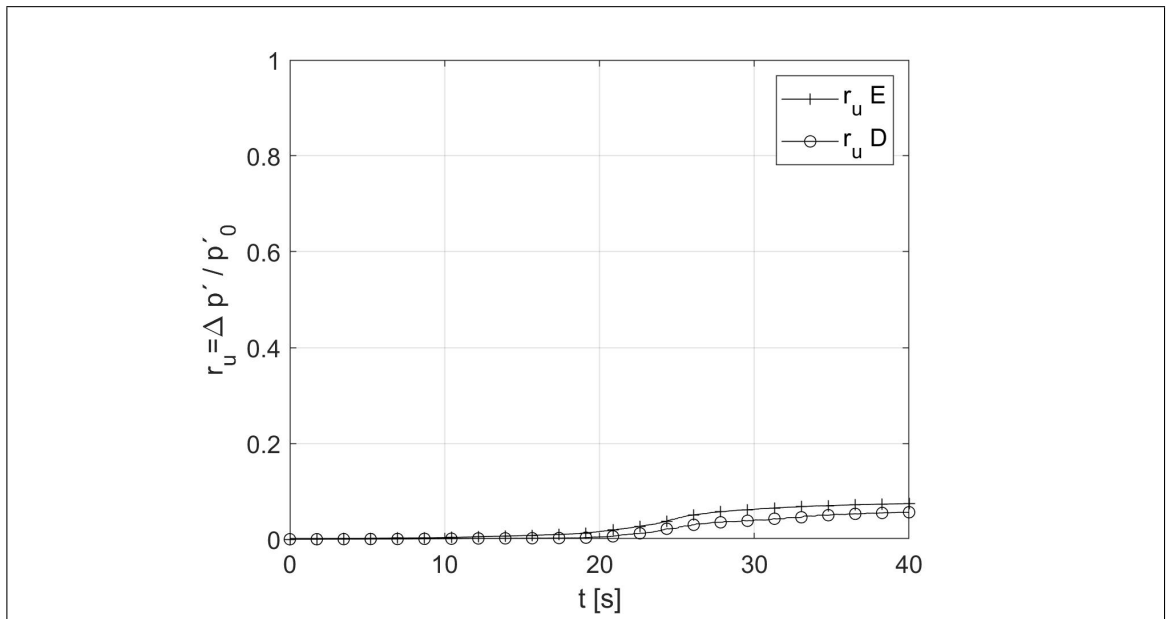


Figura 3.27. Slime pore pressure response (Talca-Curicó Earthquake).

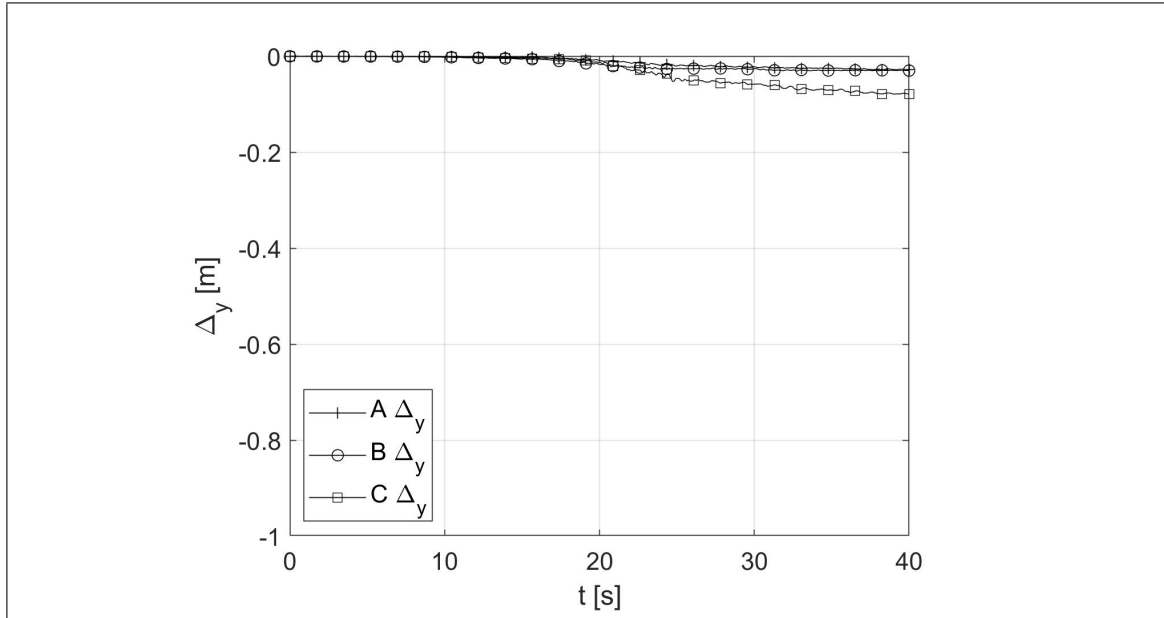


Figura 3.28. Wall ΔY displacements (Talca-Curicó Earthquake).

3.9.2. Maule 2010 Earthquake

Significant results from the model response to the Maule 2010 earthquake are shown in Figs. 3.29 to 3.31.

Fig. 3.29 shows full liquefaction of the wall base material. The stability of the dam is compromised for this seismic input, with the most significant deformations being observed at the main wall (Fig. 3.31, Fig. 3.32), considering only the first 30 [s] of the event. This result is consistent with the observations at the site, where, as discussed in previous sections, flow failure seems to have been initiated by the collapse of the main downstream wall.

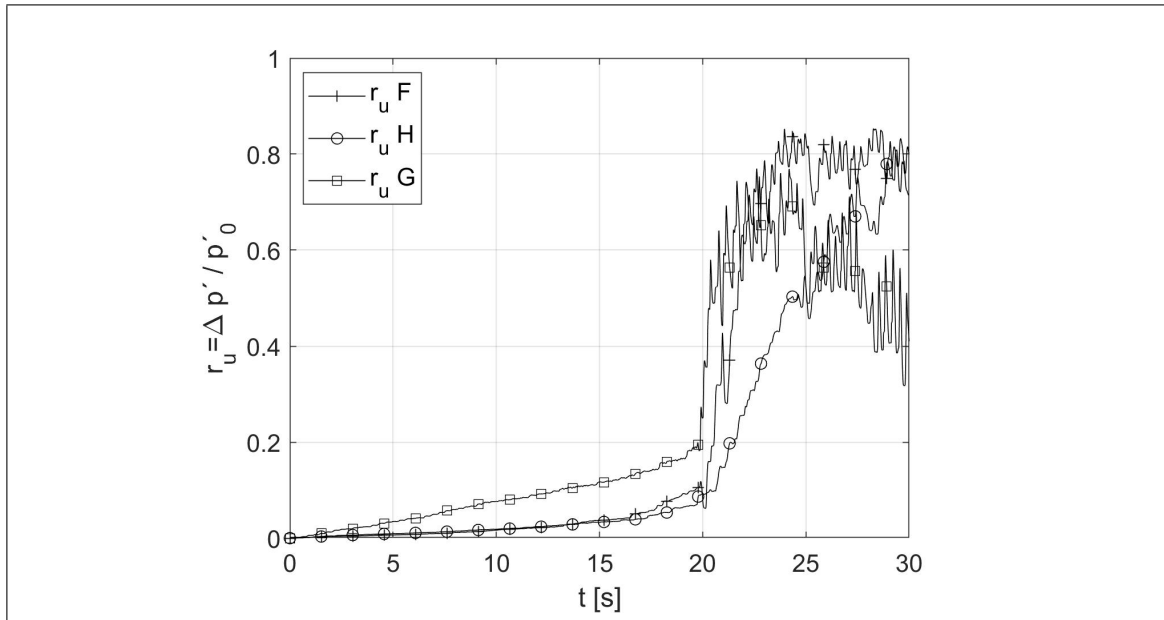


Figura 3.29. Wall material pore pressure response (Maule Earthquake).

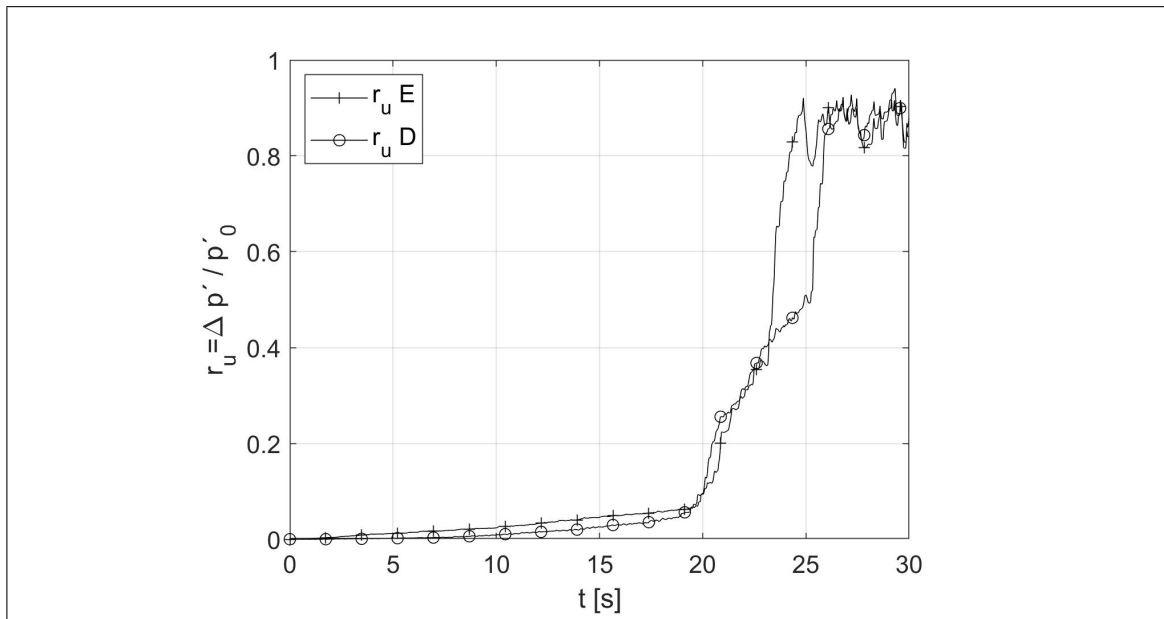


Figura 3.30. Slime pore pressure response (Maule Earthquake).

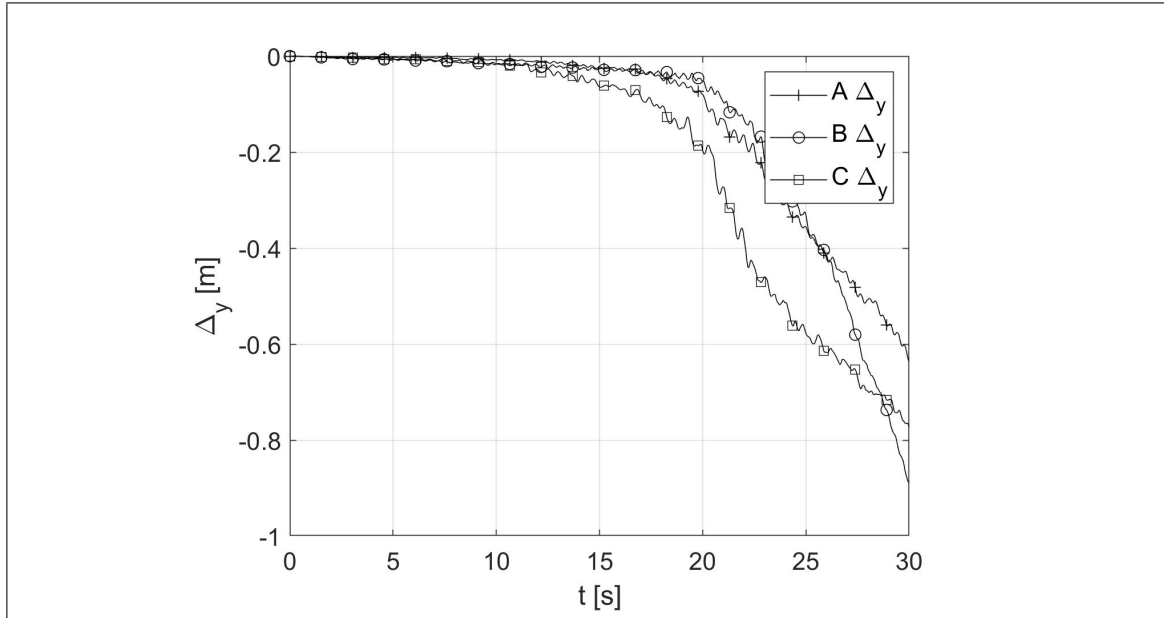


Figura 3.31. Wall ΔY displacements (Maule Earthquake).

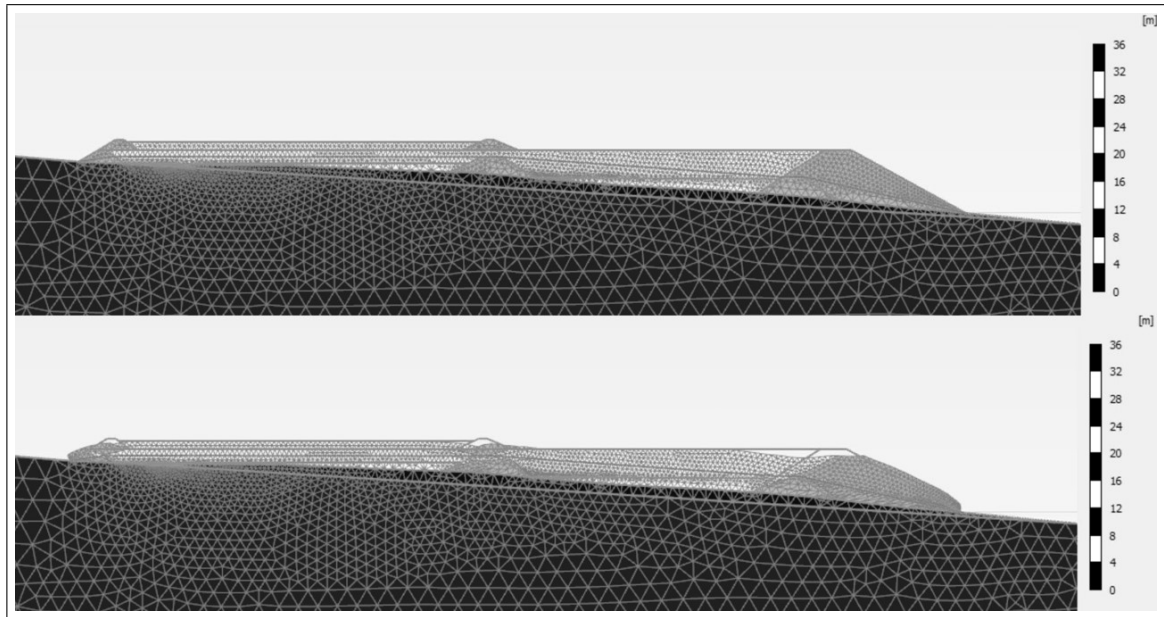


Figura 3.32. Undeformed and deformed mesh for the Maule 2010 earthquake at $t = 30$ s (deformations scaled by a 2.5 factor).

3.10. Wall response reevaluation

To evaluate the effect of the constituent materials of the walls, the response of the tailings dam to the 2010 earthquake was re-evaluated, replacing the main wall by one with better properties. A clean sand with a relative density of 80% and a representative corrected SPT value $(N_1)_{60}$ of 28 blows/ft was selected. The parameters for the calibration of the UBC-3DPLM model were estimated using correlations based on the $(N_1)_{60}$ value [1][17][11]. Figure 3.33 shows the response of the wall.

Even though the main wall, with the “improved” sand still reaches a high value of pore pressure build-up, r_u of 0.8 (Fig. 3.33), the results of the simulation (Fig. 3.34) show that the selection of a competent material for the main wall could have prevented the collapse, given that the estimated displacements on the top of the wall seem to stabilize by the end of the earthquake simulation, and are still below the minimum freeboard required by the Chilean seismic code.

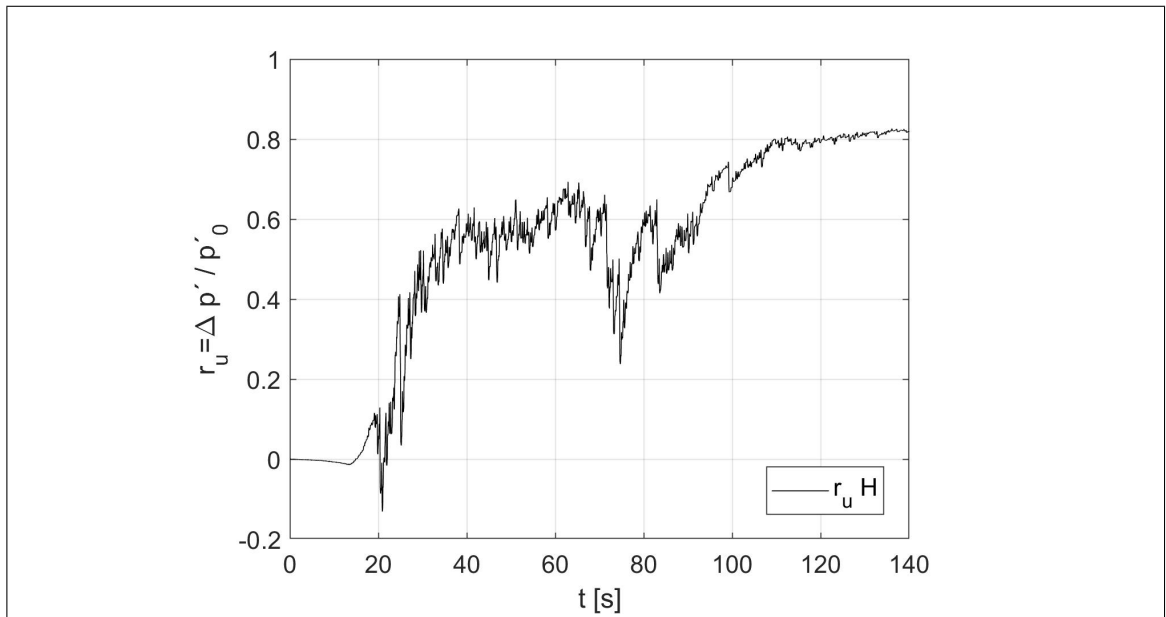


Figura 3.33. Wall pore pressure response (Wall reevaluation).

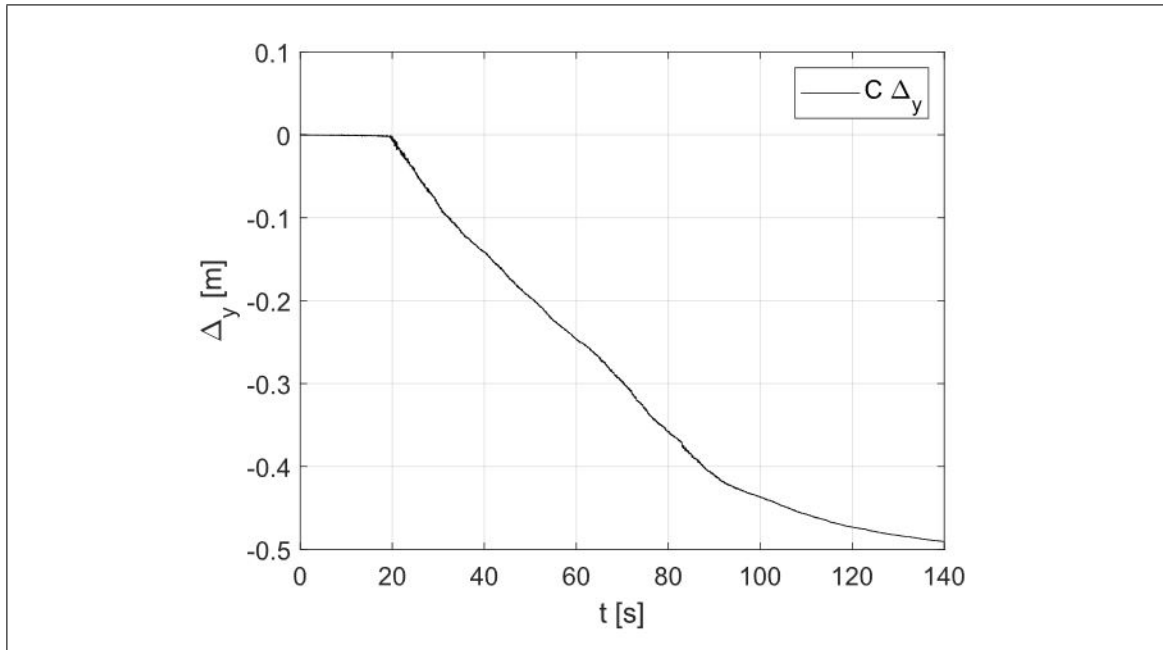


Figura 3.34. Main wall ΔY displacements (Wall reevaluation).

3.11. Conclusions

The main conclusions of this study are:

- The laboratory results show that the wall material of the dam had poor geotechnical properties, especially regarding its response to a seismic demand, given the low resistance to liquefaction. This conclusion is supported by the results of the field investigations, with the material presenting low SPT and CPT values, being classified as liquefiable soils.
- The numerical model was able to simulate the behavior of the dam up to collapse initiation. Also, it is interesting to note that, consistent with what was observed, the analyses show that the dam was able to withstand a moderate magnitude earthquake (like the Curicó earthquake). For the case of the 2010 Maule earthquake, it is observed that the deformations are prematurely concentrated in the main wall, which eventually caused the collapse of the structure.

- The dynamic simulation of the 2010 event, replacing the wall material with a sand of good geotechnical characteristics shows a better response of the dam, with no collapse predicted as consequence of liquefaction of the main wall base.

3.12. References

- [1] Beaty M, Byrne P. (1998). An effective stress model for predicting liquefaction behavior of sand.
- [2] Boroschek R.L., Contreras V., Kwak D.Y., Stewart J.P. (2012). Strong ground motion attributes of the 2010 Mw 8.8 Maule, Chile, earthquake, Earthq. Spectra, 28(S1): S19-S38.
- [3] Boroschek, R. L. , Yanez, F. , Bejarano, I. , Molnar, S. , and Torres, A. , (2012). Summary of the Geotechnical Characterization University of Chile Strong Motion Accelerograph Stations, University of Chile.
- [4] Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures. Report No. UCD/CGM-14/01, University of California at Davis, College of Engineering, Department of Civil & Environmental Engineering, Center for Geotechnical Modeling, Davis, CA. nees.ucdavis.edu/publications/Boulanger_Idriss_CPT_and_SPT_Liq_triggering_CGM-14-01_2014.pdf
- [5] Bray, J., Moss, R., et al. (2010). Geo-Engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake. Geo-Engineering Extreme Events Reconnaissance (GEER) Association, Report No. GEER-022. May 25, 2010.
- [6] Bray, Jonathan & Sancio, Rodolfo. (2006). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - J GEOTECH GEOENVIRON ENG. 132. 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:9(1165).
- [7] CENMA. (2017). Estudio de Riesgo Ambiental Tranque de Relaves Las Palmas, Comuna de Penciahue, Región del Maule. [8] CLiq. (2008). Geologismiki: Geotechnical liquefaction software at <http://www.geologismiki.gr/>

- [9] DICTUC (2012). Estudio del colapso del tranque de relaves de la mina Las Palmas,” Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Pontificia Universidad Católica de Chile (in Spanish).
- [10] Gebhart T. (2016). Post-Liquefaction residual strength assessment of the Las Palmas, Chile tailings dam failure. Thesis presented to the Faculty of California Polytechnic State University.
- [11] Mayne, P.W. Keynote: Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. In In-Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories. Indonesia, 24-27.
- [12] Ministerio de Minería (2007). Decreto Supremo N 248. https://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2018/01/DS248_Reglamento_DepositosRelave.pdf
- [13] Moss R., Gebhart T., Frost D., Ledezma C. (2019). Flow-Failure Case History of the Las Palmas, Chile, Tailings Dam. PEER Report No. 2019/01.
- [14] Petalas A, Galavi V. (2013). Plaxis liquefaction model UBC3D-PLM. Available in the Plaxis Knowledge base website.
- [15] P. K. Robertson (2016) Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. Can. Geotech. J. 53: 1910–1927. [dx.doi.org/10.1139/cgj-2016-0044](https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044)
- [16] Schanz, T., Vermeer, P. & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. En Beyond 2000 in computational geotechnics. Balkema, Rotterdam.
- [17] Souliotis, C., Gerolymos, N. (2016). Seismic Analysis of quay wall in liquefiable soil with the ubc3d-plm model: Calibration methodology and validation. In 1th International Conference on Natural Hazards & Infrastructure.
- [18] Valenzuela L. (2016). Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. Obras y Proyectos 19, 6-22.
- [19] Villavicencio G., Espinace R., Palma J., Fourie A., Valenzuela P. (2014). Failure of sand tailings dams in a highly seismic country. Canadian Geotechnical Journal, 51(4):

449-464, <https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0142>.

4. CONCLUSIONES

Se desarrollan en esta sección algunas de las conclusiones principales del artículo, y se suman algunas más que fueron omitidas del artículo por temas de extensión:

- Los resultados de laboratorio muestran que el material del muro principal del tranque no tenía características de rigidez ni resistencia apropiadas, especialmente en cuanto a su respuesta frente a carga sísmica. Esta conclusión está respaldada por los resultados de las investigaciones de campo, con el material del muro presentando valores bajos de SPT ($(N_1)_{60} \leq 20$ para todos los perfiles evaluados) y CPT ($q_{c1} \leq 10 \text{ MPa}$ en la mayor parte de las mediciones en profundidad), y bajos factores de seguridad frente a la licuación ($FS \leq 0,5$ en el mayor volumen de los estratos analizados)
- El modelo numérico fue capaz de simular el comportamiento de la presa hasta el inicio del colapso. Asimismo, es interesante notar que, en consonancia con lo observado, los análisis muestran que la presa fue capaz de soportar un terremoto de magnitud moderada (como el de Curicó). Para el caso del terremoto del Maule de 2010, se observa que las deformaciones se concentran prematuramente aguas abajo del muro principal, lo que eventualmente provocó el colapso de la estructura en el modelo.
- La secuencia de construcción más probable de la presa apoya la idea de la existencia de un plano de debilidad en la base del muro en la Etapa 4 (DICTUC, 2012). Esta suposición está respaldada por los resultados de las investigaciones de campo, con los registros de sondajes mostrando un cambio definido en el material, a una profundidad consistente con lo que se esperaba que fuera la altura del muro en la Etapa 4.
- El resultado del análisis dinámico muestra que el plano de debilidad no provocó el colapso de la presa. El colapso probablemente fue causado por la falla del muro principal aguas abajo, dadas las malas características geotécnicas del material constituyente.

- La simulación dinámica del evento de 2010, reemplazando el material del muro con arena de características geotécnicas apropiadas, muestra una mejor respuesta, sin que se desarrollen deformaciones suficientemente significativas como para suponer un colapso del tranque.
- Las deformaciones totales finales causadas por el terremoto de Maule 2010 no se pueden simular adecuadamente con softwares de elementos finitos, como PLAXIS 2D[®] y otros, dadas las dificultades para modelar problemas con altos niveles de deformación y donde, además, se generan discontinuidades por la formación de "bloques" de material. Por lo tanto, los resultados del modelo son confiables solo hasta el punto en que el método puede actualizar la geometría evolutiva de la presa. Otros métodos numéricos del tipo *meshfree* como el Material Point Method presentan capacidades mas apropiadas para la evaluación de problemas con grandes deformaciones, como lo es éste caso.

Se deben mencionar las siguientes limitaciones al estudio efectuado:

- Es claro que no se cuenta con toda la información histórica del tranque, la que permitiría un mejor desarrollo de la geometría y secuencia constructiva de la obra. De esta manera, se han adoptado las conclusiones y suposiciones de estudios anteriores (DICTUC, 2012; Gebhart, 2016) como la mejor aproximación disponible para la evaluación del caso.
- Siguiendo en la misma línea, la información geotécnica disponible es limitada. Se ha hecho uso de la información obtenida en exploraciones pasadas (Bray, 2010 ; DICTUC, 2012; Moss, 2019), así como un número limitado de ensayos de laboratorio en las muestras restantes de las mismas campañas. Esto obliga a asumir en la modelación una condición homogénea de los materiales de muro y de relave en la extensión del modelo, condición que podría no ser tal, especialmente en las zonas de mayor profundidad del muro principal, punto en donde se concluye que las malas propiedades de la arena pueden haber causado el colapso.

- Se ha utilizado un modelo en dos dimensiones para evaluar un problema que en realidad es tridimensional. De esta manera, existen posibles efectos espaciales que el modelo no es capaz de capturar, que podrían ser de importancia.
- Las deformaciones totales finales causadas por el terremoto de Maule 2010 no se pueden simular adecuadamente con softwares de elementos finitos, como PLAXIS 2D[®] y otros, ya que no pueden simular un evento de falla de flujo. Por lo tanto, los resultados del modelo son confiables solo hasta el punto en que el método puede actualizar la geometría evolutiva de la presa.

Finalmente, se pueden mencionar las siguientes ideas para futuros trabajos de investigación:

- Una campaña geotécnica que permita la recuperación de muestras inalteradas de la arena del muro (arena limosa con bajo número de golpes de SPT puede ser candidata para recuperar mediante tubo Shelby) y del material de relave permitiría una mejor caracterización de estos a distintas profundidades y sectores del tranque. Los modelos desarrollados en base a esta nueva información podrían llevar a conclusiones distintas o complementarias a la de este estudio.
- La elaboración de modelos tridimensionales de este caso de estudio podría capturar efectos que no han sido observados en los análisis reflejados en este documento. Se ha observado que la condición de saturación en la base de los muros del tranque es clave en el colapso de éste, por lo que una mejor definición de las zonas saturadas en un modelo tridimensional podría entregar resultados más acotados en cuanto a las zonas de falla del muro.
- La información del colapso del tranque en cuanto a su desplazamiento y geometría final presentan una oportunidad interesante para la calibración y pruebas de metodologías que permitan la evaluación de la distancia peligrosa. Métodos numéricos como el Material Point Method podrían ser aplicados en casos de estudio como este para evaluar su aplicabilidad como predictores del impacto de eventuales colapsos de tranques de relaves.

REFERENCIAS

- ASTM. (2004). D 4767-04: Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. *ASTM Int., West Conshohocken, Pa.*
- ASTM. (2013). D 5311-13: Standard test method for load controlled cyclic triaxial strength of soil. *ASTM Int., West Conshohocken, Pa.*
- Barrueto, C. (2017). *Demanda sísmica sobre pilotes en sitios propensos a lateral spreading inducido por licuación* (Tesis de magíster, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile).
- Beaty, M. & Byrne, P. (1998). An effective stress model for predicting liquefaction behavior of sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III ASCE Geotechnical Special Publication No 75, 1*, (p. 766-777).
- Beaty, M. & Byrne, P. (2011). Ubc sand constitutive model. *Itasca UDM website 904aR*.
- Boroschek R.L., Contreras V., Kwak D.Y., Stewart J.P. (2012). Strong ground motion attributes of the 2010 Mw 8.8 Maule, Chile, earthquake. *Earthq. Spectra*, 28(S1):S19-S38.
- Boulanger, R. & Idriss, I. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. *Report No. UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modelling, Department of Civil and Environmental Engineering, UC Davis, CA, USA.*
- Bray, J. & Sancio, R. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132 (p. 1165-1177).
- Bray, J., Moss, R., Frost, D., et al. (2010). Geo-Engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake. *Geo-Engineering Extreme Events Reconnaissance (GEER) Association, Report No. GEER-022. May 25, 2010.*
- CLiq. (2008). Geologismiki: Geotechnical liquefaction software. En <http://www.geologismiki.gr/>.
- DICTUC (2012). Estudio del colapso del tranque de relaves de la mina Las Palmas, *Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Pontificia Universidad Católica de Chile.*

- Duncan, J. & Chang, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div.*, 96 (p.1629-1653).
- Förstner, U. (1999). Introduction. En Azcue, J.M. (Ed.), *Environmental Impacts of Mining Activities: Emphasis on Mitigation and Remedial Measures*. Springer, Heidelberg (p. 1–3).
- Fyfe, W. (1981). The environmental crisis: quantifying geosphere interactions. *Science* 213 (p. 105).
- Gebhart T. (2016). Post-Liquefaction residual strength assessment of the Las Palmas, Chile tailings dam failure. *Thesis presented to the Faculty of California Polytechnic State University*.
- Idriss, I. & Boulanger, R. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. *Monograph MNO-12, Earth-quake Eng. Research Institute. Oakland: CA*.
- Ishihara, K. (1996). Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. *Oxford, Clarendon Press*.
- Jefferies, M. (2006). Soil liquefaction: A critical state approach, *Taylor and Francis*.
- Jinung, D., Seoung-Beom, H., Yeo-Won, Y. & Chang, I. (2016). Evaluating the Liquefaction Potential of Gravel Soils with Static Experiments and Steady State Approaches. *KSCE Journal of Civil Engineering* (2017) 00(0) (p.642-651).
- Kayen, R., Moss, R., Thompson, E., Seed, R., Cetin, K., Kiureghian, A., Tanaka, Y. & Tokimatsu, K. (2013), Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 139 (3) (p. 407-419).
- Kondner, R. (1963). A hiperbolic stress strain formulation for sands. *Pan. Am. ICOSFE Brazil, 1* (p. 289-324).
- Kramer, S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. *Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall*.
- Martin, J.E., Garcia-Tenorio, R., Ontalba-Salamanca, M.Á., Respaldiza, M.Á. & Da Silva, M.F. (2000). TTPIXE analysis of Guadiamar river sediments collected before the environmental disaster of 1998. *Nucl. Instrum. Meth. B* 161 (p. 825–829).
- Mayne, P.W. Keynote: Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests.

- In In-Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories. Indonesia* (p. 24-27).
- Ministerio de Minería (2007). Decreto Supremo N° 248. En <https://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2018/01/DS248> *Reglamento Depositos Relave.pdf*
- Moss R., Gebhart T., Frost D., Ledezma C. (2019). Flow-Failure Case History of the Las Palmas, Chile, Tailings Dam. *PEER Report No. 2019/01*.
- Müller, J. (2010). Numerical analysis of historic gold production cycles and implications for future sub-cycles. *Open Geol. J.* 4 (p. 29–34).
- Olson, S. (2001). Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance, *Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois*.
- Plaxis. *PLAXIS 2D*® [Software].
- PLAXIS CONNECT Edition V20. *Material Models Manual*.
- Petalas, A. & Galavi, V. (2013). Plaxis liquefaction model UBC3D-PLM. *Plaxis knowledge base*.
- Puebla, H., Byrne, M. & Phillips, P. (1997). Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models, *Can. Geotech. J.*, 34 (p. 641-657).
- Robertson, P. (2010). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 136, iss. 6 (p. 842 – 853).
- Robertson, P.K. (2016) Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. *Can. Geotech. J.* 53: 1910–1927. [dx.doi.org/10.1139/cgj-2016-0044](https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044)
- Rowe, P. W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. En *Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 269(1339) (p. 500-527).
- Seed, H. & Idriss I. (1971). A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. En *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, 97, 9 (p. 1249-1274).

- SERNAGEOMIN (2015). Chile produce 1.400.000 toneladas diarias de relaves. Recuperado de <http://sitiohistorico.sernageomin.cl/detalle-noticia.php?iIdNoticia=240>.
- SERNAGEOMIN (2019). Catastro de Depósitos de Relaves en Chile. Recuperado de <https://www.sernageomin.cl/datos-publicos-deposito-de-relaves/>.
- SERNAGEOMIN (2020). Preguntas Frecuentes sobre Relaves. En <https://www.sernageomin.cl/preguntas-frecuentes-sobre-relaves/>.
- Schanz, T., Vermeer, P. & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. En *Beyond 2000 in computational geotechnics*. Balkema, Rotterdam.
- Singh S. (1994). Liquefaction characteristics of Silt. *Geotech Geol Eng* 14(1) (p.105–116).
- Souliotis, C., Gerolymos, N. (2016). Seismic Analysis of quay wall in liquefiable soil with the ubc3d-plm model: Calibration methodology and validation. En *1th International Conference on Natural Hazards & Infrastructure*.
- Tsegaye, A. (2010). Plaxis liquefaction model, report no. 1. *Plaxis knowledge base*.
- United States Geological Survey. Offshore Maule, Chile earthquake details. En <https://web.archive.org/web/20100301114502/http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan/#details>
- Valenzuela, L. (2016). Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. En *Obras y Proyectos* 19 (p. 6-22).
- Verdugo, R. (2011). Seismic stability analysis of large tailings dams. *Proceedings 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago* (p. 359-383).
- Villavicencio G., Espinace R., Palma J., Fourie A., Valenzuela P. (2014). Failure of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(4): 449-464, <https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0142>.
- Wang, W.A. (1979). Some findings on soil liquefaction, *Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China*.
- Youd, T.L. (1991). Mapping of earthquake-induced liquefaction for seismic zonation”.

Proceedings, 4th International Conference on Seismic Zonation, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford University, Vol 1, (p.111-147).

ANEXO

A. RESULTADOS DE ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS CIU

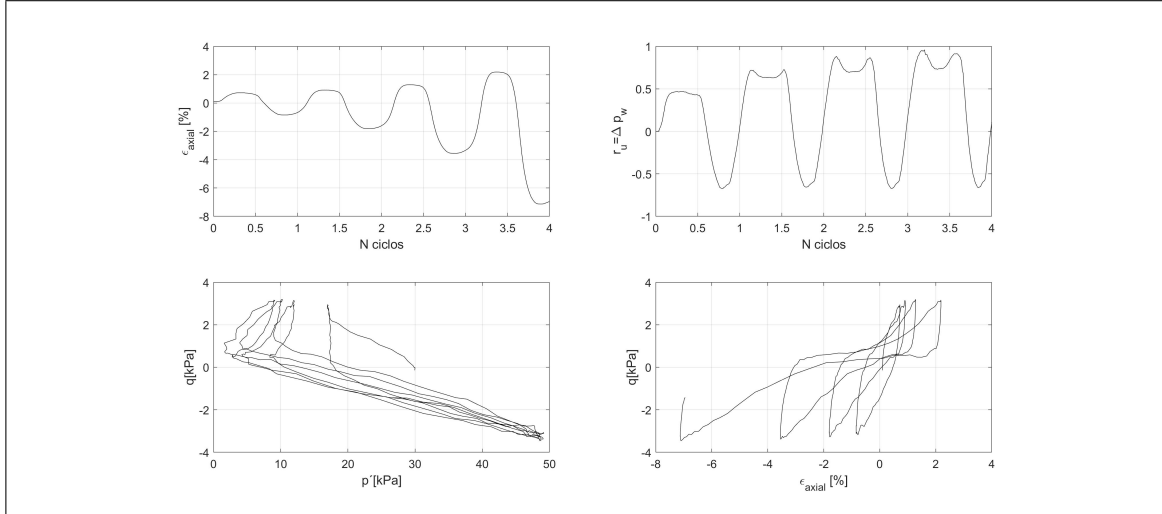


Figura A.1. Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.5.

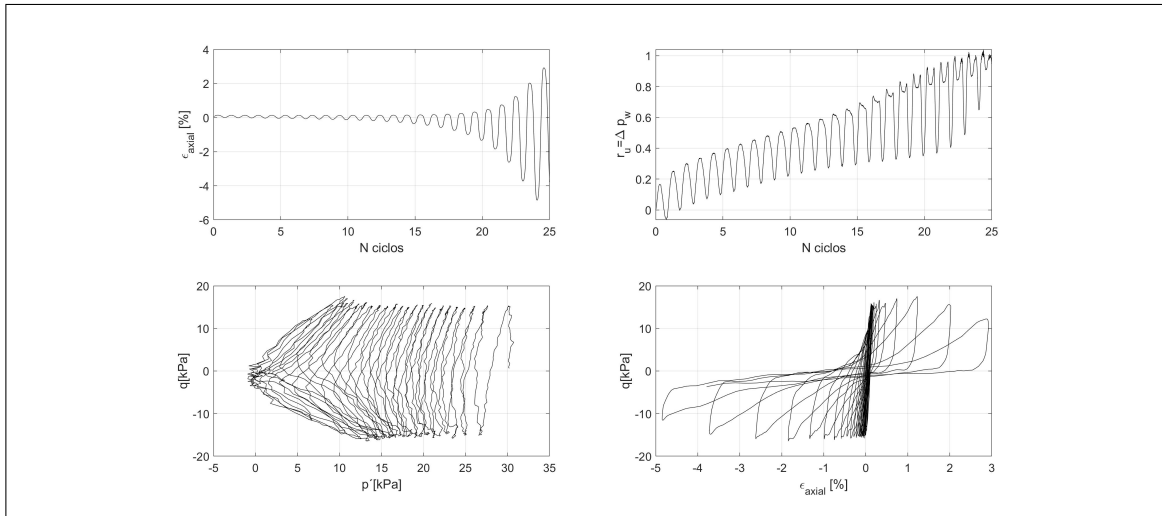


Figura A.2. Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.25.

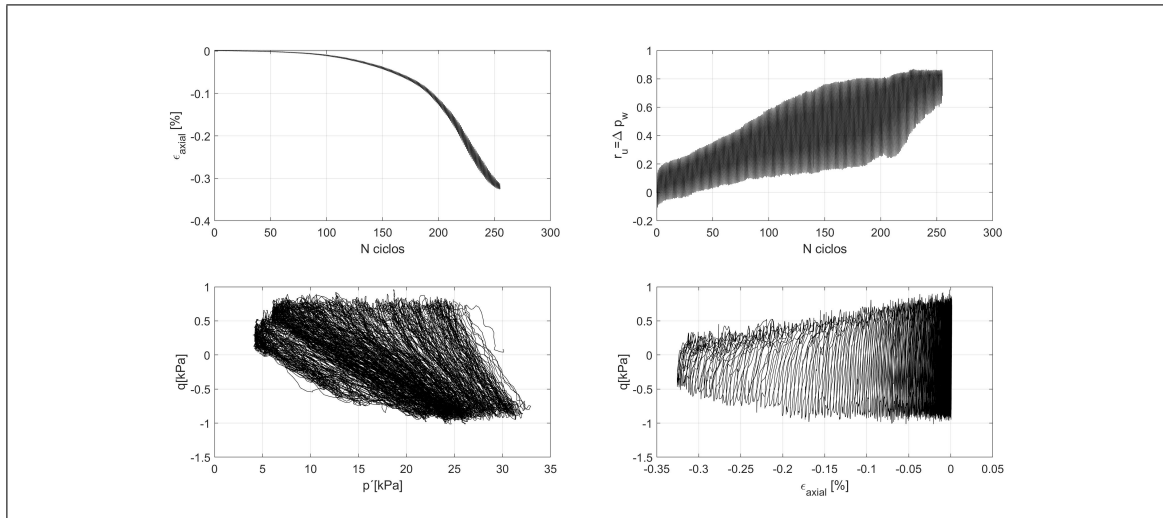


Figura A.3. Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.125.

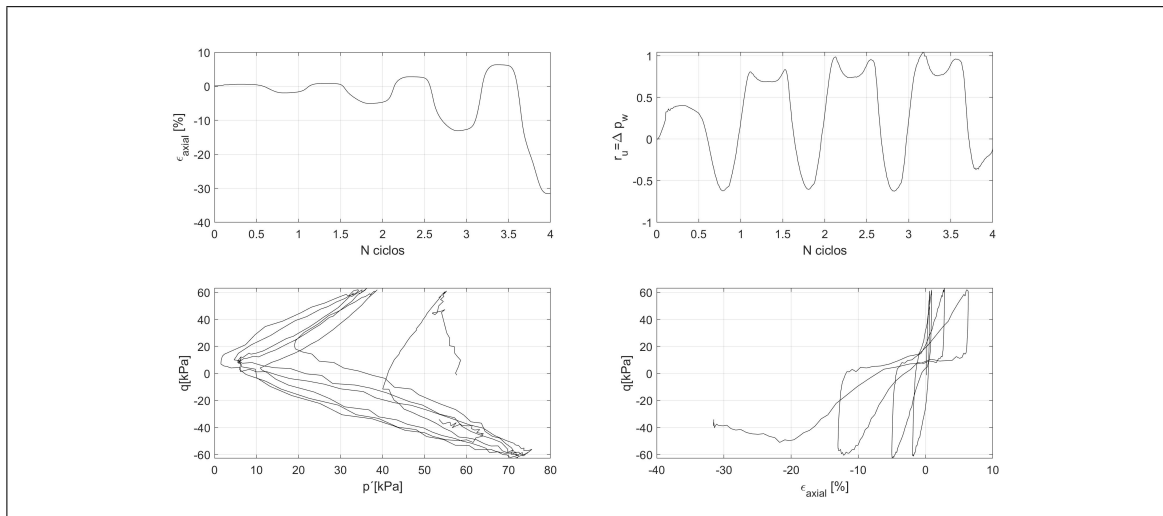


Figura A.4. Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 60 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.5.

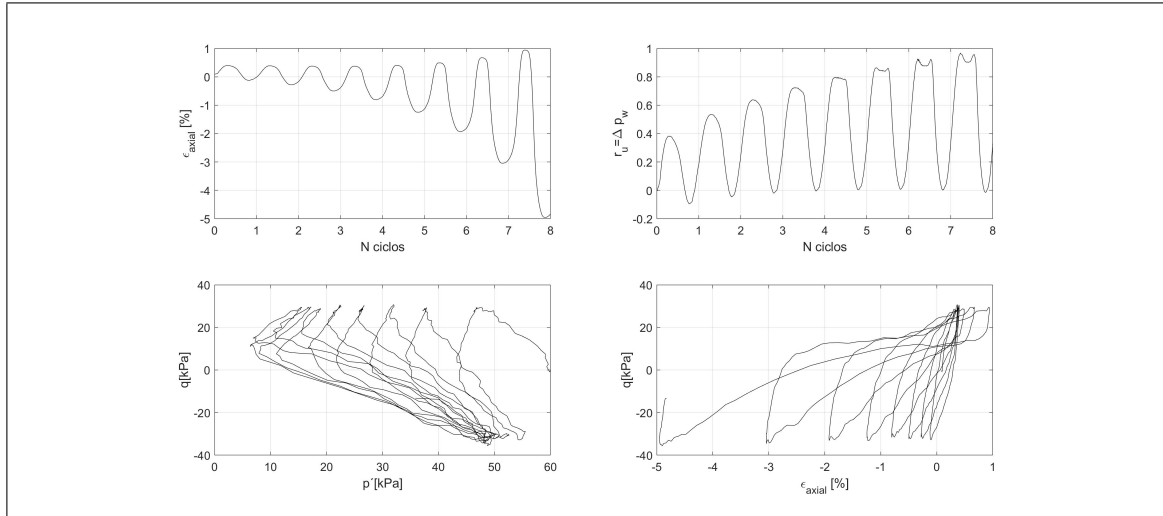


Figura A.5. Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 60 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.25.

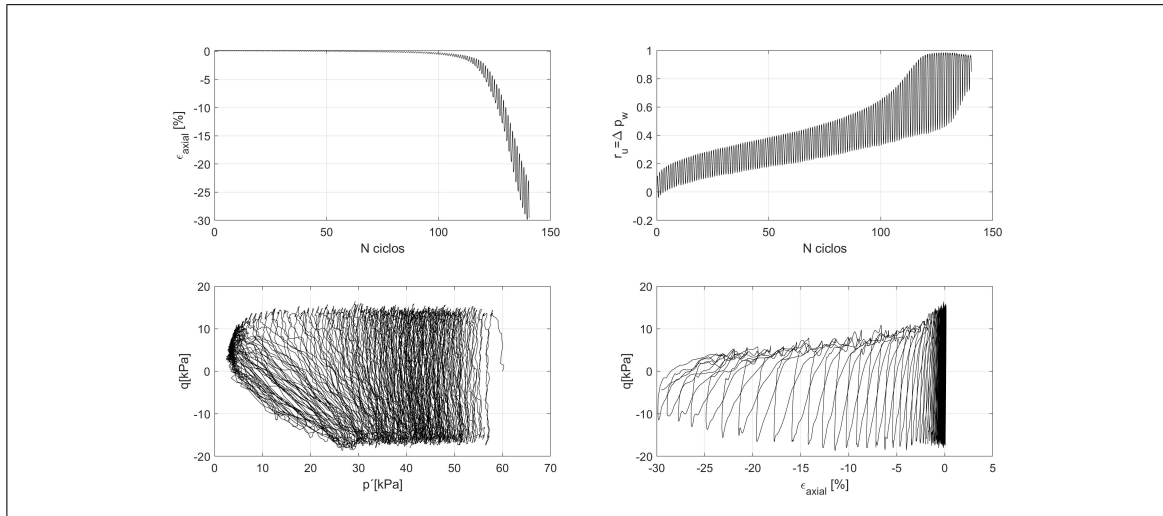


Figura A.6. Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre arena de muro a 60 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.125.

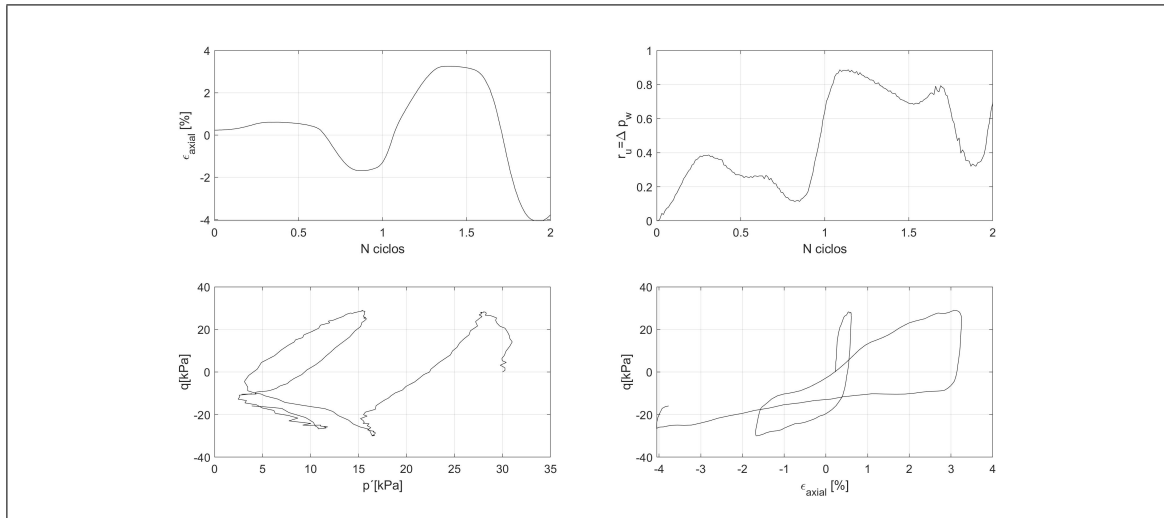


Figura A.7. Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre lama a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.5.

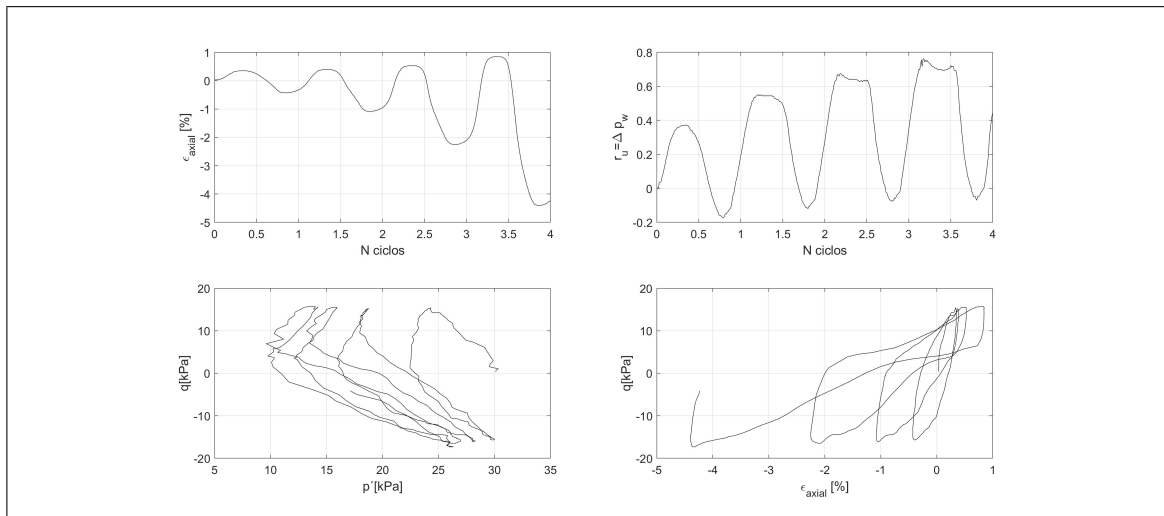


Figura A.8. Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre lama a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.25.

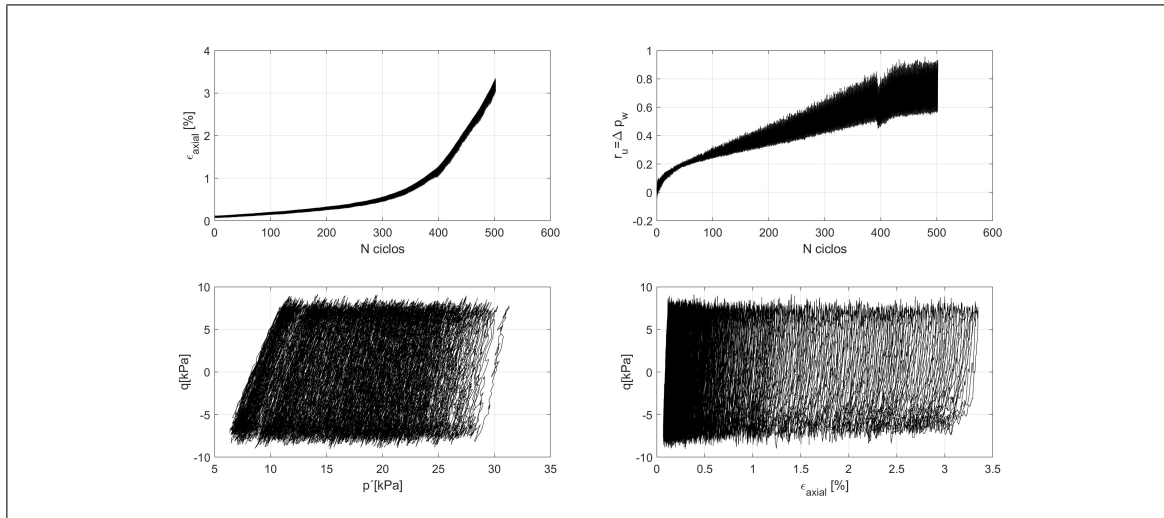


Figura A.9. Resultados ensayo triaxial ciclico CIU sobre lama a 30 kPa de confinamiento sometido a un CSR de 0.125.

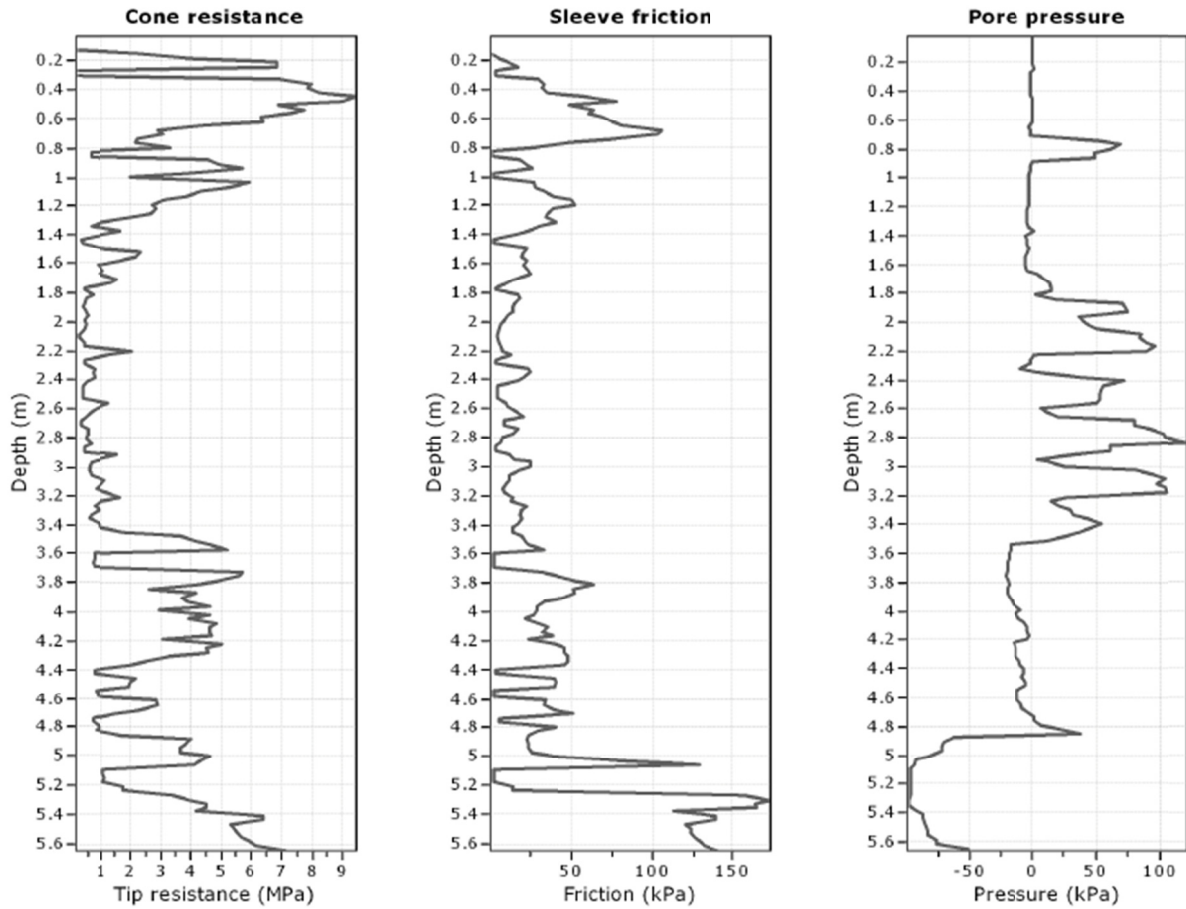
B. DATOS CPT-U

LMMG GEOTECNIA LTDA
WWW.LMMG.CL
CONTACTO@LMMG.CL

Project:
Location:

CPT: CPT-01

Total depth: 5.65 m, Date: 27-06-2017
Surface Elevation: 0.00 m
Coords: X:0.00, Y:0.00
Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown



CPT1 cone tip, sleeve, and pore pressure measurements. Location S35.184242 W71.759540; elevation ~155 m.

LMMG GEOTECNIA LTDA
WWW.LMMG.CL
CONTACTO@LMMG.CL

CPT: CPT-02

Total depth: 5.70 m, Date: 27-06-2017

Surface Elevation: 0.00 m

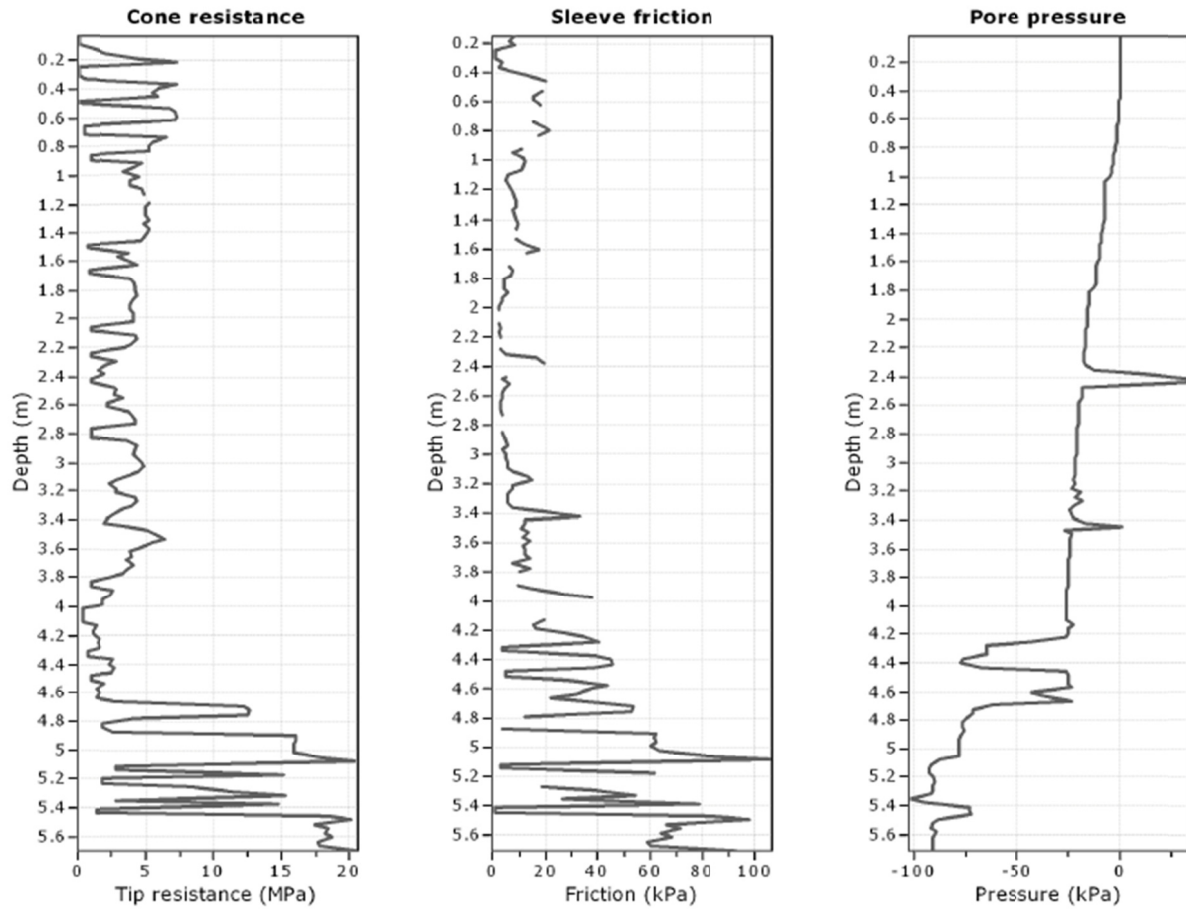
Coords: X:0.00, Y:0.00

Cone Type: Unknown

Cone Operator: Unknown

Project:

Location:



CPT2 cone tip, sleeve, and pore pressure measurements. Location S35.184297 W71.760284; elevation ~155 m.

LMMG GEOTECNIA LTDA
WWW.LMMG.CL
CONTACTO@LMMG.CL

CPT: CPT-03

Total depth: 16.25 m, Date: 27-06-2017

Surface Elevation: 0.00 m

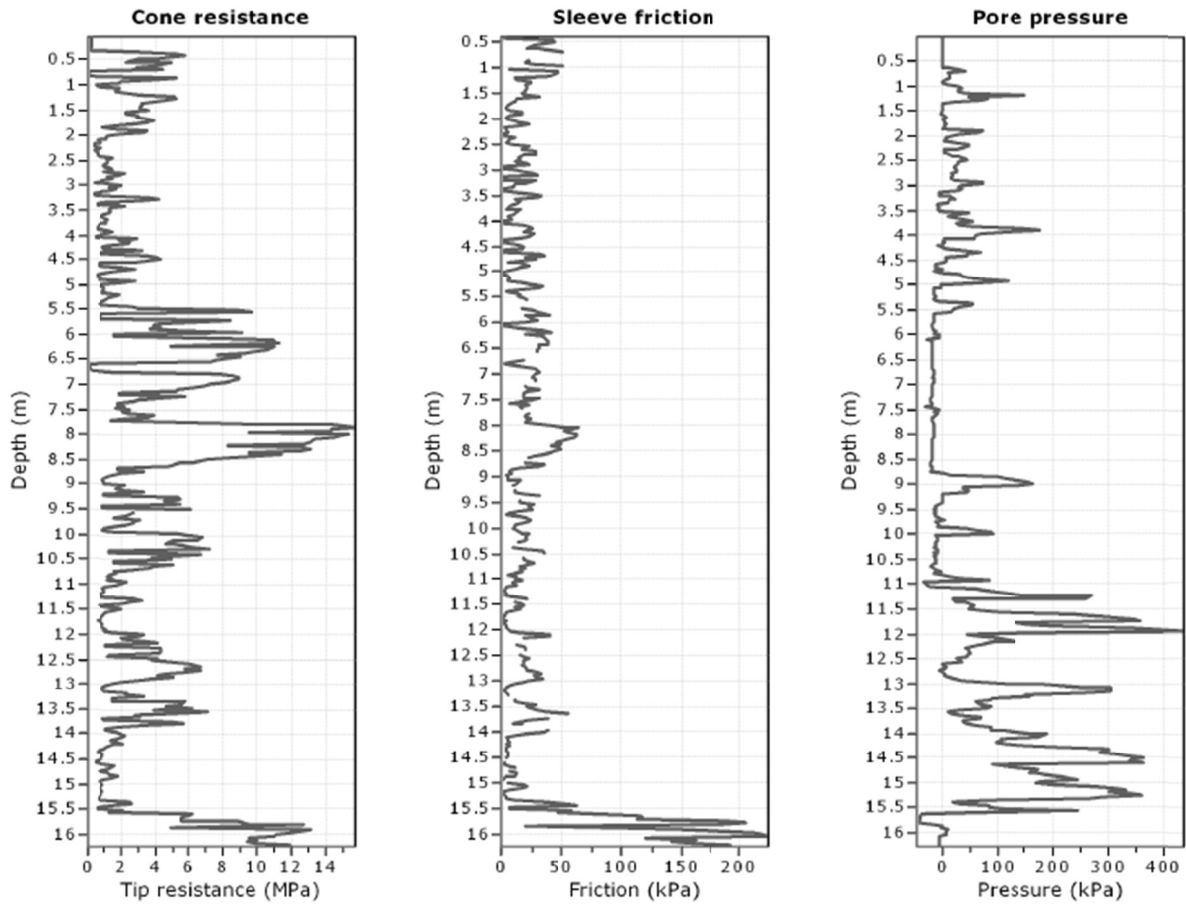
Coords: X:0.00, Y:0.00

Cone Type: Unknown

Cone Operator: Unknown

Project:

Location:



CPT3 cone tip, sleeve, and pore pressure measurements. Location S35.184350 W71.761197; elevation ~153 m.