

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERÍA

LATERAL-SPREADING INDUCIDO POR LICUACIÓN DE SUELOS DURANTE EL TERREMOTO DEL MAULE DE 2010 EN MUELLES DE CORONEL

GABRIEL ANTONIO DE LA MAZA MUÑOZ

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

Profesor Supervisor: ESTEBAN PATRICIO SÁEZ ROBERT

Santiago de Chile, Enero 2015

C MMXV, Gabriel Antonio de la Maza Muñoz



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERÍA

LATERAL-SPREADING INDUCIDO POR LICUACIÓN DE SUELOS DURANTE EL TERREMOTO DEL MAULE DE 2010 EN MUELLES DE CORONEL

GABRIEL ANTONIO DE LA MAZA MUÑOZ

Miembros del Comité: ESTEBAN PATRICIO SÁEZ ROBERT CARLOS ENRIQUE OVALLE ORTEGA JAVIER ORLANDO UBILLA VILLAGRÁN JOSÉ MIGUEL CEMBRANO PERASSO

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

Santiago de Chile, Enero 2015

C MMXV, Gabriel Antonio de la Maza Muñoz

A mi padre, madre y hermano

AGRADECIMIENTOS

Agradezco profundamente a todos quienes hicieron posible esta investigación y me acompañaron en el proceso, que ha sido inmensamente importante para mi desarrollo personal y profesional. A Claudio Vega y Francisco Echeverría de Puerto Coronel, quienes generosamente abrieron sus puertas, nos acompañaron y pusieron a nuestra disposición toda la información de la que disponían para facilitar nuestro trabajo. A Christian Ledezma, Kyle Rollins y Nicole Williams por su trabajo y valiosos recursos que dedicaron como investigadores a este proyecto. A Carlos Ovalle por ayudarme constantemente a ejecutar, analizar y entender los distintos ensayos de laboratorio que realicé. A Guillermo Poblete por su apoyo, preocupación y gran ayuda en laboratorio. A Matías Cortés por ayuda en el trabajo de terreno. A Gonzalo Yáñez por su gran disposición para compartir sus ideas y conocimiento.

Agradezco de manera especial a mi profesor guía Esteban Sáez, por dirigir con inagotable energía esta investigación, transmitir gran motivación académica y siempre compartir sus conocimientos y logros.

Finalmente, agradezco a la Comisión Nacional de Investigación, Científica y Tecnológica por financiar esta investigación por medio del proyecto USA2012-0007. Este trabajo ha permitido generar nuevo conocimiento y plantear nuevas preguntas sobre fenómenos que afectaron tan dramáticamente a nuestro país durante el terremoto de Maule de 2010.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xiv
ABSTRACT	xvi
RESUMEN x	vii
1. Introducción	1
1.1. Objetivos de la investigación	3
1.2. Organización del texto	4
2. Marco Teórico, Metodologías y Resultados	6
2.1. Reconocimiento post-sísmico	6
2.2. Métodos geofísicos basados en ondas superficiales	10
2.3. Exploración geotécnica y sondajes	23
2.3.1. Calicatas y Densidad <i>In-Situ</i>	23
2.3.2. Sondajes, ensayos SPT y Medición de Energía	23
2.3.3. Sondajes SCPTU	26
2.4. Ensayos de laboratorio	32
2.4.1. Clasificación de Suelos USCS y propiedades básicas	32
2.4.2. Ensayos de Corte Directo	35
2.4.3. Ensayos Triaxiales Monótonos no drenados CIU	36
2.4.4. Ensayos de Licuación con equipo triaxial cíclico	39
2.4.5. Ensayos dinámicos con equipo triaxial cíclico y columna resonante	43
2.5. Modelo geotécnico sector Lo Rojas	46
2.6. Estimación de licuación y de lateral spreading utilizando resultados de la	
exploración <i>in-situ</i>	48

	2.6.1. Evaluación de la resistencia a la licuación	48
/	2.6.2. Predicción de desplazamiento por <i>lateral spreading</i>	49
2.7	. Modelo numérico y selección de parámetros	55
3. <i>L</i>	iquefaction-induced lateral spreading in Lo Rojas, Coronel. Field study and	
r	numerical modeling: Artículo científico presentado al Journal Earthquake	
2	Spectra	62
4. C	Conclusiones	81
4.1	. Perspectivas de trabajo futuro	83
Refer	rencias	85
ANE	XOS	89
A.	Exploración geofísica basada en médos de ondas superficiales	90
B.	Razónes espectrales H/V	136
C.	Sondajes	152
D.	Ensayos de Laboratorio	243
E.	Modelación Numérica	274
]	Formulación matemática y aproximación mediante elementos finitos	275
	Aproximación mediante elementos finitos	276
]	Hipótesis generales y características del modelo ECP	278

ÍNDICE DE FIGURAS

1.1	Ubicación de los muelles estudiados en la Bahía de Coronel	3
2.1	Registro de aceleraciones de la ciudad de Concepción durante el terremoto de Chile $M_W 8.8$ en 2010, RENADIC	7
2.2	Distribución de observaciones de <i>lateral spreading</i> en la región del Biobío de acuerdo a catastro del GEER Report	8
2.3	Línea de medición de lateral spreading	8
2.4	Desplazamiento horizontal acumulado de línea de medición	9
2.5	(a) Curva de dispersión; (b) Perfil de velocidades (Humire, 2013)	11
2.6	Distribución de sitios de caracterización geotécnica a través de métodos geofísicos basados en ondas superficiales	12
2.7	Registro de aceleraciones para ensayo activo, sitio GEOP 11	14
2.8	Esquema de arreglos realizados en sitio GEOP 11	15
2.9	Curvas de dispersión experimentales obtenidas del sitio GEOP 11, sector Lo Rojas	16
2.10	Resultados de inversión del sitio GEOP 11	17
2.11	Razón Espectral H/V del sitio GEOP 11	19
2.12	Mapa de valores <i>peak</i> HVSR	20
2.13	Estimación de la profundidad del estrato más rígido mediante resultados HVSR	21
2.14	Calicata realizada en Muelle Norte, Puerto Coronel	24
2.15	Ubicación de exploraciones geotécnicas	24

2.16	Mediciones de Energía	25
2.17	Esquema de cono de penetración (Adaptado de Robertson, 2010)	26
2.18	Camión adaptado para ensayos SCPTU	27
2.19	Ensayo SCPTU	28
2.20	Clasificación de suelos según índice SBT (Robertson, 2010)	29
2.21	Resultados de clasificación de suelos según índice I_C (SBT)	30
2.22	Ubicación de sondajes SCPTU	31
2.23	Curvas granulométricas promedio	33
2.24	Resultados ensayos de corte directo	35
2.25	Curvas de comportamiento de suelo. Ensayos triaxiales CIU	37
2.26	Envolvente de falla al corte	38
2.27	Estado Crítico y módulo de compresión virgen (λ)	38
2.28	Resultados Ensayo Triaxial CIU Cíclico para una confinamiento inicial de 100 kPa y un desviador cíclico de 36 kPa	41
2.29	Curvas de resistencia cíclica en compresión triaxial para arena de Coronel a 100 y 200 kPa de confinamiento inicial efectivo	42
2.30	Comparación de curvas de resistencia cíclica para arena de Coronel, arena de Toyoura (Toki et al., 1986) y arena de Sacramento (Garga y McKay, 1984)	42
2.31	Ciclos de histéresis para un ensayo triaxial cíclico drenado	43
2.32	Ensayo de resonancia para arenas de Coronel	44
2.33	Curvas de degradación de rigidez de arena superficial de Coronel, calicata M-1	45
2.34	Ubicación de la sección modelada	46

2.35	Perfil Geotécnico Sector Lo Rojas (grilla de cuadrados de lado 10 metros)	47
2.36	Factor de Seguridad ante la Licuación, Sondajes Terrestres Lo Rojas	48
2.37	Desplazamientos medidos versus estimados utilizando el modelo de Bartlett y Youd (1992)	50
2.38	Estimación de la zona de máxima liberación de energía: (a) <i>Slip</i> co-sísmico USGS teleseismic model (Moreno et al., 2010); (b) Modelo Slab 1.0 (Hayes et al., 2012)	52
2.39	Frecuencia acumulada por área de <i>slip</i>	53
2.40	Modelo de elementos finitos	56
2.41	Curvas de G/G_{max} y amortiguamiento versus deformación de corte \ldots	59
2.42	Ensayos de corte cíclico no drenados (20 ciclos)	59
2.43	Comparación de condiciones de borde: (a) Mapas de contorno de razón de presión de poros Ru; (b) desplazamiento horizontal acumulado	61
A.1	Ubicación del sitio GEOP 01	91
A.2	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 01	91
A.3	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 01	92
A.4	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 01	93
A.5	Ubicación del sitio GEOP 02	96
A.6	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 02	96
A.7	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 02	97
A.8	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 02	98
A.9	Ubicación del sitio GEOP 03	100

A.10	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 03	100
A.11	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 03	101
A.12	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 03	102
A.13	Ubicación del sitio GEOP 04	104
A.14	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 04	104
A.15	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 04	105
A.16	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 04	106
A.17	Ubicación del sitio GEOP 05	108
A.18	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 05	108
A.19	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 05	109
A.20	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 05	110
A.21	Ubicación del sitio GEOP 06	112
A.22	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 06	112
A.23	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 06	113
A.24	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 06	114
A.25	Ubicación del sitio GEOP 07	116
A.26	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 07	116
A.27	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 07	117
A.28	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 07	118
A.29	Ubicación del sitio GEOP 08	120
A.30	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 08	120

A.31	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 08	1
A.32	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 08	2
A.33	Ubicación del sitio GEOP 09	4
A.34	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 09	4
A.35	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 09	5
A.36	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 09	6
A.37	Ubicación del sitio GEOP 10	8
A.38	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 10	8
A.39	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 10	9
A.40	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 10	0
A.41	Ubicación del sitio GEOP 11	2
A.42	Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 11	2
A.43	Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 11	3
A.44	Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 11	4
B .1	Resultados HVSR puntos 1 a 6	0
B.2	Resultados HVSR puntos 1 a 6	1
B.3	Resultados HVSR puntos 13 a 18	2
B.4	Resultados HVSR puntos 19 a 24	3
B.5	Resultados HVSR puntos 25 a 30	4
B.6	Resultados HVSR puntos 31 a 36	5
B.7	Resultados HVSR puntos 37 a 42	6

B.8	Resultados HVSR puntos 43 a 48
B.9	Resultados HVSR puntos 49 a 54
B.10	Resultados HVSR puntos 55 a 60
B .11	Resultados HVSR puntos 61 a 66
B.12	Resultados HVSR puntos 67 a 72
D.1	Granulometría de materiales extraídos de calicatas M-1 y M-2
D.2	Granulometría de materiales M1 a M7 extraídos de sondaje BORE 12 249
D.3	Granulometría de materiales M8 a M15 extraídos de sondaje BORE 12 251
D.4	Granulometría de materiales M16 a M22 extraídos de sondaje BORE 12 253
D.5	Ensayos de Corte Directo de material extraído de la calicata M-1
D.6	Serie Primera de ensayos Triaxiales CIU de material extraído de la calicata M-1 y Sondaje BORE 12
D.7	Serie Segunda de ensayos Triaxiales CIU de material extraído del Sondaje BORE 12
D.8	Ensayo triaxial cíclico no drenado serie primera, probeta N°1, SR = 0.15 263
D.9	Ensayo triaxial cíclico no drenado serie primera, probeta N°2, SR = 0.18 264
D.10	Ensayo triaxial cíclico no drenado serie primera, probeta N°3, SR = 0.21 265
D.11	Ensayo triaxial cíclico no drenado serie primera, probeta N°4, SR = 0.25 266
D.12	Ensayo triaxial cíclico no drenado serie segunda, probeta N°1, SR = 0.13 \therefore 268
D.13	Ensayo triaxial cíclico no drenado serie segunda, probeta N°2, SR = 0.19 \therefore 269
D.14	Curvas de Licuación

D.16	Curvas de degradación de amortiguamiento
E.1	Representación del estado de tensiones para el mecanismo desviador k 281
E.2	Representación de Mohr's del estado de deformaciones en el plano $i - j$ del mecanismo k
E.3	Influencia del parámetro b en la forma de la superficie de falla
E.4	Representación gráfica de $\alpha(r_k)$ que controla la evolución del mecanismo desviador k
E.5	Evolución de los límites de comportamiento en el plano desviador normalizado del mecanismo k
E.6	Línea de estado crítico y de estado característico
E.7	Movilización progresiva del mecanismo isotrópico
E.8	Evolución del límite isotrópico en el eje normalizado del mecanismo de consolidación \tilde{p}'

ÍNDICE DE TABLAS

2.1	Densidades <i>in-situ</i> en calicatas	23
2.2	Límites de Atterberg de las muestras seleccionadas	33
2.3	Resultados Clasificación USCS	34
2.4	Deformación Axial Ensayo Resistencia a la Licuación	40
2.5	Desplazamiento Horizontal (m) de ecuaciones de Youd et al. 2002 con valores originales y modificados de R	54
2.6	Parámetros del modelo ECP para arena SP y arena SC	58
A.1	Resultados inversión sitio GEOP 01	94
A.2	Resultados inversión sitio GEOP 02	99
A.3	Resultados inversión sitio GEOP 03	103
A.4	Resultados inversión sitio GEOP 04	107
A.5	Resultados inversión sitio GEOP 05	111
A.6	Resultados inversión sitio GEOP 06	115
A.7	Resultados inversión sitio GEOP 07	119
A.8	Resultados inversión sitio GEOP 08	123
A.9	Resultados inversión sitio GEOP 09	127
A.10	Resultados inversión sitio GEOP 10	131
A.11	Resultados inversión sitio GEOP 11	135
D .1	Ensayo de Cono para Densidad <i>In-Situ</i>	244

D.2	Determinación de densidades máxima y mínima	•	•	•	•				•	245

ABSTRACT

This thesis describes a detailed field survey conducted at port area of Coronel, where extensive liquefaction induced lateral-spreading was reported for the 2010 Maule earthquake. The survey includes SPT and CPT soundings, as well as the use of some surfacebased geophysical techniques. The data was used to evaluate empirical prediction lateralspread expressions and to develop a detailed hydro-mechanical finite element model. Monotonic and dynamic laboratory testing was performed in order to calibrate the model and reproduce the site conditions as well as possible. Results of both empirical expressions and numerical models agree reasonably well with post-event field observations

Keywords: lateral-spreading, SPT, CPT, surface-wave based methods, empirical prediction equations, finite element modeling.

RESUMEN

Esta tesis describe un estudio de campo detallado efectuado en la zona portuaria de Coronel, donde se observaron grandes desplazamientos de suelos asociadas al fenómeno de *lateral spreading*, inducido por licuación durante el pasado terremoto del Maule de 2010. El estudio de terreno incluyó sondajes SPT y CPT, así como la aplicación de algunas técnicas geofísicas basadas en ondas de superficie. Sobre la base de esta información, se evaluaron algunas expresiones empíricas de predicción de *lateral spreading* y se elaboró un modelo de elementos finitos de tipo hidro-mecánico. Ensayos de laboratorio monótonos y dinámicos se efectuaron para calibrar el modelo numérico y así reproducir las condiciones del sitio lo mejor posible. Los resultados tanto de las expresiones empíricas como del modelo numérico se ajustan razonablemente bien con las observaciones de campo post-sísmicas.

Keywords: *lateral spreading*, SPT, CPT, métodos basados en ondas de superficie, ecuaciones de predicción empírica, modelo de elementos finitos.

1. INTRODUCCIÓN

El terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010, causó grandes daños en construcciones públicas y privadas, especialmente a estructuras portuarias, puentes e instalaciones industriales. Las actividades económicas del país se vieron severamente afectadas pues muchas industrias debieron detener sus operaciones. Este terremoto de magnitud $M_W 8.8$, que es el sexto más intenso alguna vez registrado, puso a prueba la capacidad del país para soportar desastres naturales sísmicos. Los sismos son parte de la historia de Chile y han demostrado ser agentes de cambio en muchos ámbitos de la sociedad. El principal enfoque debe estar puesto en mejorar las políticas públicas para minimizar los daños personales y materiales. Una manera de abordar esa obligación es adquiriendo conocimiento sobre el fenómeno y sus efectos, para así generar las modificaciones necesarias sobre las prácticas de diseño antisísmico.

Cómo país, la importancia de aprender de nuestros errores es la principal motivación para realizar detallados estudios sobre los efectos del terremoto. La alta recurrencia de estos eventos de gran magnitud, al menos uno de magnitud $M_W 8.0$ o superior dentro del territorio nacional cada 10 años (Madariaga, 1998), permite identificar las debilidades que poseen las estructuras en funcionamiento o la existencia de diseños deficientes. Si bien las pérdidas materiales ocasionadas por el terremoto fueron inmensas, la respuesta de las edificaciones y de las obras de ingeniería en general fue muy alentadora. Los daños se concentraron en viviendas que no cumplían las normativas vigentes o que habían sido altamente modificadas, lo que entrega una señal positiva desde el punto de vista del diseño sismo resistente. Sin embargo, también se registraron numerosos casos de daños a obras civiles de gran envergadura, donde una de las causas posibles para dichos daños pudo haber sido el deficiente conocimiento sobre las condiciones geotécnicas donde se emplazaban dichas construcciones. Por ejemplo, los puentes Juan Pablo II y Llacolén, que pasan sobre el río Biobío, sufrieron grandes solicitaciones en deformación producto del fenómeno de *lateral spreading*, lo que produjo desplazamientos de cepas de hasta 1 metro y caída de tableros (Ledezma et al., 2012). Las obras portuarias de varias regiones del

país fueron, en algunos casos, severamente dañadas producto del terremoto. Es importante destacar que si los puertos dejan de operar, las pérdidas económicas asociadas por no poder importar o exportar mercancías y materias primas vuelven aún más dramática la situación de emergencia posterior al sismo. Los puertos, presentes a lo largo de todo el país, tienen muchos aspectos de diseño comunes y por lo general son susceptibles de desarrollar el mismo tipo de problemas. En general, los daños más importantes observados en estructuras portuarias estuvieron asociados al fenómeno de licuación de arenas (J. Bray et al., 2012). Brunet Gutiérrez (2012) estudió los daños de mayor frecuencia en 14 puertos de la región del Biobío. De ellos, 12 sufrieron asentamientos e inclinaciones, 8 *lateral spreading* y 6 presentaron inclinación de pilotes. De los casos enumerados, la mayoría fueron gatillados por el fenómeno de licuación. En vista de lo anterior, el principal objetivo de esta investigación es estudiar el fenómeno de *lateral spreading* o de extensión lateral que controló el comportamiento de varias obras portuarias durante el terremoto del Maule 2010.

Se eligió un estudio de caso de la zona de Coronel, donde se concentró este tipo de comportamiento. Este caso es relevante para mejorar la comprensión del fenómeno y, a futuro, transformarla en recomendaciones de diseño. Este estudio es el resumen de un trabajo de caracterización geotécnica de los suelos costeros de la ciudad de Coronel, específicamente de Puerto Coronel y Caleta Lo Rojas, así como del análisis del fenómeno de extensión lateral en el caso de Caleta Lo Rojas. El terremoto del Maule de 2010 generó daños severos en el muelle de Caleta Lo Rojas, así como a lo largo de Puerto Coronel en tablestacas, zonas de almacenamiento, puentes de acceso, entre otros. La existencia de pendiente en la línea de costa y de suelos licuables propicia la ocurrencia del fenómeno de *lateral spreading*, lo que afecta drásticamente a las estructuras ubicadas en esa zona. La Figura 1.1 muestra la ubicación de los muelles estudiados en el presente trabajo.



Figura 1.1. Ubicación de los muelles estudiados en la Bahía de Coronel, coordenadas WGS Zona UTM 18S.

1.1. Objetivos de la investigación

Para evaluar el potencial de licuación *in-situ* se pueden utilizar varios métodos como ensayos SPT, CPT, estimación de perfiles V_S , etc. El *lateral spreading*, producto de la licuación de arenas, es un fenómeno ampliamente observado en sismos fuertes a lo largo del mundo, sin embargo, aún no se cuenta con suficientes herramientas para evaluar su ocurrencia y efecto durante el diseño en las obras de ingeniería. Un ejemplo es la *Guía de Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras*, desarrollada por la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas de Chile. En ella se solicita evaluar el potencial de licuación según la metodología propuesta por T. Youd et al. (2001), y en caso de que su resultado no sea aceptable (valores bajo FS = 1.1), se recomienda tomar alguna medida correctiva. A pesar de esto, no entrega ninguna recomendación o exigencia específica respecto a cómo incluir el problema en las etapas de diseño. Tampoco hace mención alguna al fenómeno de *lateral spreading* inducido por licuación, por lo que se hace indispensable entregar alguna metodología clara sobre la forma de enfrentar estos desafíos. El objetivo de esta tesis es generar mayor conocimiento sobre este fenómeno. A continuación se enuncian los objetivos particulares:

- Recopilación de toda la información geotécnica disponible en la zona de Puerto Coronel y Caleta Lo Rojas.
- Ejecución de campañas de terreno para realizar mediciones geofísicas y sondajes geotécnicos.
- Ejecutar una serie de ensayos de laboratorio de material extraído por sondajes, que permitan caracterizar las propiedades de los suelos del sector Lo Rojas.
- Generar una base de datos completa con toda la información recopilada y generada.
- Estudiar la validez de los resultados obtenidos para cada método de exploración y la relación existente entre las distintas fuentes de información.
- Evaluar los potenciales de licuación para el sector de Caleta Lo Rojas con distintas metodologías.
- Estimar desplazamientos producidos por *lateral spreading*, incluyendo un modelo de elementos finitos hidro-mecánico.

1.2. Organización del texto

- La primera sección es una introducción del trabajo, que describe las principales motivaciones y objetivos que dieron origen a esta investigación.
- La sección 2 describe las distintas metodologías utilizadas para llegar a los resultados que se presentan, así como el correspondiente marco teórico para contextualizar las actividades realizada.

- La sección 3 corresponde al artículo enviado al Journal *Earthquake Spectra*. Contiene una síntesis de la investigación, aplicada al caso de Caleta Lo Rojas, en el cual se realizó una caracterización detallada del sitio y se generó un modelo para comparar con las observaciones post-sísmicas.
- En la sección de Conclusiones se entregan las observaciones más importantes hechas a lo largo de la investigación y la discusión de los resultados más relevantes.
- Finalmente se presentan los Anexos, que contienen un gran volumen de información que no se presentó en el cuerpo del artículo. Esta información es especialmente relevante para continuar con las siguientes etapas de la investigación.

2. MARCO TEÓRICO, METODOLOGÍAS Y RESULTADOS

2.1. Reconocimiento post-sísmico

Posterior al terremoto del Maule de 2010 se realizaron diversas campañas de reconocimiento de daños en las zonas más afectadas. Por ejemplo, el informe elaborado por *GEER Association (Geo-Engineering Extreme Events Reconnaissance)* (J. Bray & Frost, 2010) incluye imágenes satelitales de los cambios topográficos, un cuantioso registro fotográfico de los daños y evidencias de efectos del sismo.

Los registros acelerográficos obtenidos del sismo ilustran la duración del movimiento, de alrededor de 1.5 minutos. En la Figura 2.1 se presenta un registro obtenido de una estación sismográfica del RENADIC en la ciudad de Concepción, 100 km al sur del epicentro. Es de especial importancia mencionar que la gran cantidad de ciclos del sismo afecta directamente a la resistencia a la licuación de arenas sueltas, haciendo altamente probable el desarrollo de esa condición. El primer paso para comprender el comportamiento de los suelos ante cargas dinámicas es considerar las características particulares de la sismicidad en Chile, como por ejemplo, las extensas zonas de ruptura.

La licuación de suelos y el *lateral spreading* se evidenciaron en numerosos casos y con diferentes niveles de deformación asociada, principalmente cerca de ríos, lagos y a lo largo de la costa, donde se cumplen condiciones como suelos granulares sueltos y saturados. Estos fenómenos ocurrieron con gran frecuencia a lo largo de la zona de ruptura del terremoto y en menor grado fuera de ella. En la Figura 2.2 se muestran algunas observaciones de *lateral spreading* en la región del Biobío.

Entre los lugares donde se reportó la ocurrencia de extensión lateral, la zona de portuaria de la ciudad de Coronel sufrió grandes daños en los muelles, rotación y daño estructural en pilotes, falla de muros de contención y grandes asentamientos en patios de carga de contenedores por este fenómeno. Para cuantificar la magnitud de las deformaciones inducidas por el sismo, se realizaron mediciones de ancho de grietas acumulado en dirección



Figura 2.1. Registro de aceleraciones de la ciudad de Concepción durante el terremoto de Chile $M_W 8.8$ en 2010. Registro RENADIC, universidad de Chile.

normal a la línea de costa en el sector de Lo Rojas y en Puerto Coronel. En la Figura 2.3 se muestra la línea de medición cercana al Muelle dañado en Lo Rojas. Esta medición fue el mejor acercamiento a una línea paralela al muelle dañado, pues la zona adyacente a este se encuentra sobre arenas sueltas que no dejan evidencia de los desplazamientos horizontales luego transcurrir algo de tiempo. Los resultados de la medición (Figura 2.4) dan cuenta de la gran solicitación en deformaciones que sufrió el muelle.



Figura 2.2. Distribución de observaciones de *lateral spreading* en la región del Biobío de acuerdo a catastro del GEER Report



Figura 2.3. Línea de medición de lateral spreading



Figura 2.4. Desplazamiento horizontal acumulado de línea de medición (Bray et al, 2012)

2.2. Métodos geofísicos basados en ondas superficiales

Las propiedades elásticas de los materiales que componen el subsuelo, son fundamentales para la caracterización geotécnica sísmica de un sitio pues permiten evaluar el comportamiento dinámico del suelo para perturbaciones que generen pequeñas deformaciones. De tales propiedades, el perfil de velocidades de ondas de corte (V_S) es clave pues permite conocer la respuesta del esqueleto sólido del suelo independiente de la presencia de agua intersticial. Aunque el perfil V_S no describe completamente un sitio por si solo, sugiere características muy importantes como el tipo de suelo en relación a su rigidez, estratigrafía, etc. Si bien en el caso de licuación se inducen grandes deformaciones, su ocurrencia depende entre otras cosas del estado inicial de los materiales, que pueden ser evaluados por medio de sus propiedades elásticas. En efecto, existe una serie de métodos basados en perfiles V_S para la evaluación del potencial de licuación de un sitio (e.g., T. Youd et al., 2001).

Los estudios para caracterización sísmica de suelos basados en ondas superficiales consisten en la medición de movimientos del suelo a través de sensores dispuestos en alguna geometría determinada sobre su superficie. Luego, se utilizan distintas técnicas para estimar las propiedades dispersivas (Figura 2.5 (a)) del sitio y se procede a buscar un modelo estratigráfico (Figura 2.5 (b)) que se adecúe a éstas. Adicionalmente, se emplea el método de la Razón Espectral H/V para determinar el periodo predominante de los sitios (Nakamura, 1989). Humire (2013) realizó una recopilación bibliográfica sobre la teoría de los estudios geofísicos basados en ondas de superficie y sobre las distintas técnicas y metodologías. Se estudia la validez y alcance de los resultados obtenidos para fines de caracterización geotécnica. La combinación de técnicas más adecuadas para caracterizar correctamente los primeros 30m se abordó en detalle en Humire et al. (2014). La exploración geofísica efectuada en el marco de esta investigación siguió los lineamientos de dicho trabajo.



Figura 2.5. (a) Curva de dispersión; (b) Perfil de velocidades (Humire, 2013)

La exploración geofísica realizada en la zona de Coronel consideró la ejecución de ensayos en 11 sitios distintos, distribuidos a lo largo de la costa como se muestra en la Figura 2.6.

Para realizar la adquisición de datos se utilizaron dos equipos sismográficos *GEODE*, fabricados por la compañía norteamericana *Geometrics*(R). La única diferencia entre ambos equipos es que uno permite el registro simultáneo a través de 24 canales, mientras que el otro sólo de 12. *GEODE* es un equipo ampliamente utilizado en Chile para estudios geofísicos de refracción y para estimación del perfil de velocidades de ondas de corte (Humire, 2013). Se emplearon dos tipos de geófonos, con frecuencias naturales de 4.5 y 1 Hz. Menores frecuencias implican la posibilidad de registrar mayores longitudes de onda si se usa un arreglo adecuado, lo que permite una mayor profundidad de exploración. Por otro lado, los geófonos de 4.5 Hz son más adecuados para registrar frecuencias más altas como las generadas durante los ensayos activos.

En cada sitio se realizó una serie de ensayos que permitieran combinar las ventajas de cada uno para describir las propiedades dispersivas del sitio. El procedimiento en terreno para cada tipo de ensayo es el siguiente:



Figura 2.6. Distribución de sitios de caracterización geotécnica a través de métodos geofísicos basados en ondas superficiales

- Ensayos Activos: Se monta un arreglo lineal de geófonos espaciados a la misma distancia y se realizan golpes con un mazo de 18 libras sobre una placa de material rígido. Los golpes se realizan continuando la línea del arreglo de geófonos y generalmente respetando su espaciamiento. En cada estación de golpeo se realizan al menos 5 golpes para luego promediar los resultados y reducir los efectos de ruidos ambientales sobre las señales registradas. Para cada golpe, se graba un registro de 2 segundos con un intervalo de muestreo de 0.125 ms, que genera un archivo independiente como el mostrado en la Figura 2.7. La mayor ventaja de los ensayos activos es su rapidez de ejecución y la exploración de las frecuencias más altas (longitudes de ondas menores) lo que describe las capas superficiales de suelo.
- Ensayos Pasivos Lineales: Se utiliza la misma configuración lineal del ensayo activo, pero en lugar de usar una fuente controlada se realizan registros de vibraciones ambientales. Usualmente se realizan registros de 16 minutos de duración. El intervalo de muestreo es de 16 ms pues la duración del registro es

mucho mayor al caso activo. En ocasiones, si la longitud del arreglo limita la definición de la curva de dispersión dada la frecuencia natural de los sensores, se debe aumentar el espaciamiento de los geófonos y volver a realizar el ensayo. Por ejemplo, si emplean geófonos de 4.5 Hz de frecuencia natural, el objetivo es emplear un arreglo lo suficientemente grande que permita explorar las longitudes de ondas para esa frecuencia. De esta manera, si las velocidades son del orden de 200 m/s, la longitud de onda correspondiente a 4.5 Hz es del orden de los 45 m. La longitud del arreglo lineal debe ser de entre 2 a 3 veces esta longitud para muestrearla correctamente, es decir, de al menos unos 90 m de extensión. En este caso, el cable del equipo *GEODE* utilizado permite una longitud máxima del arreglo de 115 m.

• Ensayos Pasivos 2D: Al igual que los ensayos pasivos lineales, se realizan mediciones de vibraciones ambientales con arreglos de geófonos dispuestos con alguna forma bidimensional sobre la superficie. Idealmente, los ensayos deben ser circulares para maximizar la cantidad de ejes de simetría del arreglo y buscar el mayor diámetro posible. Ya que no se conoce a priori la dirección del campo incidente, se busca que el arreglo pueda muestrear espacialmente con la misma calidad todas las direcciones de incidencia posibles. En caso de no ser factible el despliegue de un arreglo circular, se utilizan distintas figuras con forma triangular o bilineal (líneas perpendiculares). El método permite utilizar cualquier figura, pero en este estudio sólo se utilizaron las anteriormente mencionadas en función de las restricciones de espacio que hubiera para cada ensayo. Se realizaron registros de al menos 16 minutos con intervalo de muestreo de 16 ms, al igual que las mediciones pasivas lineales.

Una vez que se realizan las mediciones, se procesan los datos utilizando distintas técnicas. Para analizar los ensayos activos se utiliza el método *Multichannel Analysis of Surface-Waves* (Park, Miller, & Xia, 1999) o método MASW. Para mediciones de ruidos ambientales con arreglos bidimensionales se utilizan los métodos SPAC (Aki, 1957)



Figura 2.7. Registro de aceleraciones para ensayo activo, sitio GEOP 11

y métodos f-k (Lacoss, Kelly, & Toksöz, 1969). Adicionalmente, para el análisis de ensayos pasivos con arreglos lineales se utiliza el método *Extended* SPAC (Hayashi, 2008), o ESPAC.

A modo de ejemplo, se muestran los resultados del sitio GEOP 11. Una descripción cualitativa de los arreglos realizados se muestra en la Figura 2.8. En este caso, se utilizó un arreglo lineal de 12 geófonos espaciados a 5 metros y otro circular de 12 geófonos y radio de aproximadamente 20 metros. El análisis se realiza en el programa GEOPSY, desarrollado por Wathelet (2011), que permite utilizar los métodos mencionados, excepto por el método ESPAC, que se analiza con el programa *SeisImagerSW*(\mathbb{R}). El resultado del análisis MASW, *f-k* y ESPAC son curvas de dispersión empíricas tal como las mostradas en la Figura 2.9. En el caso del método SPAC, el análisis de los datos se efectúa a través de la denominada curva de autocorrelación espacial, que luego puede ser transformada en un histograma de fases que conduce al diagrama de dispersión de la 2.9(d).



Figura 2.8. Esquema de arreglos realizados en sitio GEOP 11

El paso siguiente, es combinar las curvas obtenidas, para generar un modelo del subsuelo del sitio estudiado que se adecúe a las mediciones en terreno. Este paso requiere la resolución de un problema inverso. Para esto, nuevamente se utiliza el software GEOPSY, particularmente el módulo DINVER. Se realiza un proceso de inversión mediante el algoritmo del vecindario modificado (Wathelet, 2008), que permite generar modelos unidimensionales del suelo (estratigrafías) cuyas propiedades elásticas se ajusten a las curvas de dispersión empíricas obtenidas de los registros en terreno. El proceso de inversión permite controlar el espacio de parámetros de búsqueda (cantidad de capas, rangos de espesores y velocidades), así como la cantidad de iteraciones que se realizarán. Ya que el método se trata de un algoritmo de inversión global, el algoritmo recorre el espacio de parámetros seleccionando los mejores modelos en función del valor de un parámetro de ajuste con los datos empíricos. Luego, cada modelo generado tendrá un error asociado denominado *Misfit*, que cuantifica el nivel de desajuste del modelo con las curvas de dispersión empíricas. El proceso de inversión concluye cuando se ha alcanzado el número de iteraciones especificado por el usuario y se reportan los modelos asociados a menores valores de *Misfit*.



Figura 2.9. Curvas de dispersión experimentales obtenidas del sitio GEOP 11, sector Lo Rojas

Luego de eso, se puede incrementar el número de iteraciones, ajustar los parámetros de búsqueda de modelos o seleccionar alguno de los mejores modelos detectados. A modo de ejemplo, la inversión presentada en la Figura 2.10 utilizó 10 estratos de suelo sin restricción de espesor, con intervalos de velocidades entre 100 y 3500 m/s y se permitió que los valores V_S de las primeras capas no fueran necesariamente monótonamente crecientes.



Figura 2.10. Resultados de inversión del sitio GEOP 11

En la Figura 2.10 se muestran las curvas de dispersión generadas en el proceso de inversión contrastada las curvas experimentales (en negro), además del perfil de velocidades de ondas de corte. La barra de *Misfit* indica el ajuste de cada modelo según su color. Adicionalmente, se muestran las curvas de auto-correlación (SPAC) generadas por cada modelo con los resultados experimentales superpuestos. La información suministrada por la información experimental se limita al rango de 2.5 a 30 Hz, aproximadamente. Como se puede notar en la Figura 2.10, por debajo de los 2.5 Hz las propiedades de dispersión son mucho más inciertas y el rango de velocidades de fase se amplía considerablemente con respecto a la zona caracterizada con la información de terreno. De todas formas, la información permite describir el sitio hasta una profundidad de alrededor de 40 m, donde los modelos generados comienzan a experimentar fuertes variaciones de V_S . La profundidad de exploración se relaciona con el rango de frecuencias donde las curvas de dispersión experimentales están definidas y los modelos generados tienen información para ajustarse. Por otro lado, con el perfil V_S se puede calcular el valor V_{S30} del sitio, que corresponde al promedio armónico de las velocidades de propagación de ondas de corte de los primeros 30 metros desde la superficie. En este caso, el valor obtenido es $V_{S30} = 205m/s$. Las inversiones de los demás sitios se encuentran en el Anexo A.

Para determinar la Razón Espectral H/V de un sitio se realizan mediciones con sismógrafos portátiles de 3 componentes. Se utiliza un equipo Tromino 3G, fabricado por la compañía italiana *Micromed* (R). El método consiste en estimar la razón entre el espectro de amplitudes de Fourier de las componentes horizontales y verticales de las vibraciones ambientales (Nakamura, 1989). Dado que las vibraciones ambientales son de carácter aleatorio, hacen vibrar al depósito de suelos a su frecuencia predominante (Pasten Puchi, 2007), la que se identifica como el valor peak de la razón H/V. La frecuencia predominante se relaciona directamente con la respuesta dinámica del suelo ante perturbaciones dinámicas de pequeña amplitud. Es importante notar que el período de vibración predominante no necesariamente coincide con el fundamental (hasta la roca), y en depósitos de suelos blandos como este es frecuente que quede definido por el contraste de impedancia de los materiales superficiales (arena) con respecto a los más rígidos (por ejemplo gravas) que puede haber en profundidad. De esta forma, esta información, sumada con el perfil de velocidades de ondas de corte, permite realizar una estimación de la profundidad de un estrato más rígido que los depósitos superficiales. La Figura 2.11 muestra un resultado típico para el sitio GEOP 11, en el sector Lo Rojas. El *peak* muy bien definido da cuenta de un gran contraste entre el depósito superficial y un estrato de mayor rigidez más profundo, así como define una frecuencia predominante de 1.67 Hz. En el Anexo B se encuentran los resultados del método HVSR para todas las mediciones realizadas.



Figura 2.11. Razón Espectral H/V del sitio GEOP 11

La Figura 2.12 muestra el mapa de resultados del método HVSR para los puertos de Coronel. La escala de colores indica el valor de la frecuencia predominante y la escala de tamaños la amplitud de la razón H/V en el valor *peak*.

Dada la gran densidad de puntos en algunos sectores, sumado a que los *peaks* están muy bien definidos y con grandes amplitudes, se puede tener una noción bastante precisa de la forma que tienen los depósitos superficiales de suelo.


Figura 2.12. Mapa de valores peak HVSR

Conociendo las velocidades V_S típicas de las arenas superficiales de la zona (150m/s) y el peak de la razón H/V (1.67 Hz) se puede utilizar la relación simplificada para un estrato homogéneo sobre uno infinitamente rígido $V_S = 4 H_{Nak} f_0$ para estimar el espesor del estrato superficial, donde H_{Nak} es el espesor del estrato superficial y f_0 su frecuencia predominante. La estimación indica que el estrato más rígido se encuentra a unos 23 metros de profundidad. Por otro lado, el modelo del subsuelo en el sitio GEOP 11 (Figura 2.10) predice que alrededor de los 20 metros de profundidad se encuentra un estrato con V_S de 340 m/s, velocidad muy distinta de las estimadas en los estratos superficiales. En este caso la información obtenida del modelo es muy compatible con la información que entrega la razón H/V e ilustra que el método predice el período predominante del sitio y no necesariamente el fundamental hasta la roca. Considerando que las velocidades de los estratos superficiales son relativamente homogéneas, para cada medición HVSR se realiza una estimación de H_{Nak} utilizando la misma relación simplificada utilizada anteriormente. En la Figura 2.13 se muestran los valores interpolados de la estimación, superpuesto sobre el mapa del sector estudiado.



Figura 2.13. Estimación de la profundidad del estrato más rígido mediante resultados HVSR

El valor estimado de la profundidad del estrato más rígido varía entre 20 y 60 metros a lo largo de la costa de Coronel. Se puede notar la existencia de un "valle" en el sector del Muelle Sur que podría explicar, por ejemplo, la ausencia de daños asociados a *lateral spreading* en su puente de acceso (J. Bray & Frost, 2010). Al no existir una superficie de alta resistencia a la licuación y con pendiente, que guíe el *lateral spreading*, las solicitaciones en deformación lateral fueron probablemente menores, aun cuando los asentamientos podrían haber sido mayores. Esto ocurre probablemente porque, a pesar de que la arena pierde capacidad de soporte por las cargas cíclicas, el desplazamiento lateral del suelo responde a fuerzas gravitatorias, es decir, a fuerzas ejercidas por un "bloque" de suelo sobre una superficie inclinada que cae por su peso propio. En este caso, al no existir una definición de una transición clara entre materiales licuables y aquellos que no lo son sobre una superficie inclinada, no ocurre el *lateral spreading*. Por otro lado, en el caso del muelle de Lo Rojas y del Muelle Norte se dan las condiciones adecuadas para que exista una superficie conductora del deslizamiento de masas de arena, como se ilustrará más adelante en el perfil geotécnico del sector Lo Rojas (Sección 2.5).

2.3. Exploración geotécnica y sondajes

La exploración geotécnica se planificó en base a la información disponible en el sector, de forma de profundizar el estudio de las zonas no caracterizadas. En vista de lo anterior, se realizó una recopilación de los estudios previos en la zona como el muelle pesquero de Caleta Lo Rojas y los muelles Norte y Sur de Puerto Coronel. A continuación se detalla la exploración realizada en el marco de este proyecto.

2.3.1. Calicatas y Densidad In-Situ

Se excavaron dos calicatas de dos metros de profundidad con objeto de realizar ensayos de densidad *in-situ* mediante cono de arena y recuperar muestras de arenas superficiales para ser ensayadas en laboratorio. Las calicatas se realizaron bajo los puentes de acceso de los muelles que presentaron daño asociado a *lateral spreading*, es decir el muelle Norte de Puerto Coronel y el muelle de pesca artesanal en Caleta Lo Rojas (Figura 2.15). Los resultados de los ensayos de densidad *in-situ* se muestran en la Tabla 2.1. La ejecución de la excavación y el ensayo de densidad *in-situ* para el caso del muelle Norte de Puerto Coronel se muestran en la Figura 2.14.

Tabla 2.1. Densidades in-situ en calicatas

		Muelle Norte	Caleta Lo Rojas
Densidad Seca	$[ton/m^3]$	1.585	1.695
Densidad Relativa	[%]	28	65

2.3.2. Sondajes, ensayos SPT y Medición de Energía

Se recopiló información de exploraciones geotécnicas previas para los proyectos de Caleta Lo Rojas (2 sondajes), Muelle Norte (8 sondajes), Muelle Sur (9 sondajes) y un proyecto de pavimento para almacenamiento de contenedores (6 sondajes cortos). Adicionalmente, en el marco de esta investigación, se ejecutaron 6 sondajes con ensayos SPT (Standard Penetration Test) y extracción de muestras, además de las calicatas descritas en



Figura 2.14. Calicata realizada en Muelle Norte, Puerto Coronel

la sección anterior. La Figura 2.15 muestra la ubicación de los todas las exploraciones realizadas. Todos los ensayos SPT se realizaron según la norma ASTM D1586.



Figura 2.15. Ubicación de exploraciones geotécnicas

Adicionalmente, en dos de los sondajes SPT efectuados se realizaron mediciones de energía, uno en el sector Lo Rojas y el otro en el sector Muelle Granelero, ejecutados por

las empresas Empro y JQ, respectivamente. Las mediciones de energía permiten determinar el porcentaje de la energía teórica potencial que efectivamente entrega el martinete a la cuchara normal en cada golpe. Esta información permite normalizar los valores N obtenidos del ensayo SPT ponderando cada golpe según la energía realmente transmitida. En la Figura 2.16(a) se puede ver el equipo SPT Analyzer, comercializado por la empresa norteamericana Pile Dynamics, que se utilizó en terreno para medir energía. En la Figura 2.16(b) se muestra la configuración del ensayo SPT con una barra instrumentada, ubicada entre el yunque y la barra que transmite la energía al suelo. La norma ASTM D6066, así como la norma chilena NCh3364, recomiendan que los ensayos SPT utilizados para determinar el potencial de licuación de arenas deben ejecutarse con estas mediciones de energía.



Figura 2.16. Mediciones de Energía

2.3.3. Sondajes SCPTU

En los ensayos CPT (*Cone Penetration Test*) un penetrómetro de forma cónica ubicado al final de una serie de barras conectadas, se introduce al subsuelo con velocidad constante. De esta manera, se generan mediciones continuas de la resistencia a la penetración obtenidas en el cono y en la manga de fricción. En la Figura 2.17 se muestra un esquema del cono de penetración utilizado en estos ensayos. Además, existe una variación de estos ensayos llamada SCPTU, que incorporan, además de las mediciones que realiza un CPT tradicional un piezómetro y un geófono en el cono de penetración. El piezómetro permite medir la presión de poros mientras se penetra el subsuelo y el geófono permite una medición directa de la velocidad de propagación de ondas de corte mediante la ejecución de un ensayo muy similar al *downhole*.



Figura 2.17. Esquema de cono de penetración (Adaptado de Robertson, 2010)

Una de las principales ventajas de estos ensayos respecto a un sondaje tradicional con ensayos SPT, es que genera perfiles continuos de la resistencia del suelo a la penetración (Robertson & Cabal, 2010). Además, los resultados no dependen de la destreza del operador del equipo. Dado que estos sondajes SCPTU no permiten la extracción de muestras, se realizaron de manera complementaria a sondajes que sí lo permiten.

Para introducir el penetrómetro de cono se debe contar un mecanismo de hincado, tradicionalmente hidráulico, y un marco de reacción. Generalmente los equipos para aplicaciones al aire libre consisten en unidades especialmente construidas que son camiones o que se encuentran montados en uno. En la Figura 2.18 se muestra el camión utilizado para la ejecución de los ensayos en esta investigación, propiedad de la empresa LMMG. En este caso, es el mismo camión el que funciona como marco de reacción con una capacidad de 25 toneladas. Se puede ver como el camión levanta todo su peso para tenerlo disponible como reacción para el penetrómetro.



Figura 2.18. Camión adaptado para ensayos SCPTU

Para medir la velocidad de ondas de corte se debe detener la penetración del cono. El esquema de la Figura 2.19(a) muestra la configuración experimental para realizar las mediciones. Se utiliza un perfil *I* de acero, comprimido contra el suelo por el peso del vehículo. Para generar el frente de ondas corte se golpea con un mazo en la cara transversal del



Figura 2.19. Ensayo SCPTU

perfil metálico como se esquematiza en la Figura 2.19(b). El geófono cercano a la punta del equipo registra la llegada de la onda. Combinando los tiempos de primera llegada para mediciones a distintas profundidades se resuelve un problema inverso de propagación unidimensional muy similar al de una refracción sísmica que permite reconstruir el perfil de ondas V_S .

Los datos que mide este equipo son la resistencia del cono (q_t) , resistencia de fricción (f_s) y presión de poros (u). Existe una serie de recomendaciones (Robertson & Cabal, 2010) para estimar parámetros utilizando la información obtenida del ensayo. Para el caso de ensayos en arena los parámetros que se pueden estimar son los siguientes: permeabilidad (k), número de golpes corregido del ensayo SPT $(N_{1(60)})$, módulo de Young (E), densidad relativa (D_R) , ángulo de fricción interna (ϕ) , módulo edométrico (M), módulo de corte (G), velocidad de propagación de ondas de corte (V_S) y el parámetro de estado (ψ) , que se define como la diferencia entre el índice de vacíos actual y el índice de vacíos en estado crítico.

Para caracterizar los materiales explorados se define el *Soil Behaviour Type* (SBT), que corresponde a una clasificación de suelos según la relación entre su resistencia de cono (q_t/P_a) y la razón de fricción $(R_f = f_s/q_t)$, donde P_a corresponde a la presión atmosférica. En la Figura 2.20 se muestra la carta de clasificación propuesta por Robertson et al. (1986), que fue recientemente actualizada en Robertson (2009).



Figura 2.20. Clasificación de suelos según índice SBT (Robertson, 2010)

Dado que la resistencia a la penetración y la resistencia de fricción aumentan con el confinamiento existente a mayor profundidad, la información del CPT requiere normalizarse según la tensión de confinamiento cuando se trata de sondajes muy superficiales o profundos. Robertson (1990) propuso una modificación a la carta de clasificación según SBT, similar a la anterior pero considerando el efecto mencionado. Para simplificar la clasificación, se define el parámetro I_C , que depende únicamente de la resistencia normalizada de punta y de la razón de fricción normalizada. A modo de ejemplo, los resultados según SBT para el caso de Caleta Lo Rojas se muestran en la Figura 2.21. En este caso, el índice SBT sugiere un estrato inicial de arenas limpias que luego se transforman en arenas limosas y finalmente un estrato de arcillas.



Figura 2.21. Resultados de clasificación de suelos según índice SBT

Durante este estudio se efectuaron 6 sondajes con mediciones SCPTU, cuyas ubicaciones se muestran en la Figura 2.22. Al igual que el resto de los ensayos, se realizaron cerca de los tres muelles estudiados. Los resultados detallados de los ensayos SCPTU están en el Anexo C.



Figura 2.22. Ubicación de sondajes SCPTU

2.4. Ensayos de laboratorio

Esta sección da cuenta de las metodologías utilizadas y resultados obtenidos de una serie de ensayos de laboratorio ejecutados para caracterizar detalladamente el comportamiento de suelos susceptibles de licuar. La empresa EMPRO realizó un sondaje geotécnico en Caleta Lo Rojas, en el mes de marzo de 2014 (Informe N°94730-14-00), de donde se extrajeron muestras de suelo hasta una profundidad de 22 metros desde la superficie, utilizando el nivel medio del mar como cota cero. Para caracterizar el material extraído, se procedió a ejecutar diversos ensayos de laboratorio para determinar propiedades geotécnicas relevantes para este estudio.

2.4.1. Clasificación de Suelos USCS y propiedades básicas

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS por sus siglas en inglés) propone clasificar los suelos basándose en la determinación de tamaños de partículas que los constituyen (ASTM D2487). Para suelos con una fracción fina significativa, es decir que al menos un 5% de su masa tiene tamaños de grano inferiores a 75 μ m, se requiere además de la determinación de límite líquido e índice de plasticidad, que se obtienen siguiendo la metodología descrita en la norma ASTM D 4318. Adicionalmente, se determinó el contenido de humedad (ASTM D2216) de todas las muestras y la gravedad específica de tres muestras utilizando la metodología de picnómetros de agua (ASTM D 854). Se realizó el tamizado de 19 muestras, cada una extraída a distinta profundidad, y se construyeron curvas granulométricas en cada caso. En la Figura 2.23 se muestran resultados promedio para 4 distintos tramos de muestras agrupados por profundidad.

Los materiales que requirieron caracterización de su fracción fina fueron agrupados según su apariencia y textura para finalmente ensayar 4 muestras representativas: M10, M16, M19 y M22. En la Tabla 2.2 se reportan los límites de Atterberg de las muestras ensayadas.



Figura 2.23. Curvas granulométricas promedio

	M10	M16	M19	M22
Límite Líquido	31.8	59.9	42.6	38
Límite Plástico	20.4	28.3	23.1	19.5
Índice de Plasticidad	11.4	31.6	19.5	18.5
Clasificación USCS	CL	СН	CL	CL
Profundidad [m]	-7.9	-12.9	-15.9	-18.8

Tabla 2.2. Límites de Atterberg de las muestras seleccionadas

Con las curvas granulométricas de cada muestra y los límites de Atterberg de las distintas fracciones finas identificadas, es posible clasificar las muestras. El resumen de resultados obtenidos de la clasificación USCS, humedad y Gs se presentan en la Tabla 2.3 numeradas según profundidad de extracción.

Muestre	z (m)	Clasificación	Contenido de	Humedad	Gravedad
Muestra Z (III)		USCS	Finos (%)	(%)	Específica
M1	2.0	SP	3	4	
M3	-0.9	SP	1	20	
M4	-1.9	SP	1	22	2.81
M5	-2.9	SP-SC	7	17	2.01
M6	-3.9	SP	1	12	
M7	-4.9	SP	5	23	
M8	-5.9	SW-SC	9	18	
M9	-6.9	SC	13	32	
M10	-7.9	SC	32	29	2.75
M12	-9.9	SC	18	30	
M13	-10.9	SC	49	52	
M15	-11.9	СН	67	68	
M16	-12.9	СН	71	65	
M17	-13.9	СН	57	63	
M18	-14.9	SC	46	35	2.58
M19	-15.9	CL	75	32	2.30
M20	-16.9	CL	74	24	
M21	-17.8	CL	66	17	
M22	-18.8	CL	59	18	

Tabla 2.3. Resultados Clasificación USCS

De los resultados de la clasificación, se propone un modelo estratigráfico de suelo constituido por 4 capas (Ver sondaje BORE 12 en el Anexo C). La primera capa corresponde a 7 metros de arenas limpias mal graduadas, desde la superficie en z = +2.57m. El siguiente estrato corresponde 6 metros de arenas arcillosas, seguido de 4 metros de arcillas de alta plasticidad y finalmente 4 metros de arcillas de baja plasticidad. Es importante

destacar que el contenido de finos en el estrato de arena arcillosa aumenta gradualmente con la profundidad hasta convertirse en arcillas arenosas. En alguna profundidad el contenido de finos es lo suficientemente alto para definir una superficie interfaz entre suelo licuable y suelo no licuable, que posiblemente sirve de guía para el fenómeno *lateral spreading*.

2.4.2. Ensayos de Corte Directo

Se realizaron dos ensayos de corte directo con la arena extraída de la calicata M-1 para comparar la información con los resultados de ensayos triaxiales monótonos. Estos ensayos se ejecutaron siguiendo las metodologías descritas en la norma ASTM D 3080, que refiere a ensayos de corte directo sobre muestras consolidadas y drenadas. En la Figura 2.24 se muestran los resultados obtenidos de dos ensayos, el primero ensayado con una tensión normal de 50 kPa y el segundo a 100 kPa. Se calculó el ángulo de fricción interna trazando su curva de resistencia última en el plano $\sigma - \tau$, obteniendo un valor de $\phi = 33^{\circ}$.



Figura 2.24. Resultados ensayos de corte directo

2.4.3. Ensayos Triaxiales Monótonos no drenados CIU

Los materiales que se desea estudiar con mayor detalle para este estudio son aquellos susceptibles de licuar, por lo que se eligen las arenas limpias superficiales extraídas de la calicata M-1 para reconstituir las probetas a ensayar. La preparación de muestras y ejecución de ensayos se realizó conforme a los estándares ASTM D4767. Se realizaron ensayos a dos distintas densidades, 1.54 ton/m3 y 1.58 ton/m3 que corresponden al 15% y 30% de la densidad relativa, respectivamente. Estas densidades se seleccionaron considerando los resultados del ensayo de cono de arena para replicar la condición suelta. Se utilizaron diferentes confinamientos y en algunos casos se replicaron ensayos. En la Figura 2.25 se muestran los principales resultados obtenidos. Los detalles de los ensayos se entregan en el Anexo D.

Si bien las probetas fueron ensayadas a dos densidades distintas, su comportamiento a grandes deformaciones es muy estable, por lo que el estado crítico identificado es muy consistente con los resultados obtenidos. Dada la granulometría muy uniforme de la arena, la densidad de las probetas fue muy difícil de controlar. Se calculó el parámetro M, que es la pendiente de la envolvente de falla al corte en el plano p' - q, como se muestra en la Figura 2.26. Para las arenas limpias ensayadas en este estudio, el parámetro M tiene un valor de 1.37 con un ajuste cuadrático de 0.98.

Además, el parámetro M se correlaciona con el ángulo de fricción interna en plasticidad perfecta ϕ , según la siguiente relación:

$$M = \frac{6 \times \sin \phi}{3 - \sin \phi} \tag{2.1}$$

Por lo que el valor del parámetro ϕ es de aproximadamente 34°, que coincide con valores referenciales de arenas limpias y sueltas. Este resultado también es congruente con el resultado del ensayo de corte directo, que entregó un valor $\phi = 33^{\circ}$.



Figura 2.25. Curvas de comportamiento de suelo. Ensayos triaxiales CIU

El estado crítico en el plano de índice de vacíos versus presión media efectiva se define bastante bien, por lo que se ajusta una curva logarítmica obteniendo un ajuste cuadrático de 0.95, como se muestra en la Figura 2.27. La pendiente corresponde al módulo de compresión virgen λ y es igual a 0.126 en escala logarítmica.



Figura 2.26. Envolvente de falla al corte



Figura 2.27. Estado Crítico y módulo de compresión virgen (λ)

2.4.4. Ensayos de Licuación con equipo triaxial cíclico

El ensayo triaxial cíclico no drenado se realizó conforme al método estándar ASTM D5311 y su objetivo es determinar la resistencia cíclica de una muestra saturada, aplicando carga axial controlada. Al igual que los demás ensayos triaxiales requiere que, una vez montada la probeta, se sature al menos al 95% y luego sea consolidada a la presión de confinamiento definida previamente. El principal parámetro para la ejecución del ensayo es definir la razón de esfuerzos (*Stress Ratio* o *SR*) que tendrá dicho ensayo, donde *SR* está definido de la siguiente manera:

$$SR = \frac{\Delta \sigma_a}{2\sigma'_{3c}} \tag{2.2}$$

Donde $\Delta \sigma_a$ corresponde al esfuerzo desviador, vale decir, a la diferencia entre la mayor y la menor tensión axial a la que se someterá la muestra y σ'_{3c} es la tensión de consolidación o confinamiento inicial efectivo. La metodología sugiere estimar la carga axial máxima de cada ciclo usando la siguiente relación:

$$P_c = 2\,\sigma'_{3c}\,SR * A_c \tag{2.3}$$

Donde A_c es el área transversal representativa de la probeta y P_c la carga cíclica que se aplicará al espécimen, de forma de determinar el rango que es factible explorar dada la capacidad del equipo. Para construir una curva de resistencia de licuación (*SR* versus Número de Ciclos para la licuación) se requiere la ejecución de múltiples ensayos donde se varíe el parámetro *SR* para lograr encontrar diferentes números de ciclos antes de la licuación. La resistencia a la licuación se puede definir como la cantidad de ciclos requeridos para alcanzar un cierto nivel de deformación o como una razón de presión de poros del 100%, es decir, cuando la presión de poros iguala al confinamiento efectivo. Para efectos de este estudio se utilizará el criterio de número de ciclos necesarios para alcanzar un 5% de deformación axial unitaria en doble amplitud. Se presentan los resultados de un ensayo de resistencia a la licuación ejecutado con parámetros SR = 0.18 y $\sigma'_{3c} = 100 k Pa$ en la Figura 2.28.

En la Tabla 2.4 se presentan los resultados de las deformaciones en los ciclos cercanos al ciclo 28, en el cual se cumple el criterio de superar el 5% de deformación unitaria en doble amplitud.

Número de Ciclo	Deformación Mínima	Deformación Máxima	Deformación Doble Amplitud	Deformación Unitaria Doble Amplitud
	(mm)	(mm)	(mm)	(%)
25	-0.41	0.19	0.60	4.3
26	-0.43	0.20	0.63	4.5
27	-0.45	0.21	0.66	4.7
28	-0.51	0.23	0.74	5.3
29	-0.65	0.27	0.92	6.6
30	-0.95	0.35	1.30	9.3
31	-1.46	0.48	1.94	13.9
32	-2.14	0.67	2.81	20.1

Tabla 2.4. Deformación Axial Ensayo Resistencia a la Licuación

Utilizando esta metodología se realizaron cuatro ensayos a confinamiento inicial de 100 kPa y dos a 200 kPa, cuyos resultados se muestran en la Figura 2.29.

Los ensayos realizados a 100kPa de confinamiento efectivo inicial se comparan en la Figura 2.30 con una recopilación de resultados de ensayos realizados con arenas de Toyoura (Toki et al., 1986) y arenas de Sacramento (Garga & McKay, 1984). Utilizando ajustes logarítmicos, la curva de resistencia cíclica experimental obtenida para la arena



Figura 2.28. Resultados Ensayo Triaxial CIU Cíclico para una confinamiento inicial de 100 kPa y un desviador cíclico de 36 kPa

de Coronel se encuentra sobre la curva ajustada a las arenas de Toyoura y bajo la de las arenas de Sacramento para las densidades relativas indicadas. Los resultados detallados de los ensayos se encuentran en el Anexo D.



Figura 2.29. Curvas de resistencia cíclica en compresión triaxial para arena de Coronel a 100 y 200 kPa de confinamiento inicial efectivo



Figura 2.30. Comparación de curvas de resistencia cíclica para arena de Coronel, arena de Toyoura (Toki et al., 1986) y arena de Sacramento (Garga y McKay, 1984)

2.4.5. Ensayos dinámicos con equipo triaxial cíclico y columna resonante

Los ensayos triaxiales cíclicos drenados permiten determinar las propiedades de rigidez y amortiguamiento de muestras de suelo a medida que se cambia el nivel de deformaciones. El equipo triaxial utilizado, de fabricación *CONTROLS*(R), realiza los ensayos de manera automática previa definición de parámetros requeridos, para luego calcular las propiedades de interés (Módulo de Rigidez, de Corte y Amortiguamiento) siguiendo el estándar ASTM D 3999. Además, esta norma precisa los estándares a cumplir durante el montaje experimental de la muestra.

Se realizaron siete ensayos de carga controlada a dos distintas probetas de suelo, definiendo la amplitud simple de los ciclos de carga. Los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos drenados se muestran en el plano de tensión-deformación como muestra el ejemplo de la Figura 2.31, que corresponde a un ensayo a 100 kPa de confinamiento efectivo inicial y amplitud de carga de 60 kPa.



Figura 2.31. Ciclos de histéresis para un ensayo triaxial cíclico drenado

Durante un ensayo, la información de cada ciclo de carga permite calcular el módulo de Young, el módulo de corte y el amortiguamiento. En la Figura 2.33 se muestran los resultados de los ciclos estabilizados de 6 ensayos realizados durante esta investigación. Adicionalmente, utilizando el equipo de Columna Resonante se puede realizar el ensayo de resonancia, que permite definir los parámetros elásticos a muy pequeña amplitud de deformación de corte. Con amplitud de carga constante cíclica a distintas frecuencias, se busca la frecuencia de resonancia, en la cual las deformaciones son máximas. Además, cada ensayo permite calcular el módulo de corte de la muestra para un cierto nivel de deformación. En el caso de las arenas de Coronel, la frecuencia de resonancia para una amplitud de carga de 0.1 V es cercana a los 58 Hz, como se muestra en la Figura 2.32. Los módulos de corte obtenidos de los ensayos de resonancia se muestran la Figura 2.33(a) junto a los demás ensayos que fueron normalizados por G_0 , que corresponde al valor máximo de G obtenido del ensayo de resonancia.



Figura 2.32. Ensayo de resonancia para arenas de Coronel



Figura 2.33. Curvas de degradación de rigidez de arena superficial de Coronel, calicata M-1

2.5. Modelo geotécnico sector Lo Rojas

Utilizando la información disponible de sondajes con recuperación de muestras, ensayos SPT, sondajes con ensayos CPT y los perfiles de V_s , se construyó un perfil geotécnico de la sección mostrada en la Figura 2.34, en el sector Lo Rojas. Esta sección se seleccionó de forma de explotar al máximo la información batimétrica disponible. El perfil, presentado en la Figura 2.35, consta principalmente de tres horizontes de materiales distintos. El estrato superficial corresponde a arenas limpias mal graduadas y arenas con poco contenido de finos, seguido de un estrado de arenas arcillosas y arcillas. El tercero corresponde nuevamente a arenas arcillosas. En la zona del lecho marino donde se estabiliza la pendiente, aparece material cementado a 30 metros bajo la superficie del suelo submarino, probablemente por acumulación de restos calcáreos. La zona más relevante para este estudio es el sector de mayor cambio de pendiente, que corresponde a la zona más dañada por efecto de los desplazamientos laterales.



Figura 2.34. Ubicación de la sección modelada



Figura 2.35. Perfil Geotécnico Sector Lo Rojas

2.6. Estimación de licuación y de *lateral spreading* utilizando resultados de la exploración *in-situ*

2.6.1. Evaluación de la resistencia a la licuación

Para el sector de Lo Rojas se evaluó la razón de tensión cíclica (CSR) y la resistencia a la licuación (CRR) de acuerdo a las recomendaciones de T. Youd et al. (2001), y utilizando distintas fuentes de información, como lo son ensayos SPT y ensayos CPT. La razón CRR/CSR corresponde al Factor de Seguridad ante la Licuación (FSL) y los resultados para los tres sondajes terrestres disponibles en la zona de Caleta Lo Rojas se muestran en la Figura 2.36. Para calcular el valor de CSR se consideró una aceleración máxima de 0.3g, estimada del registros de la Figura 2.1, en Concepción.



Figura 2.36. Factor de Seguridad ante la Licuación, Sondajes Terrestres Lo Rojas

El potencial de licuación, según la metodología utilizada, es menor a 1 para los suelos entre la cota 0m y la cota -15m. Esta información se debe complementar con la composición de los suelos presentes. J. D. Bray and Sancio (2006) proponen límites para definir suelos no licuables en términos del índice de plasticidad (IP) de su fracción fina. De acuerdo a estos autores, si el IP es mayor que 20 o si el contenido de humedad es

menor a 0.8 veces el valor del Límite Líquido, el material no licuará. Las capas de arcilla, CH y CL (desde z=-11 hasta -19) cumplen al menos uno de esos criterios (ver Tabla 2.2), posiblemente definiendo la profundidad límite del material propenso a licuar, en este caso, la cota -11 m. Aunque se realizaron correcciones por contenido de finos (T. Youd et al., 2001), el procedimiento predice que material de transición entre arenas y suelos finos (o sea, sobre la cota -11 m) también licúa. Luego, de acuerdo al perfil geotécnico de la Figura 2.35, las arenas superficiales se encuentran sobre una capa de suelo no licuable, que tiene una pendiente cercana al 8.3%.

2.6.2. Predicción de desplazamiento por lateral spreading

Se utilizaron ecuaciones de regresión multilineal (MLR) propuestas por T. L. Youd et al. (2002) para estimar el desplazamiento asociado a *lateral spreading* para el sector de Lo Rojas en Coronel producto del terremoto del Maule de 2010. Estas ecuaciones fueron generadas utilizando una base de datos histórica de sismos que generaron desplazamientos por *lateral spreading*, para los cuales se definió una serie de parámetros que pudieran ser aplicados para predecir la magnitud de los desplazamientos en futuras ocurrencias del fenómeno. Esta revisión sugiere mejoras a las propuestas iniciales de Bartlett y Youd (1992, 1995). La principal actualización de esta revisión de estas ecuaciones corresponde a incluir una constante relacionada con la intensidad del sismo para evitar sobreestimar los desplazamientos, además de reemplazar algunos parámetros relacionados con las características del sitio a evaluar. En la Figura 2.37 se comparan los valores estimados utilizando las MLR con las mediciones reales de desplazamiento asociado a *lateral spreading*.

La forma general de la ecuación para condiciones de borde libre es:

$$log D_{H} = -16.713 + 1.532 \times M - 1.406 \times log R^{*} - 0.012 \times R + 0.592 \times log W$$
$$+ 0.540 \times log T_{15} + 3.413 \times log (100 - F_{15}) - 0.795 \times log (D50_{15} + 0.1mm)$$

(2.4)



Figura 2.37. Desplazamientos medidos versus estimados utilizando el modelo de Bartlett y Youd (1992)

La ecuación para el caso en condiciones de pendiente suave es:

$$log D_{H} = -16.213 + 1.532 \times M - 1.406 \times log R^{*} - 0.012 \times R + 0.338 \times log S$$
$$+ 0.540 \times log T_{15} + 3.413 \times log (100 - F_{15}) - 0.795 \times log (D50_{15} + 0.1mm)$$
(2.5)

Donde $R^* = R_0 + R$, y $R_0 = 10^{0.89M-5.64}$. D_H es el desplazamiento lateral estimado del sitio, en metros; M es la magnitud de momento del terremoto; R es la menor distancia horizontal desde el sitio a la fuente de la energía sísmica (en kilómetros), R_0 es una constante que es función de M; R^* es la distancia a la fuente sísmica modificada; T_{15} es el espesor acumulado de las capas saturadas con conteo de golpes corregidos, $N_{1,60}$, menor a 15, en metros; F_{15} es el contenido de finos promedio (fracción de sedimento que pasa la malla No. 200) para los suelos en los estratos considerados en T_{15} , en porcentaje; $D50_{15}$ es el tamaño de grano promedio para materiales en T_{15} , en milímetros; W es la razón de borde libre definida como el alto (H) del borde libre dividido por la distancia (L) desde la base del borde libre para el sitio, en porcentaje, y S es la pendiente del suelo en porcentaje.

En base a los resultados de la exploración, se propone que la capa licuable en el perfil modelado Figura 2.35 corresponde a los materiales superficiales, hasta una profundidad máxima de -11 m. Los parámetros utilizados por las ecuaciones MLR se obtuvieron de los materiales comprendidos en la capa licuable como primera aproximación. La definición del valor del parámetro R en este caso es bastante subjetiva dado el tamaño de la zona de ruptura. Ya que el sitio de estudio se ubica sobre la zona de ruptura, el valor en principio de R podría ser nulo. Como primera aproximación, puede ser consideerado como la distancia desde el sitio hasta la zona de máximos levantamientos observados para el terremoto del Maule. Este criterio se basa en la idea de calcular R como la distancia a la zona de máxima liberación de energía. De acuerdo a Vargas et al. (2011), la zona de máximos levantamientos de costas está ubicada en Piures, cerca de 47 km desde el muelle de Caleta Lo Rojas. Ya que no se dispone de una descripción continua de los levantamientos a través de toda la zona de ruptura, se emplearon los levantamientos costeros como indicador.

Ingresando estos valores a la Ecuación 2.4, el desplazamiento horizontal es $D_H = 10.6m$. A pesar de la adición de la constante $R_0 = 155.6km$, la estimación está bastante por sobre el desplazamiento observado y podría deberse al relativo pequeño valor del término de distancia. Adicionalmente, dado que la zona de máximo levantamiento puede ser una mala estimación de la zona de máxima liberación de energía, se requiere de un método de estimación más preciso. Para este estudio, se propone utilizar la menor distancia R a la zona donde el *slip* (desplazamiento co-sísmico inter-placas) sobrepasa un valor dado (Moreno et al., 2010). Se asume como hipótesis que la liberación de energía es proporcional a la magnitud del *slip* (Figura 2.38b). Se construyó un gráfico en el que las ordenadas corresponden a la variable $Area_{acumulada}$ definida como:

$$Area_{acumulada} = \frac{\int_{\Omega_i} ds}{\int_{\Omega} ds}$$
(2.6)

tal que $\Omega_i \subseteq \Omega$ y Ω_i corresponde al área donde los valores de *slip* son menores al un valor x_i de las abscisas. En este caso, se evaluaron dos áreas. Se definieron como las zonas donde los valores de *slip* exceden el 50% del $Area_{acumulada}$ (Zona A) y el 90% (Zona B), como se muestra en la Figura 2.39.



Figura 2.38. Estimación de la zona de máxima liberación de energía: (a) *Slip* co-sísmico USGS teleseismic model (Moreno et al., 2010); (b) Modelo Slab 1.0 (Hayes et al., 2012)

El modelo Slab 1.0 (Hayes et al., 2012) permite estimar la profundidad de la falla inter-placas en la zona seleccionada (Figura 2.38b). La menor distancia tridimensional a la Zona A es de 49 km a una profundidad de 22 km, mientras que para la Zona B es de 82 km a profundidad 35 km (Figura 2.38a). El valor calculado de los R modificados son de $R_A = 54km$ y $R_B = 89km$ para las zonas A y B respectivamente.



Figura 2.39. Frecuencia acumulada por área de slip

Empleando estas mediciones revisadas de R y los mismos valores listados previamente para el resto de los parámetros, se obtiene de la ecuación que $D_H = 8.3m$ utilizando R_A y $D_H = 2.5m$ con R_B . Este último valor se ajusta de mejor forma a las observaciones. Sin embargo, se requieren estudios adicionales para sismos de gran magnitud para verificar esta aproximación, pues el modelo de T. L. Youd et al. (2002) se generó con información de sismos de características muy distintas a los que ocurren en Chile. Para este caso, se propone utilizar el área que excede el 90% de la frecuencia acumulada de *slip* como área de máxima liberación de energía, para definir un parámetro cuantitativo que pueda ser replicado para otros sitios.

La evaluación se repitió considerando el modelo de pendiente suave. A partir del modelo de la Figura 2.35, se estimó una pendiente S = 5.5%. Usando R = 47km, se obtiene $D_H = 13.9m$, con $R_A = 54km$ un valor $D_H = 10.9m$ y cuando $R_B =$ 89km, $D_H = 3.3m$. La distancia modificada R_B aproxima mejor el desplazamiento lateral obtenido que la distancia más cercana al borde de la fuente de energía sísmica de la ecuación de T. L. Youd et al. (2002), a pesar de una ligera subestimación. La Tabla 2.5 resume los resultados de ambas ecuaciones y de los distintos parámetros de distancia R utilizados. Como la ecuación corregida en 2002 fue desarrollada de una base de datos histórica de casos de estudio, tiene una cantidad muy limitada de sismos de gran magnitud, por lo que se sugiere mayores estudios sobre los efectos del término de distancia para sismos de gran magnitud para futuras correcciones de estas ecuaciones.

Candinián dal Tamana	$D_H(m)$			
Condicion del Terreno	R(Youd) = 47km	$R_A = 54km$	$R_B = 89km$	
Borde libre	10.6	8.3	2.5	
Pendiente suave	13.9	10.9	3.3	

Tabla 2.5. Desplazamiento Horizontal (m) de ecuaciones de Youd et al. 2002 con valores originales y modificados de R

2.7. Modelo numérico y selección de parámetros

Utilizando la información geotécnica resumida en la sección generada en base a la exploración (Figura 2.35), se desarrolló un modelo de elementos finitos hidro-mecánico acoplado e inelástico para reproducir las observaciones post-sísmicas de *lateral spreading* (Figura 2.4). En este modelo, la mezcla sólido-fluido fue tratada de acuerdo a la formulación u - p (Zienkiewicz & Shiomi, 1984a). Esta formulación ignora la aceleración relativa del fluido y sus términos convectivos, de manera que las variables desconocidas son el desplazamiento del sólido u y la presión de poros p. La compresibilidad de los granos del suelo se desprecia y el comportamiento del esqueleto sólido se deriva asumiendo el principio de esfuerzos efectivos propuesto por Terzaghi. Bajo estas hipótesis el problema numérico consiste en resolver la conservación de la masa, simultáneamente. Los detalles de la formulación matemática la correspondiente aproximación por elementos finitos se encuentran desarrollados en el Anexo E.

La construcción de la malla de elementos finitos requiere delimitar la extensión del problema, tanto horizontal como verticalmente. Verticalmente, el modelo mostrado en la Figura 2.35 se extiende 5 metros sobre la roca base y se emplearon elementos paraxiales bajo dicho nivel (H. Modaressi & Benzenati, 1994a). La función de estos elementos es doble: por un lado se utilizan para incorporar la carga del sismo al modelo después de la deconvolución del afloramiento rocoso y, por otro lado, absorber las ondas que se originan al interior del modelo por la reflexión de las ondas en la superficie y las interfaces entre capas de suelo. La extensión horizontal del modelo se limitó a 260 m. Esta distancia es suficientemente grande para capturar los efectos locales en la zona más escarpada de la pendiente. Dado que el modelo es completamente inelástico, los elementos absorbentes tradicionales no se pueden utilizar en los bordes verticales. Una manera de resolver este problema es utilizar bordes laterales que aseguren la condición de "campo libre" lejos de la zona de pendiente.


Figura 2.40. Modelo de elementos finitos

Como el problema no es horizontalmente periódico, una aproximación de condiciones cinemáticas periódicas estándar (Zienkiewicz et al., 1989) no es apropiada para este caso. Para imponer condiciones de campo libre en los bordes verticales se investigaron tres aproximaciones: (FEM-DOF) para imponer desplazamientos y presiones provenientes de una simulación de propagación unidimensional; (FEM-Force) para imponer fuerzas laterales equivalentes de los cómputos de las columnas 1D de campo libre (Bielak et al., 2003); (FEM-Column) incluye en el modelo 2D columnas de campo libre y bordes laterales (McGann & Arduino, 2011). Las aproximaciones FEM-DOF/Force requieren dos fases de cálculo: primero la columna de campo libre 1D debe resolverse y, luego, los desplazamientos equivalentes o fuerzas se imponen al modelo 2D en sus bordes verticales. El acercamiento FEM-Column tiene la ventaja de requerir de un único cálculo.

La malla de elementos finitos utilizada se muestra en la Figura 2.40, donde cada color corresponde a un grupo de ítems, internamente definidos por el programa que coinciden con las propiedades de los materiales que se han especificado. Para el método FEM-Column, la malla incluye ambas columnas de campo libre mostradas en la Figura 2.40. En el caso de los enfoques FEM-DOF/Force, la columna de campo libre se resuelve de manera separada y el modelo 2D incluye sólo desplazamientos o fuerzas sobre los bordes verticales. La malla que incluye las columnas está compuesta por alrededor de 2800 nodos y 5300 elementos triangulares sólidos, para un total de 8000 grados de libertad

(mecánicos e hidráulicos). Esta malla de elementos finitos es suficientemente fina para el problema considerado, dado que satisface la condición de tener al menos 8 nodos por longitud de onda hasta 10 Hz. Todas los cálculos se llevaron a cabo en el programa GEFDyn (Aubry & Modaressi, 1996), que es capaz de modelar problemas termo-hidro-mecánicos acoplados con condiciones estáticas y cuasi-estáticas como dinámicas. Una vez que las condiciones iniciales de esfuerzos son calculadas, el análisis sísmico se ejecuta alrededor de la situación estática inicial, la cual corresponde a un análisis de perturbación dinámico. El modelo multi-mecanismo elasto-plástico de la Ecole Centrale Paris (ECP) (Hujeux, 1985a) fue utilizado para representar el comportamiento de las arenas. Detalles de la formulación matemática del modelo se muestran en el Anexo E. La habilidad de este modelo de reproducir licuefacción se ha presentado en varios estudios (Lopez-Caballero & Modaressi Farahmand-Razavi, 2008; Lopez-Caballero & Modaressi-Farahmand-Razavi, 2010; Sáez & Ledezma, 2014).

Debido a que los datos experimentales son insuficientes para realizar una calibración de los materiales y que no se tiene información experimental de materiales de mayor profundidad, se optó por seleccionar parámetros consistentes con la información SPT y CPT del sitio, obtenidos de la biblioteca de materiales de los autores. Los parámetros de los materiales utilizados (Sáez & Ledezma, 2014) se presentan en la Tabla 2.6. Estos materiales corresponden a las dos capas superficiales de de suelo (Figura 2.35). La capa superficial se compone por arenas mal graduadas (SP) sueltas, mientras que la capa inferior corresponde a arenas arcillosas (SC) de mayor densidad.

La capacidad del modelo para reproducir el comportamiento cíclico del suelo se ilustra en la Figura 2.41, donde las curvas G/G_{max} versus deformación de corte y Amortiguamiento equivalente versus deformación de corte se muestran para presiones de confinamiento de 50 kPa y 100 kPa, usando los parámetros definidos para los materiales SP y SC. Estas curvas se obtienen de simulaciones de ensayos drenados de corte cíclico.

Parámetro	SC	SC	Significado		
G_{ref} (MPa)	222	290	Módulo de corte de referencia		
K_{ref} (MPa)	444	628	Módulo de bulk de referencia		
n_e	0.4	0.5	Grado de no linealidad para la		
			evolución del módulo elástico con		
			el confinamiento		
P'_{ref} (MPa)	1.0	1.0	Confinamiento de referencia para		
			elasticidad no lineal		
n (-)	0.35	0.56	Porosidad inicial		
ϕ'_{pp} ()	31	30	Angulo de fricción en estado crítico		
$\dot{\psi}_c$ ()	31	30	Ángulo característico (límite entre		
			comportamientos contractivo y dila-		
			tante)		
eta	43	33	Compresibilidad plástica (rela-		
			cionada con el incremento de la		
			densidad)		
d	3.5	2.0	Distancia entre la linea de consoli-		
			dación isotrópica virgen (ICL) y la		
			linea de estado crítico (CSL)		
b	0.2	0.2	Factor de forma de superficie falla		
			(b = 0 es tipo Mohr-Coulomb y $b =$		
			1 es tipo Cam-Clay)		
p_{c0}' (kPa)	50	1800	Proyección del índice de vacíos en		
		_	la CSL		
k (m/s)	10^{-4}	10^{-3}	Permeabilidad saturada		
a_m	4×10^{-3}	5×10^{-3}			
a_{cyc}	1×10^{-4}	1×10^{-4}	Coeficientes de endurecimiento		
			para mecanísmos isotrópicos		
			(cíclicos y monótonos)		
c_m	6×10^{-2}	4×10^{-3}			
c_{cyc}	3×10^{-2}	2×10^{-3}	Coeficientes de endurecimiento		
			para mecanismos de corte (cíclicos		
			y monótonos)		

Tabla 2.6. Parámetros del modelo ECP para arena SP y arena SC



Figura 2.41. Curvas de G/G_{max} y amortiguamiento versus deformación de corte

La habilidad del modelo de reproducir licuación se ilustra en la Figura 2.42 donde se muestran los resultados simulados de dos ensayos de corte cíclico no drenados, utilizando los materiales SP y SC. Se utilizó una presión de confinamiento inicial de $\sigma'_0 = 100$ kPa y desviadores de presión $\tau_d = 15$ y $\tau_d = 10$ kPa.



Figura 2.42. Ensayos de corte cíclico no drenados (20 ciclos)

Con objeto de destacar la influencia del tratamiento de los bordes verticales en el desplazamiento lateral producido por licuefacción, se seleccionó la componente NS del terremoto del Maule 2010 registrado en la estación Rapel, que se encuentra sobre un afloramiento rocoso. Esta estación está ubicada aproximadamente a 500 km al norte de Coronel, y el registro tiene una duración de casi 90 segundos y un PGA de 0.2g. La Figura 2.43(a) muestra gráficos de contorno de la razón de exceso de presión de poros R_u a los 80 segundos del registro para los tres enfoques explorados. Se puede notar que licuación completa ocurre aproximadamente en los mismos sectores, independiente del enfoque adoptado. En el caso del enfoque FEM-DOF, el incremento de presión de poros parece ser más profundo comparado con las otras aproximaciones. Sólo en el caso de FEM-Force la licuefacción parece ser discontinua cerca de la base de la pendiente. A pesar de estas diferencias menores, los resultados son cualitativamente muy similares.

Para entregar comparaciones más cuantitativas, la Figura 2.43(b) muestra los desplazamientos horizontales acumulados medidos en la proyección de la línea medida por J. Bray et al. (2012) sobre la sección considerada para el modelamiento. En términos de valores máximos, el enfoque FEM-Column entregó el valor más cercano a las mediciones de terreno (desplazamiento acumulado igual al 57% del medido). Los resultados de FEM-DOF/Force son prácticamente idénticos. Es interesante notar que el desplazamiento acumulado entre los 20 y los 80 metros desde la cara del muro considera como referencia durante las mediciones post-sísmicas es muy similar a la obtenida por el modelo FEM-Column, pero el gran incremento en los primeros 20 metros no es reproducido con precisión. Probablemente, grietas muy anchas fueron observadas en esa zona de la exploración en terreno, las que no pueden ser reproducidas por una estrategia de modelamiento continuo como lo es el método de los Elementos Finitos.

La estación Rapel está ubicada a 500 km de Caleta Lo Rojas, mientras que los levantamientos máximos registrados en costa se ubican a menos de 50 km de Coronel. Por lo tanto, el movimiento efectivo a nivel de roca base en esta área fue probablemente mayor que lo registrado en Rapel, lo que también podría explicar las diferencias observadas en



Figura 2.43. Comparación de condiciones de borde: (a) Mapas de contorno de razón de presión de poros Ru; (b) desplazamiento horizontal acumulado

los desplazamientos horizontales máximos. Desafortunadamente, el registro sobre roca más confiable y cercano para este evento es el de la estación Rapel y no hay registros similares disponibles para condiciones de suelo similares.

3. LIQUEFACTION-INDUCED LATERAL SPREADING IN LO ROJAS, CORONEL. FIELD STUDY AND NUMERICAL MODELING: ARTÍCULO CIENTÍFICO PRESENTADO AL JOURNAL EARTHQUAKE SPECTRA

Liquefaction-induced lateral spreading in Lo Rojas, Coronel. Field study and numerical modeling

Gabriel de la Maza,^{a)} Nicole Williams,^{b)} Esteban Sáez,^{a)} Kyle Rollins,^{b)} M.EERI, Christian Ledezma^{a)}

The paper describes a detailed field survey conducted at Lo Rojas fishermen port in Coronel, where extensive liquefaction induced lateral-spreading was reported for the 2010, M_w 8.8 Maule earthquake. The survey includes SPT and CPT soundings, as well as the use of some surface-based geophysical techniques. The data was used to evaluate empirical prediction lateral-spread expressions and to develop a detailed hydro-mechanical finite element model. Results of both empirical expressions and numerical models agree reasonably well with the postevent field observations.

INTRODUCTION

The February 27, 2010 M_w 8.8 Maule earthquake caused important damage to ports and bridges, considerably affecting the country's economic activities. In many cases, this damage was associated with liquefaction-induced lateral spreading phenomena, in which large masses of soil slide over a liquefied layer, imposing large displacement demands on existing structures.

Caleta Lo Rojas, located 25 km south of Concepción, is a fishermen's wharf that showed clear evidence of liquefaction-induced lateral spreading. The most damaged structure was a pier, which had to be replaced after the earthquake (Figure 1). The large horizontal displacements that affected the area produced the complete failure of the old pier (Figure 1b). During a post-earthquake reconnaissance (Bray et al, 2012), cumulative horizontal displacements were measured by summing the crack widths along the line indicated in Figure 1a. A lateral maximum movement of about 2.6 m was observed across a distance of approximately 85 m (Figure 1c).

^{a)} Pontificia Universidad Católica de Chile, Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago, Chile

^{b)} Dept. of Civil & Environ. Engineering, Brigham Young University, 368 CB, Provo, UT 84602

In the present study, an extensive survey was performed to characterize the site, and then simplified and advanced modeling methods were applied to verify if they were able to reproduce the observed post-seismic displacements. The survey included seismic geophysical methods, SPT and CPT soundings.



Figure 1. (a) Lateral spread measurement line and location of geotechnical soundings; (b) Damaged pier; (c) Cumulative horizontal ground displacements.

EXPLORATION BOREHOLES

Boreholes SM-1 and SM-2 were drilled for the new wharf's construction project in 2010, next to the old pier that was severely damaged during the earthquake (Figure 1b). Each borehole had a depth of about 25 meters from the mean sea-level. An additional borehole, ST-1, was drilled in 2014 to a depth of 20 meters from a relative elevation of 2.87 meters

above sea-level. Additionally, two Cone Penetration Tests (CPT5 and CPT6) were performed. Boreholes and CPT locations are shown in Figure 1a.

Figure 2a displays the normalized blow count $N_{1,60}$ values. Results from SM-1 and SM-2 were corrected assuming an energy efficiency of 60%, while for ST-1 the energy was recorded during the SPT tests. Using the available bathymetry, absolute vertical elevations to mean sea-level were computed for each borehole. The results show a sharp contrast between the first 20 meters and deeper soils. ST-1 shows that the transition from soft to denser material occurs at about 14 m below sea-level, while the marine soundings indicate that this transition takes place at 20 m below sea-level.

Figure 2b displays SBT (Soil Behavior Type) from CPT borings according to Robertson (2010). The data indicates two dominant materials in the first 20 meters: sand and silt. There is a transition between these two soils as the SBT values show. The upper 8 meters are mainly clean sands that progressively change to silty sand for the following 4 meters, and then turn into clayey silt to silty clay at 20 m below the surface. N_{1,60} values for the first 20 meters are fairly uniform with blow-counts of less than 10 blows/ft. Also, the USCS classification from ST-1 samples (Figure 2a) agrees with the SBT index, showing very similar transitions and designations. With such low values of N_{1,60}, conventional liquefaction assessment methods predict liquefaction down to 20 m below sea-level. The Factor of Safety against liquefaction (FSL) was calculated from the SPT and CPT measurements (Figure 2c), considering fines content corrections (Youd et al, 2001).

Bray and Sancio (2006) proposed limits to define if fines are likely to liquefy or not. According to these authors, if the Plasticity Index (PI) is larger than 20 or the moisture content is lower than 0.8 times the Liquid Limit value, the material is not susceptible to liquefaction. Clay layers CH and CL (from z = -11 to -19 m) meet at least one of these conditions, probably defining the depth limit for the liquefiable behavior, and the surface above which lateral-spreading takes place.



Figure 2. (a) Stratigraphy and comparison from 3 boreholes (SM-1, SM-2 and ST-1); (b) SBT Index from CPT soundings; (c) Safety Factor against liquefaction from available soundings.



Figure 3. Average granulometric curves for each stratum

Granulometric curves from the ST-1 sounding exhibit a clear progression from coarse to fine soils, as Figure 3 shows. The fines content varies progressively from 1% in the first 6 meters, to 70% at 15 meters below sea-level.

GEOPHYSICAL SURVEY

The geophysical survey in Caleta Lo Rojas included two areas, labeled SW-1 and SW-2 (Fig. 5). Two different geophone arrays were used on each area. Additionally, the Horizontal to Vertical Spectral Ratio (Nakamura, 1989) was calculated at six points, which are also displayed with circular markers in Figure 4. The marker's colors show the calculated fundamental frequency according to the color scale on the left (in Hertz), while their size shows the peak amplitude, with the corresponding scale on the right side.



Figure 4. Geophysical survey: Nakamura results and explored area.

Seismic surface-wave based geophysics methods characterize dispersive properties of a site using both, passive sources (ambient vibrations) and active sources (sledgehammer). For this investigation, we used a seismograph of 24 channels with two kinds of geophones (natural frequencies of 4.5 Hz and 1 Hz). Lower frequencies imply longer wavelengths which allows deeper exploration. In this case, due to the very low shear wave velocities of the soil, the use of 1 Hz geophones was essential to reach at least 30 m of depth. The analysis performed assumed only Rayleigh waves. For source controlled experiments (active tests), we used the Multichannel Analysis of Surface Waves, MASW, method (Park et al. 1999). For ambient noise measurements (passive sources), we used SPAC (Aki, 1957) and f-k methods (Lacoss et al., 1969) in the case of bi-dimensional arrays. Additionally, for the analysis of passive linear measurements, we used the Extended SPAC (ESPAC) under the assumption of isotropic incident fields (Hayashi, 2008).



Figure 5. (a) SW-2 geophysical survey geometry; (b) Example of ellipticity curve; (c) shear wave profiles (two sites and comparison with CPT).

Figure 5a displays the dispersive properties of the SW-2 area, combining the results of SPAC, f-k, ESPAC and MASW methods along a linear and a circular array. Agreement between the different techniques is very satisfactory and allows characterization of the dispersion curve between 2.5 and 30 Hz approximately. It is important to note that geophysical surveys do not characterize a specific point, but they represent an average across the area covered by the arrays. Once a dispersion curve is obtained, the inversion must generate a model of horizontal soil layers with elastic properties compatible with the field observations in terms of the dispersive characteristics (dispersion or autocorrelation curves). In this work, we used the extension of the Neighborhood Algorithm (NA; Sambridge, 2001) proposed by Wathelet (2008) to solve the inverse problem. The results of the application of this method to areas SW-1 and SW-2 are shown in Figure 5b. The results are compared against "direct" measurements performed with the seismic cone on CPT-5 and CPT-6. The

shear wave velocity profiles obtained from the geophysical survey have a very good agreement with the profiles obtained from the CPT measurements.

Figure 5c shows a typical result of H/V Spectral Ratio. The large amplitude peak implies the existence of a clear stiffness contrast at a given depth. The mean fundamental frequency for this site is f0 = 1.66 Hz, with a representative shear wave velocity of Vs = 160 m/s. If the well-known formula Vs = 4 H f0 is used, these measurements show that the impedance contrast should be located at a depth of 24 m from the soil surface, which is in good agreement with the depth reported in Figure 5c. Even if this stiffer material detected by Nakamura's method is not the bedrock, this stiffness contrast defines the predominant vibration period for this site.

GEOTECHNICAL MODEL

To estimate lateral spreading using both empirical and detailed numerical methods, a geotechnical model of the area was built. This model was constructed based on the available bathymetry provided by the Ports Department of the Ministry of Public Works along the cross section displayed in Figure 6a.



Figure 6. Geotechnical model: (a) Selected section for modeling; (b) Geotechnical model

Although the available borings are not exactly located along the selected section, that section was chosen to take full advantage of the available bathymetry data. The adopted

geotechnical model based on boreholes, geophysics, and available bathymetry is shown in Figure 6b. In this figure, each square is 10x10 m. The bathymetry shows a pronounced slope of about 11% close to the coast, a necessary condition to develop lateral spreading.

The profile is characterized mainly by three materials: H1 (clean sand to silty sand), H2 (silty sand to sandy silt) and H3 (clayey silt to silty clay). Additionally, a lens of cemented sand and gravel was assumed based on the SM-1 borehole information. Material H1 is liquefiable, while the upper portion of material H2 may liquefy (somewhere between z = -11m to -15m) due to the increase of fines content with depth. H3 is considered to be non-liquefiable. For the sand and silty sand layer (H1), marine borings SM-1 and SM-2 show erratic values of FSL value below z = -20 m (Figure 2b). The material at this depth is probably too dense to liquefy, therefore, for the lateral spreading assessment presented in the next two sections, it was assumed that H1 material located below z = -20 m could not liquefy.

EMPIRICAL PREDICTION OF LIQUEFACTON INDUCED LATERAL-SPREADING

Based on the information presented in the previous sections, revised multilinear regression (MLR) equations predicting lateral spread displacement as published by Youd et al. (2002) are assessed. This revision suggests improvements to the Bartlett and Youd (1992, 1995) MLR equations, such as an added constant to the distance term to prevent unrealistically large displacements, and additions to the case history database. The general form of the revised MLR equation for free-face conditions is:

$$log D_{H} = -16.713 + 1.532 \text{ M} - 1.406 \log R^{*} - 0.012 \text{ R} + 0.592 \log W + 0.540 \log T_{15}, \quad (1)$$

+3.413 log(100 - F₁₅) - 0.795 log(D50₁₅ + 0.1 mm)

where $R^* = R_0 + R$, and $R_0 = 10^{(0.89M-5.64)}$. D_H is the estimated lateral ground displacement, in meters; M is the moment magnitude of the earthquake; R is the nearest horizontal or map distance from the site to the seismic energy source (in kilometers), R_0 is a distance constant that is a function of M; R* is the modified source distance; T_{15} is the cumulative thickness of saturated layers with corrected blow counts, $(N_1)_{60}$, less than 15, in meters; F_{15} is the average fines content (fraction of sediment sample passing a No. 200 sieve) for materials included within T_{15} , in percent; D50₁₅ is the average mean grain size for

materials within T_{15} , in millimeters; W is the free-face ratio defined as the height (H) of the free face divided by the distance (L) from the base of the free-face to the site, in percent.

As discussed in previous sections, the liquefiable layer was determined to extend from the surface to a minimum elevation of -11 m. According to ST-1, the closest sounding to the wall where displacement was measured, about 4.5m of the 11m below sea-level is clayey sand with a high PI of 11.4 and over 30% fines, indicating it is unlikely to liquefy. This leaves a continuous 6.5 m of sand with $(N_1)_{60}$ less than 15 blows/ft used for T15, which is consistent with the CPT data showing a high SBT below an elevation of 6.5m as shown in Figure 2b. Due to the scarcity of sample data from SM-1 and SM-2, fines content and grain size data were only considered from ST-1. Using the same layers considered for T₁₅, F₁₅=3.32% and D50₁₅=0.44 mm. The location of the free-face was estimated at about the location of SM-1, as the ground appears to level off at this location according to Figure 9b, such that W=11.6%. Because R must represent the distance to the maximum energy release, we choose as first approximation the distance to the maximum uplift. R was considered the distance from the site to the zone of maximum coastal uplifts observed for the Maule Earthquake, as indicator of maximum uplift area. According to Vargas et al. (2011), the zone of maximum coastal uplifts was located at Piures, about 47 km from the Lo Rojas pier.

Entering these values into equation (1), the horizontal displacement is $D_H=10.5$ m. Despite the addition of the constant $R_0=155.6$ km, it appears that the exaggerated estimate of displacement may be due to the relatively small distance term. Additionally, since the zone of maximum uplift would be difficult to estimate, a method to estimate distance to the maximum energy release zone is required. For this study, it is proposed to use the smaller distance R to a zone where slip (co-seismic displacements between plates) exceeds a given value (Moreno et al., 2010). It is assumed that the amount of energy released is proportional to the slip magnitude. A cumulative frequency graph was made to define possible threshold values of slip (Figure 8). In this case, two areas where evaluated. They are defined as the areas that concentrates the 50% (Zone A) and 10% (Zone B) of larger slips. In this case, the slip threshold values are 5m for Zone A and 10m for Zone B (Figure 7).

The Slab 1.0 model (Hayes et al., 2012) allows the estimation of the interplate fault depth (Figure 7b). The smaller horizontal distance from Lo Rojas to Zone A is 49 km with a depth of 22 km to the fault, and for Zone B these values are 82 km and 35 km respectively (Figure 7a). The computed 3D distances are $R_A = 54$ km and $R_B = 89$ km. Using these revised R_A and

 R_B values, and keeping the other parameters constant, $D_{HA} = 8.3m$ and $D_{HB} = 2.5m$. In this case, D_{HB} adjusts very well with site observations.



Figure 7. Estimation of maximum energy releasing zone: (a) USGS Co-seismic Slip teleseismic model (Moreno et al., 2010); (b) Interplate zone model Slab 1.0 (Hayes et al, 2012).



Figure 8. Normalized cumulative frequency of co-seismic slip over Maule earthquake rupture zone

Although the free-face scenario appears the best fit for the Lo Rojas pier, the gentle slope scenario is examined for completeness. The parameters are the same as for the free-face scenario, only the free-face ratio is omitted and a term including S=the ground slope in percent is added. Additionally, coefficients for the gentle slope scenario are different, such that:

$$\log D_{H} = -16.213 + 1.532 \text{ M} - 1.406 \log R^{*} - 0.012 \text{ R} + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15}, (2) + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D50_{15} + 0.1 \text{ mm})$$

A slope S=5.45% was estimated from Figure 6b. Using R = 47 km, $D_H=13.7$ m. Using R_A and R_B the results are $D_{HA} = 10.9$ m and $D_{HB} = 3.3$ m. The modified value R_B again provides the best estimate of the measured lateral spread. Table 1 summarizes results from both equations and all R values. As the 2002 revised equation was developed from a case history database which lacks a significant number of large magnitude earthquakes, further study of the effect of the distance term for large magnitude earthquakes is suggested for future revisions of the MLR equations.

Table 1. Horizontal Displacement (m) from Youd et al. equations with original and modified values of R $\,$

Ground	D _H (m)				
Conditions	R = 47 km	R _A = 54 km	R _B = 89km		
Free-face	10.5	8.3	2.5		
Gently Sloping	13.7	10.9	3.3		

NUMERICAL MODELING

Based on the geotechnical information summarized in Figure 6, we developed a fully coupled hydro-mechanic inelastic finite element model to reproduce the field observations shown in Figure 1c. In this model, the soil-fluid mixture was treated according the u-p formulation (Zienkiewicz and Shiomi, 1984). This formulation neglects the fluid acceleration and its convective terms, so that the unknown variables remain the displacement of the solid u and the water pressure p. Soil grain compressibility is neglected and the behavior of the solid skeleton is derived assuming the principle of effective stress as proposed by Terzaghi. Under such assumptions the numerical problem consists in simultaneously solving the

conservation of momentum of the soil-fluid mixture, the relative flow equation, and the mass conservation equations.

The construction of a finite element mesh requires limiting the extent of the problem, both horizontally and vertically. Vertically, the model displayed in Figure 6 was extended 5 m below the bedrock, and paraxial elements were used below this level (Modaressi and Benzenati, 1994). The function of these elements is twofold: on one hand they are used to introduce the earthquake loading to the model after de-convolution from the outcropping bedrock, and on the other, they absorb the waves originating inside the model due to its reflection on the surface and those at the interfaces between layers of soil. The horizontal extension of the model was limited to 260 m. This distance is large enough to capture local effects in the steepest part of the slope. Since the model is completely inelastic, traditional absorbent elements cannot be used on the vertical edges. One way to solve this problem is to use appropriate lateral boundaries to ensure "free-field" conditions far away from the slope.



Figure 9. Finite Element Model

As the problem is not horizontally periodic, a standard tied approach (Zienkiewicz et al., 1988) is not appropriate for this case. To impose the free-field condition at the vertical edges, three approaches were investigated: (FEM-DOF) to impose displacements and pressures from a 1D dimensional propagation simulation; (FEM-Force) to impose equivalent lateral forces from free-field 1D column computations (Bielak et al. 2003); (FEM-Column) which adds free-field columns at the lateral edges of the full 2D model (Mc Gann and Arduino, 2011). Approaches FEM-DOF and FEM-Force require two computations: first, the free-field 1D column must be solved and second, the equivalent displacements or forces must be imposed

to the 2D model along the vertical edges. The FEM-Column approach has the advantage of requiring a single computation.

The finite element mesh used is shown in Figure 9, where each color corresponds to a group of items, internally defined in the program, that match the different material properties that were considered. For the FEM-Column approach, the mesh includes free-field columns at both vertical ends, as Fig.8 shows. In the case of the FEM-DOF/Force approaches, the free-field columns are solved separately, and the 2D model includes only the displacements or forces applied on the vertical boundaries. The mesh including the columns is composed of about 2,800 nodes and 5,300 solid triangular elements, for a total of about 8,000 degrees of freedom (mechanical and hydraulic). This finite element mesh is fine enough for the considered problem, since it satisfies the condition of having at least eight nodes per wavelength up to 10 Hz. All calculations were carried out with the program GEFDyn (Aubry & Modaressi, 1996), which is capable of modeling thermo-hydro-mechanical coupled problems on static, quasi-static, as well as dynamic regimes. Once the initial stress state is computed, the seismic analysis is performed "around" the initial static situation, which corresponds to a dynamic disturbance analysis.

The Ecole Centrale Paris's (ECP) elasto-plastic multi-mechanism model (Hujeux, 1985) was used to represent the sand behavior. The ability of this model to reproduce liquefaction has been highlighted in several studies (e.g. Lopez-Caballero and Modaressi, 2008, 2010; Sáez and Ledezma, 2014). Sands and silt models, consistent with the SPT/CPT data from the site, were selected from the authors' materials library.

To highlight the influence of the treatment of the vertical edges on the liquefactioninduced lateral-spreading, we selected the NS component from the Maule 2010 Earthquake record at Rapel station on rock. This station is located approximately 500 km north of Coronel, and the record has a duration of about 90s and a PGA of 0.2g. Figure 10a displays the excess pore pressure ratio Ru contour plots at 80s for the three explored approaches. It can be noted that complete liquefaction takes place approximately in the same zones, regardless of the adopted approach. In the case of the FEM-DOF approach, pore pressure increments seem to involve deeper materials when compared against the other two computations. Only in the case of the FEM-Force approach liquefaction shows some discontinuity close to the toe of the slope. Despite these minor differences, results are qualitatively very similar.



Figure 10. Boundary conditions benchmarking: (a) Pore pressure ratio Ru contour maps; (b) cumulated horizontal displacement

For a more quantitative comparison, Figure 10b shows the cumulative horizontal displacements measured across the projection of the line measured by Bray et al. (2012) over the section considered for modeling. In terms of maximum values, the FEM-Column approach provided the closest value when compared against field measurements (about 57% less than the total cumulative horizontal displacement). Results from FEM-DOF and FEM-Force models are identical for practical purposes. It is interesting to note that the measured cumulative displacements between 20 to 80 m from the wall face are very similar to those obtained using the FEM-Column model, but the large displacement increment that takes place in the first 20m is not properly captured by the numerical model. It is likely that the wide cracks observed in the field cannot be reproduced by a continuous modeling strategy such as FEM.

Also, it is important to realize that Rapel station is located about 500 km from Lo Rojas, while coastal maximum uplifts were located less than 50 km from Coronel. Hence, the effective motion at the bedrock level in this area was likely significantly stronger than the record in Rapel, which could also explain the observed differences in the maximum horizontal displacements. Unfortunately, the closest reliable record on rock for this event is the Rapel station, and there are no records on similar soil conditions.

CONCLUSIONS

In the present study, an extensive survey including geophysical methods, SPT, and CPT soundings was conducted to characterize the site of Caleta Lo Rojas in Coronel city, where large seismically-induced lateral spreading was reported for the Maule 2010 earthquake. The information indicates that the site is characterized by a steep slope of about 11% along approximately 90m. The shallowest soil layer is characterized by 7m of low-density clean sand, followed by about 5m of clayed sand. Below this level, the high fines content (larger than 50%) defines a boundary driving lateral-spreading. Based on this information, simplified and advanced modeling approaches were applied to reproduce the observed post-seismic displacements.

Empirical prediction equations prove to be extremely sensitive to the distance from the site to the energy source. In subduction zones such as Chile, the rupture area of big earthquakes could be several hundreds of kilometers. In this study, we adopted the distance to the maximum observed coastal uplift. Using this value, empirical predictions largely surpassed the available observations, but using the distance to the zone that concentrate 10% of the largest slips the results match satisfactorily with in-situ post-earthquake measurements.

In numerical modeling, despite several sources of uncertainty regarding ground motions, and material distribution and properties, the results obtained using the FEM-Column approach are probably accurate enough for design purposes. A laboratory testing program is currently being conducted using samples from ST-1. Based on these laboratory results, constitutive models will be recalibrated to improve the FEM results. Also, the simultaneous inclusion of the vertical component of the record will be considered in future stages of this investigation.

REFERENCES

- Aki, K., 1957. Space and time spectra of stationary stochastic waves, with spectral reference to microtremors, *Bull. Earthq. Res. Inst.* **35**, 415–456.
- Aubry, D., Modaressi, A., 1996. GEFDyn: Manuel Scientifique, Ecole Centrale Paris. (in French)
- Bartlett, S., Youd, L., 1992. Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spread: Technical Report No.NCEER-92-0021, *National Center for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, N.Y.
- Bartlett, S., Youd, L., 1995. Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*. **121**(4), 316-329.

- Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y., Yoshimura, C., 2003. Domain Reduction Method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions; Part I, Theory. *Bulletin of Seismological Society of America*. 93(2), 817-824.
- Bray, J., Rollins, K., Hutchinson, T., Verdugo, R., Ledezma, C., Mylonakis, G., Assimaki, D., Montalva, G., Arduino, P., Olson, M., Kayen, R., Hashash, Y. M. A., Candia, G., 2012. Effects of Ground Failure on Buildings, Ports, and Industrial Facilities. *Earthquake Spectra*. 28, 97-118.
- Bray, J., Sancio, R., 2006. Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 132(9), 1165-1177.
- Hayashi, K., 2008. Development of the Surface-wave Methods and its Application to Site Investigation. Ph.D Dissertation, *Kyoto University*.
- Hayes, G., Wald, D. & Johnson, R., 2012. Slab1.0: A three-dimensional model of global subduction zone geometries. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* (1978-2012). 117(B1).
- Hujeux, J.C., 1985. Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. *Génie Parasismique, Presse ENPC*. 287-302. (in French).
- Lacoss, R. T., Kelly, E. J., Toksöz, M. N., 1969. Estimation of seismic noise structure using arrays. *Geophysics*. 34(1), 21-38.
- Lopez-Caballero, F., Modaressi, A., 2008. Numerical simulation of liquefaction effects on seismic SSI. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 28, 85-98.
- Lopez-Caballero, F., Modaressi, A., 2010. Assessment of variability and uncertainties effects on the seismic response of a liquefiable soil profile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **7**, 600-613.
- Mc Gann, C., Arduino, P., 2011. Dynamic 2D Effective Stress Analysis of Slope. OpenSees Examples.
- Moreno, M., Rosenau, M. & Oncken, O., 2010. 2010 Maule earthquake slip correlates with pre-seismic locking of Andean subduction zone. Nature, 467(7312), 198-202.
- Nakamura, Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute*. **30**, 25-30.
- Park, C. B., Miller, R. D., Xia, J., 1999. Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*. 64(3), 800-808.
- Robertson, P. K., 2010. Soil behaviour type from the CPT: an update. *Proceedings of 2nd International Symposium* on Cone Penetration Testing, CPT'10. Huntington Beach, CA, USA.
- Sáez, E., Ledezma, C., 2014. Liquefaction mitigation using secant piles wall under a large water tank. *Soil Liquefaction during Recent Large-Scale Earthquakes, CRC Press.*
- Sambridge, M., 2001. Finding acceptable models in nonlinear inverse problems using a neighbourhood algorithm. *Inverse Problems.* 17(3), 387.
- Vargas, G., Farías, M., Carretier, S., Tassara, A., Baize, S., Melnick, D., 2011. Coastal uplift and tsunami effects associated to the 2010 Mw8.8 Maule earthquake in Central Chile. *Andean Geology*. 38(1), 219-238.
- Wathelet, M., Jongmans, D., Ohrnberger, M., Bonnefoy-Claudet, S., 2008. Array performances for ambient vibrations on a shallow structure and consequences over Vs inversion. *Journal of Seismology*. 12(1),1-19.
- Youd, L., Hansen, C. M., Bartlett, S., 2002. Revised Multilinear Regression Equations for Prediction of Lateral Spread Displacement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*. **128**(12),1007-1017.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Liam Finn, W. D., Harder Jr, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S., Marcuson III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., Stokoe II, K. H., 2001. Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*. 127(10), 817-833.
- Zienkiewicz, O., Bicanic, N., Shen, F., 1988. Earthquake input definition and transmitting boundary conditions. *In: Advances in Computational Nonlineal Mechanics*. 109-138.

Zienkiewicz, O., Shiomi, T., 1984. Dynamic behaviour of saturated porous media: the generalized Biot formulation and its numerical solution. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. **8**, 71-96.

4. CONCLUSIONES

- Los resultados entregados por la exploración mediante ensayos CPT demostró gran compatibilidad con la exploración tradicional. Las mediciones de resistencia del subsuelo son consistentes con la resistencia estimada por los ensayos SPT, mientras que la clasificación de suelos obtenida utilizando el *Soil Behaviour Type* (SBT) coincide muy bien con los resultados de la clasificación de suelos mediante ensayos de laboratorio.
- Las ecuaciones de predicción empírica prueban ser muy sensibles a la distancia de la fuente sísmica. Las zonas de ruptura de los grandes terremotos en Chile son muy extensas, lo que hace extremadamente difícil determinar una zona precisa de mayor liberación de energía. Por consiguiente, los modelos para predecir las deformaciones por *lateral spreading* estimarán valores erráticos si no se consideran correcciones adicionales. Considerar que la fuente sísmica es un área relacionada con la distribución de máximos *slip* interplacas y que esta superficie se encuentra en la zona de subducción (en profundidad) entregó aproximaciones bastante mejores, con un error menor al 20%, en lugar del 250% obtenido utilizando las recomendaciones del método.
- La pendiente en la superficie de un sitio es un factor que sugiere el desarrollo de *lateral spreading* ante cargas cíclicas, pero no permite anticipar la magnitud del problema en su completitud. Por otro lado, entender la conformación de los suelos en profundidad podría permitir cuantificar los fenómenos estudiados. Es muy recomendable realizar estudios para evaluar los riesgos de *lateral spreading* utilizando herramientas como exploración geofísica, topografía y batimetría. Si bien los costos asociados podrían ser importantes, no se comparan con los costos de la exploración invasiva tradicional y permiten desarrollar nociones importantes para la toma de decisiones en etapa de exploración.
- Los métodos geofísicos basados en ondas superficiales empleados en este estudio demostraron gran coherencia con los métodos de exploración tradicionales.

Si bien no son certeros en evaluar los potenciales de licuación por si solos, pues no presentan información respecto a la composición de los suelos en profundidad, si entregan una idea general del comportamiento dinámico del suelo y permiten planificar más precisamente una campaña de exploración invasiva. En los casos que existe algún estrato cuyas propiedades de rigidez tengan gran contraste con los suelos superficiales, la técnica HVSR puede entregar una visión global muy importante, pues aporta información regional en profundidad a bajo costo.

- El modelamiento numérico del problema demostró ser una buena herramienta para estimar desplazamientos por *lateral spreading*, a pesar de todas las incertidumbres asociadas y la complejidad del problema. El tratamiento de las condiciones de borde mediante el método *FEM-Column* entregó una aproximación muy cercana a los valores medidos en terreno. Para problemas de diseño que deban considerar la ocurrencia de *lateral spreading*, la modelación numérica puede resultar de gran ayuda para estimar las solicitaciones que existirían sobre futuras estructuras.
- Dada la complejidad del fenómeno de *lateral spreading* inducido por licuación y la heterogeneidad de los suelos, se requiere una completa caracterización del subsuelo. Para etapas iniciales se pueden utilizar principalmente antecedentes previos y métodos indirectos. En etapas posteriores, la exploración invasiva correctamente distribuida en el espacio y la extracción de muestras para ser sometidas a ensayos de laboratorio es vital para tener resultados razonables en la estimación de las deformaciones durante futuros eventos sísmicos. El problema de *lateral spreading* no se caracteriza solo con exploraciones puntuales, pues no depende únicamente de la variación en profundidad del suelo y el rol de las pendientes de los estratos es fundamental
- En lugares como Coronel, la evaluación del potencial de licuación ante un evento sísmico de gran magnitud es indispensable durante el proceso de diseño. Además,

surge la importancia de realizar esfuerzos en comprender qué tipo de solicitaciones sufrirán los proyectos de ingeniería ahí construidos, por ejemplo, las solicitaciones por *lateral spreading*. Luego, las etapas de diseño deben contemplar estas variables no sólo para anticipar o descantar su ocurrencia, si no que con el objetivo de cuantificar más precisamente los efectos que este fenómeno podría ocasionar sobre el proyecto.

 Las normas existentes y guías de diseño para proyectos de ingeniería entregan metodologías para evaluar el potencial de licuación, pero en ningún caso entregan recomendaciones sobre cómo abordar el problema del *lateral spreading*, o qué condiciones deben ser estudiadas prioritariamente para entender su posible desarrollo. Simplemente lo dejan a criterio del profesional proyectista y su experiencia, siendo que a nivel nacional el conocimiento sobre este fenómeno es poco o nulo, y que en condiciones reales de los proyectos pocas veces se dispone de buena y abundante información de exploración geotécnica.

4.1. Perspectivas de trabajo futuro

Esta investigación corresponde a una primera etapa de caracterización de suelos y comprensión de los fenómenos ocurridos en los puertos dañados durante el terremoto del Maule de 2010. Se desarrolló un modelo computacional 2D que permitió simular el comportamiento en terreno sin considerar la interacción del suelo con estructuras. Los próximos pasos de esta línea investigativa, coherentes con los objetivos del proyecto, son:

- Realizar una caracterización más fina de los suelos presentes en Coronel por medio de una campaña de laboratorio más extensa a todos los materiales recuperados en la zona y no solo a los materiales identificados como licuables.
- Generar un modelo computacional más avanzado, en tres dimensiones y que incorpore la interacción suelo-estructura de un muelle de gran envergadura, como el muelle Norte o Sur.

• Comparar las observaciones post-terremoto de deformaciones de suelo (*lateral spreading*) y en solicitaciones a las estructuras (giro en pilotes) con los resultados numéricos generados con el modelo.

REFERENCIAS

- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors.
- Aubry, D., & Modaressi, A. (1996). Gefdyn, manuel scientifique. École Centrale Paris: LMSS-Mat.
- Bartlett, S. F., & Youd, T. L. (1992). Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads.
- Bartlett, S. F., & Youd, T. L. (1995). Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(4), 316–329.
- Bathe, K. (1996). Finite Element Procedures. New Jersey, USA: Pretince-Hall.
- Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y., & Yoshimura, C. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, part i: Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(2), 817–824.
- Bray, J., & Frost, D. (2010). Geo-engineering reconnaissance of the 2010 maule, chile earthquake. *Report No. GEER-022 of the NSF Sponsored GEER Association Team*, 1.
- Bray, J., Rollins, K., Hutchinson, T., Verdugo, R., Ledezma, C., Mylonakis, G., ... others (2012). Effects of ground failure on buildings, ports, and industrial facilities. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S97–S118.
- Bray, J. D., & Sancio, R. B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of finegrained soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132(9), 1165–1177.
- Brunet Gutiérrez, S. (2012). *Comportamiento sísmico de estructuras de puerto*. (Unpublished master's thesis). Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Garga, V. K., & McKay, L. D. (1984). Cyclic triaxial strength of mine tailings. *Journal* of Geotechnical Engineering, 110(8), 1091–1105.
- Hayashi, K. (2008). Development of surface-wave methods and its application to site

investigations.

- Hayes, G. P., Wald, D. J., & Johnson, R. L. (2012). Slab1. 0: A three-dimensional model of global subduction zone geometries. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* (1978–2012), 117(B1).
- Hujeux, J. (1985a). Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. Génie parasismique, 278–302.
- Hujeux, J. (1985b). Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. In Génie parasismique (p. 287-302). Presse ENPC.
- Humire, F. (2013). Aplicación de métodos geofísicos basados en ondas superficiales para la caracterización sísmica de suelos: aplicación a la microzonificación sísmica del norte y poniente de santiago. (Unpublished master's thesis). Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Humire, F., Sáez, E., Leyton, F., & Yañez, G. (2014). Combining active and passive multi-channel analysis of surface waves to improve reliability of vs30 estimation using standard equipment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1–19.
- Lacoss, R., Kelly, E., & Toksöz, M. (1969). Estimation of seismic noise structure using arrays. *Geophysics*, 34(1), 21–38.
- Ledezma, C., Hutchinson, T., Ashford, S. A., Moss, R., Arduino, P., Bray, J. D., ... others (2012). Effects of ground failure on bridges, roads, and railroads. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S119–S143.
- Lopez-Caballero, F., & Modaressi Farahmand-Razavi, A. (2008). Numerical simulation of liquefaction effects on seismic ssi. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(2), 85–98.
- Lopez-Caballero, F., & Modaressi-Farahmand-Razavi, A. (2010). Assessment of variability and uncertainties effects on the seismic response of a liquefiable soil profile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(7), 600–613.
- Luong, M. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue Française de Géotechnique*, *10*(1), 39-53.
- Madariaga, R. (1998). Sismicidad de chile. *Física de la Tierra*(10), 221.

- McGann, C., & Arduino, P. (2011). Dynamic 2d effective stress analysis of slope. In *Opensees examples*.
- Modaressi, A. (2003). Modélisation des milieux poreux sous chargements complexes (Diplôme d'Habilitation à Diriger des Recherches). Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble.
- Modaressi, H., & Benzenati, I. (1994a). Paraxial approximation for poroelastic media. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *13*(2), 117–129.
- Modaressi, H., & Benzenati, I. (1994b). Paraxial approximation for poroelastic media. *Soil dynamics and Earthquake Engineering*, 13(2), 117-129.
- Moreno, M., Rosenau, M., & Oncken, O. (2010). 2010 maule earthquake slip correlates with pre-seismic locking of andean subduction zone. *Nature*, *467*(7312), 198–202.
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute*, *Quarterly Reports*, 30(1).
- Park, C. B., Miller, R. D., & Xia, J. (1999). Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, 64(3), 800–808.
- Pasten Puchi, C. R. (2007). *Respuesta sísmica de la cuenca de santiago* (Unpublished master's thesis). Universidad de Chile.
- Robertson, P. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151–158.
- Robertson, P. (2009). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *136*(6), 842–853.
- Robertson, P., & Cabal, K. (2010). *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering.* Gregg Drilling and Testing, Inc. (4th ed)
- Robertson, P., Campanella, R., Gillespie, D., & Rice, A. (1986). Seismic cpt to measure in situ shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering*, *112*(8), 791–803.
- Sáez, E., & Ledezma, C. (2014). Liquefaction mitigation using secant piles wall under a large water tank. *Soil Liquefaction during Recent Large-Scale Earthquakes*, 213.

- Schofield, A., & Wroth, C. P. (1968). *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London.
- Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S., & Makihara, Y. (1986). Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program. *Soils and foundations*, 26(3), 117–128.
- Vargas, G., Farias, M., Carretier, S., Tassara, A., Baize, S., & Melnick, D. (2011). Coastal uplift and tsunami effects associated to the 2010 mw8. 8 maule earthquake in central chile. *Andean Geology*, 38(1), 219–238.
- Wathelet, M. (2008). An improved neighborhood algorithm: parameter conditions and dynamic scaling. *Geophysical Research Letters*, 35(9).
- Youd, T., Idriss, I., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., ... others (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 nceer and 1998 nceer/nsf workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal* of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10), 817–833.
- Youd, T. L., Hansen, C. M., & Bartlett, S. F. (2002). Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *Journal of Geotechnical* and Geoenvironmental Engineering, 128(12), 1007–1017.
- Zienkiewicz, O., Bicanic, N., & Shen, F. (1989). Earthquake input definition and the trasmitting boundary conditions. In Advances in computational nonlinear mechanics (pp. 109–138). Springer.
- Zienkiewicz, O., Chan, A., Pastor, M., Schrefler, B., & Shiomi, T. (1999). Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering. Baffins Lane, Chichester, England: Wiley.
- Zienkiewicz, O., & Shiomi, T. (1984a). Dynamic behaviour of saturated porous media; the generalized biot formulation and its numerical solution. *International journal* for numerical and analytical methods in geomechanics, 8(1), 71–96.
- Zienkiewicz, O., & Shiomi, T. (1984b). Dynamic behaviour of saturated porous media: The generalized biot formulation and its numerical solution. *International Journal* of Numerical and Analytical Methods of Geomechanics(8), 71-96.

ANEXOS

A. EXPLORACIÓN GEOFÍSICA BASADA EN MÉDOS DE ONDAS SUPERFI-CIALES

ESTIMACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE (V_S)

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

: GEOP 01

Sitio

Fecha de ejecución : 04-07-2013

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664471E, 5900482S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	57.5 m	16
Lineal 1	Pasivo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	57.5 m	8
Circular 1	Pasivo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	19.2 m	5



Figura A.1. Ubicación del sitio GEOP 01



Figura A.2. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 01


Figura A.3. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 01



Figura A.4. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 01

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	1.2	0.0	1.2	199
2	0.2	1.2	1.4	330
3	0.7	1.4	2.2	137
4	3.3	2.2	5.5	140
5	1.8	5.5	7.3	143
6	3.4	7.3	10.7	153
7	6.0	10.7	16.7	171
8	10.0	16.7	26.7	305
9	66.9	26.7	93.6	333
10	0.0	93.6	-	457
		V_{S15}	157	m/s
		V_{S30}	202	m/s

Tabla A.1. Resultados inversión sitio GEOP 01

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

: GEOP 02

Fecha de ejecución : 04-07-2013

Coordenadas

Sitio

: UTM Zona 18S, 664520E, 5900425S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	24 - 4.5 Hz	5 m	115 m	9
Lineal 1	Pasivo	24 - 4.5 Hz	5 m	115 m	8
Lineal 1	Activo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	57.5 m	9
Lineal 1	Pasivo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	57.5 m	6
Lineal 2	Activo	24 - 4.5 Hz	2 m	46 m	5
Lineal 2	Pasivo	24 - 4.5 Hz	2 m	46 m	6
Triangular 1	Pasivo	24 - 4.5 Hz	2 m	33.3 m	4



Figura A.5. Ubicación del sitio GEOP 02



Figura A.6. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 02



Figura A.7. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 02



Figura A.8. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 02

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	1.9	0.0	1.9	233
2	0.6	1.9	2.5	123
3	1.0	2.5	3.5	120
4	0.3	3.5	3.7	137
5	5.3	3.7	9.0	176
6	11.4	9.0	20.4	185
7	3.1	20.4	23.5	189
8	5.2	23.5	28.6	506
9	57.0	28.6	85.6	917
10	0.0	85.6	-	1650
		V_{S15}	176	m/s
		V_{S30}	211	m/s

Tabla A.2. Resultados inversión sitio GEOP 02

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

: GEOP 03

Sitio

Fecha de ejecución : 04-07-2013

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664729E, 5899936S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	57.5 m	17
Lineal 1	Pasivo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	57.5 m	6
Triangular 1	Pasivo	24 - 4.5 Hz	2/2.5 m	44.2 m	6



Figura A.9. Ubicación del sitio GEOP 03



Figura A.10. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 03



Figura A.11. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 03



Figura A.12. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 03

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	1.6	0.0	1.6	149
2	4.1	1.6	5.7	238
3	1.5	5.7	7.2	703
4	0.6	7.2	7.8	176
5	2.4	7.8	10.3	189
6	2.3	10.3	12.5	194
7	26.8	12.5	39.4	215
8	53.3	39.4	92.7	219
9	5.7	92.7	98.4	515
10	0.0	98.4	-	1752
		V_{S15}	216	m/s
		V_{S30}	215	m/s

Tabla A.3. Resultados inversión sitio GEOP 03

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

: GEOP 04

Sitio

Fecha de ejecución : 04-07-2013

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664740E, 5899893S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	57.5 m	17
Lineal 1	Pasivo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	57.5 m	6
Triangular 1	Pasivo	24 - 4.5 Hz	2.5 m	42.5 m	5



Figura A.13. Ubicación del sitio GEOP 04



Figura A.14. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 04



Figura A.15. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 04



Figura A.16. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 04

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	2.8	0.0	2.8	169
2	1.4	2.8	4.2	178
3	5.1	4.2	9.2	365
4	2.3	9.2	11.5	176
5	15.2	11.5	26.7	179
6	2.2	26.7	28.9	189
7	18.7	28.9	47.6	198
8	40.6	47.6	88.2	202
9	7.3	88.2	95.5	249
10	0.0	95.5	-	526
		V_{S15}	213	m/s
		V_{S30}	196	m/s

Tabla A.4. Resultados inversión sitio GEOP 04

Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)Sitio: GEOP 05

Fecha de ejecución : 23-01-2014

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664785E, 5899813S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	12 - 4.5 Hz	5 m	115 m	15
Lineal 1	Pasivo	12 - 4.5 Hz	5 m	115 m	7
Lineal 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	10 m	110 m	10
Circular 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	10 m	38.6 m	10



Figura A.17. Ubicación del sitio GEOP 05



Figura A.18. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 05



Figura A.19. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 05



Figura A.20. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 05

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	1.0	0.0	1.0	183
2	0.2	1.0	1.2	548
3	0.5	1.2	1.7	123
4	0.5	1.7	2.2	152
5	0.8	2.2	3.0	155
6	2.2	3.0	5.2	183
7	15.9	5.2	21.0	204
8	2.2	21.0	23.2	242
9	29.3	23.2	52.6	267
10	0.0	52.6	-	286
		V_{S15}	192	m/s
		V_{S30}	211	m/s

Tabla A.5. Resultados inversión sitio GEOP 05

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

: GEOP 06

Sitio

Fecha de ejecución : 23-01-2014

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664663E, 5900160S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	17
Lineal 1	Pasivo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	5
Circular 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	7.5 m	29 m	8



Figura A.21. Ubicación del sitio GEOP 06



Figura A.22. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 06



Figura A.23. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 06



Figura A.24. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 06

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	1.1	0.0	1.1	247
2	1.3	1.1	2.4	317
3	1.8	2.4	4.2	139
4	13.4	4.2	17.6	187
5	4.3	17.6	21.9	252
6	21.2	21.9	43.1	284
7	5.5	43.1	48.5	295
8	29.0	48.5	77.5	329
9	4.8	77.5	82.3	476
10	0.0	82.3	-	856
		V_{S15}	189	m/s
		V_{S30}	216	m/s

Tabla A.6. Resultados inversión sitio GEOP 06

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

: GEOP 07

Sitio

Fecha de ejecución : 23-01-2014

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664580E, 5900362S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	17
Lineal 1	Pasivo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	5
Lineal 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	10 m	110 m	10



Figura A.25. Ubicación del sitio GEOP 07



Figura A.26. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 07



Figura A.27. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 07



Figura A.28. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 07

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	1.2	0.0	1.2	155
2	1.0	1.2	2.2	166
3	1.3	2.2	3.4	431
4	3.7	3.4	7.2	152
5	2.1	7.2	9.3	179
6	0.8	9.3	10.1	208
7	10.1	10.1	20.2	221
8	26.4	20.2	46.6	259
9	20.8	46.6	67.4	270
10	0.0	67.4	-	598
		V_{S15}	190	m/s
		V_{S30}	214	m/s

Tabla A.7. Resultados inversión sitio GEOP 07

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Sitio : GEOP 08

Fecha de ejecución : 23-01-2014

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664477E, 5900470S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	5 m	55 m	9
Lineal 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	10 m	110 m	10



Figura A.29. Ubicación del sitio GEOP 08



Figura A.30. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 08



Figura A.31. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 08



Figura A.32. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 08

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	7.8	0.0	7.8	152
2	2.6	7.8	10.4	153
3	2.3	10.4	12.7	166
4	20.2	12.7	32.9	382
5	17.1	32.9	50.0	394
6	6.9	50.0	56.9	402
7	9.2	56.9	66.1	414
8	4.8	66.1	70.8	984
9	5.1	70.8	76.0	1436
10	0.0	76.0	-	1602
		V_{S15}	170	m/s
		V_{S30}	235	m/s

Tabla A.8. Resultados inversión sitio GEOP 08

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

: GEOP 09

Sitio

Fecha de ejecución : 23-01-2014

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664914E, 5899344S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	20
Lineal 1	Pasivo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	5
Circular 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	8.5 m	32.8 m	7



Figura A.33. Ubicación del sitio GEOP 09



Figura A.34. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 09



Figura A.35. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 09



Figura A.36. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 09

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	1.1	0.0	1.1	158
2	0.8	1.1	1.8	169
3	0.6	1.8	2.5	156
4	4.2	2.5	6.6	164
5	0.8	6.6	7.4	194
6	6.3	7.4	13.7	239
7	11.2	13.7	24.9	242
8	6.7	24.9	31.6	244
9	38.5	31.6	70.2	360
10	0.0	70.2	-	431
		V_{S15}	196	m/s
		V_{S30}	217	m/s

Tabla A.9. Resultados inversión sitio GEOP 09
ESTIMACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE (V_S)

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

: GEOP 10

Sitio

Fecha de ejecución : 24-01-2014

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664039E, 5900843S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	15
Lineal 1	Pasivo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	5
Lineal 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	6 m	66 m	5
Circular 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	7.5 m	29 m	10



Figura A.37. Ubicación del sitio GEOP 10



Figura A.38. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 10



Figura A.39. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 10



Figura A.40. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 10

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	1.1	0.0	1.1	105
2	1.0	1.1	2.1	233
3	1.7	2.1	3.8	114
4	1.0	3.8	4.9	126
5	0.5	4.9	5.3	161
6	14.7	5.3	20.0	164
7	1.2	20.0	21.2	169
8	2.0	21.2	23.2	314
9	67.6	23.2	90.9	317
10	0.0	90.9	-	375
		V_{S15}	150	m/s
		V_{S30}	182	m/s

Tabla A.10. Resultados inversión sitio GEOP 10

ESTIMACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE (V_S)

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

: GEOP 11

Sitio

Fecha de ejecución : 24-01-2014

Coordenadas : UTM Zona 18S, 664090E, 5900830S

Arreglo	Ensayo	# Geófonos	Espaciamiento	Longitud Máxima	# Registros
Lineal 1	Activo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	15
Lineal 1	Pasivo	12 - 4.5 Hz	5 m	55 m	5
Circular 1	Pasivo	12 - 1.0 Hz	10 m	38.6 m	7



Figura A.41. Ubicación del sitio GEOP 11



Figura A.42. Descripción cualitativa de arreglos del sitio GEOP 11



Figura A.43. Curvas de dispersión experimentales del sitio GEOP 11



Figura A.44. Resultados del proceso de inversión del sitio GEOP 11

Capa	Espesor (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	$V_S(m/s)$
1	1.0	0.0	1.0	163
2	0.3	1.0	1.3	231
3	0.5	1.3	1.8	126
4	3.7	1.8	5.5	147
5	5.2	5.5	10.7	152
6	3.0	10.7	13.7	164
7	2.4	13.7	16.1	191
8	2.8	16.1	18.9	245
9	63.4	18.9	82.3	337
10	0.0	82.3	-	360
		V_{S15}	157	m/s
		V_{S30}	206	m/s

Tabla A.11. Resultados inversión sitio GEOP 11

B. RAZÓNES ESPECTRALES H/V

Dunto	Latitud	Longitud	Frecuencia Peak	Periodo Peak	Amplitud Deak
1 unto			(Hz)	(s)	Ampittuu 1 euk
HVSR 01	-37.02806	-73.15038	2.05	0.49	6.5
HVSR 02	-37.02879	-73.14996	1.66	0.60	7.3
HVSR 03	-37.02942	-73.14960	1.50	0.67	7.1
HVSR 04	-37.03021	-73.14860	1.84	0.54	5.1
HVSR 05	-37.03198	-73.14740	0.87	1.15	11.4
HVSR 06	-37.03765	-73.14587	1.50	0.67	8.3
HVSR 07	-37.03651	-73.14622	1.50	0.67	5.9
HVSR 08	-37.02457	-73.15501	1.78	0.56	5.0
HVSR 09	-37.03021	-73.14851	1.22	0.82	3.7
HVSR 10	-37.02492	-73.15464	1.55	0.65	5.2
HVSR 11	-37.03219	-73.14772	0.87	1.15	7.8
HVSR 12	-37.02884	-73.14982	1.55	0.65	6.0
HVSR 13	-37.03748	-73.14562	1.50	0.67	6.2
HVSR 14	-37.02848	-73.14935	1.61	0.62	6.5
HVSR 15	-37.03669	-73.14577	1.45	0.69	12.4
HVSR 16	-37.02836	-73.14928	1.66	0.60	9.0
HVSR 17	-37.03120	-73.14832	0.84	1.19	4.9
HVSR 18	-37.02421	-73.15587	1.66	0.60	6.9
HVSR 19	-37.03112	-73.14751	1.22	0.82	3.5
HVSR 20	-37.02435	-73.15554	1.66	0.60	5.2
HVSR 21	-37.02414	-73.15581	1.91	0.52	5.0
HVSR 22	-37.02406	-73.15569	1.98	0.51	5.9
HVSR 23	-37.02803	-73.14951	1.78	0.56	10.4
HVSR 24	-37.03037	-73.14835	1.98	0.51	5.8

Dunto	Latitud	Longitud	Frecuencia Peak	Periodo Peak	Amplitud Poak
1 unto			(Hz)	(s)	Ampittud Feak
HVSR 25	-37.03604	-73.14594	1.45	0.69	8.9
HVSR 26	-37.03391	-73.14701	1.22	0.82	7.7
HVSR 27	-37.03330	-73.14737	1.18	0.85	7.2
HVSR 28	-37.03011	-73.14845	1.98	0.51	6.2
HVSR 29	-37.02750	-73.14978	1.84	0.54	10.0
HVSR 30	-37.03563	-73.14608	1.35	0.74	4.8
HVSR 31	-37.03528	-73.14606	1.50	0.67	6.3
HVSR 32	-37.02712	-73.14991	1.98	0.51	5.1
HVSR 33	-37.02980	-73.14867	1.91	0.52	5.2
HVSR 34	-37.03306	-73.14719	0.87	1.15	6.3
HVSR 35	-37.02733	-73.15025	1.40	0.71	7.8
HVSR 36	-37.03001	-73.14849	1.35	0.74	3.7
HVSR 37	-37.03531	-73.14635	1.31	0.76	4.6
HVSR 38	-37.03338	-73.14745	1.06	0.94	5.2
HVSR 39	-37.02725	-73.14998	1.84	0.54	7.6
HVSR 40	-37.03533	-73.14610	1.45	0.69	9.6
HVSR 41	-37.02964	-73.14880	1.91	0.52	5.7
HVSR 42	-37.03326	-73.14729	1.14	0.88	7.1
HVSR 43	-37.03309	-73.14692	1.18	0.85	5.9
HVSR 44	-37.02997	-73.14812	2.12	0.47	6.5
HVSR 45	-37.02708	-73.14948	2.05	0.49	9.8
HVSR 46	-37.03536	-73.14568	1.45	0.69	11.2
HVSR 47	-37.02800	-73.15023	1.98	0.51	6.5
HVSR 48	-37.02809	-73.15033	1.91	0.52	7.5

Dunto	Latitud	Longitud	Frecuencia Peak	Periodo Peak	Amplitud Peak
1 unto			(Hz)	(s)	
HVSR 49	-37.02814	-73.15030	1.91	0.52	6.8
HVSR 50	-37.02806	-73.15039	1.91	0.52	5.4
HVSR 51	-37.02810	-73.15029	1.91	0.52	8.6
HVSR 52	-37.02808	-73.15037	1.98	0.51	7.5
HVSR 53	-37.02803	-73.15041	1.91	0.52	7.6
HVSR 54	-37.02808	-73.15038	1.98	0.51	7.6
HVSR 55	-37.02841	-73.15012	1.98	0.51	6.2
HVSR 56	-37.02738	-73.15097	1.98	0.51	8.4
HVSR 57	-37.02741	-73.15089	1.98	0.51	9.3
HVSR 58	-37.02744	-73.15098	1.98	0.51	9.8
HVSR 59	-37.02739	-73.15081	1.91	0.52	6.2
HVSR 60	-37.02739	-73.15092	1.98	0.51	8.9
HVSR 61	-37.02791	-73.15047	2.05	0.49	8.2
HVSR 62	-37.02813	-73.15058	2.43	0.41	3.3
HVSR 63	-37.03238	-73.14785	0.87	1.15	17.5
HVSR 64	-37.03247	-73.14787	0.90	1.11	15.8
HVSR 65	-37.03239	-73.14787	0.84	1.19	10.3
HVSR 66	-37.03231	-73.14785	0.87	1.15	12.4
HVSR 67	-37.03190	-73.14908	0.87	1.15	11.9
HVSR 68	-37.03224	-73.14750	0.87	1.15	10.4
HVSR 69	-37.03272	-73.14782	0.90	1.11	10.6
HVSR 70	-37.03345	-73.14777	1.14	0.88	8.6
HVSR 71	-37.03272	-73.14782	0.87	1.15	12.3
HVSR 72	-37.03294	-73.14774	0.87	1.15	9.5



Figura B.1. Resultados HVSR puntos 1 a 6



Figura B.2. Resultados HVSR puntos 7 a 12



Figura B.3. Resultados HVSR puntos 13 a 18



Figura B.4. Resultados HVSR puntos 19 a 24



Figura B.5. Resultados HVSR puntos 25 a 30



Figura B.6. Resultados HVSR puntos 31 a 36



Figura B.7. Resultados HVSR puntos 37 a 42



Figura B.8. Resultados HVSR puntos 43 a 48



Figura B.9. Resultados HVSR puntos 49 a 54



Figura B.10. Resultados HVSR puntos 55 a 60



Figura B.11. Resultados HVSR puntos 61 a 66



Figura B.12. Resultados HVSR puntos 67 a 72

C. SONDAJES

- Sondajes CPT
- Sondajes SPT

SONDAJES CPT







1 of 1



Pontificia Universidad Católica de Chile



Pontificia Universidad Católica de Chile

1 of 1



SONDAJES SPT



Pontificia Universidad Católica de Chile



Sondaje : BORE 01 SONDAJE GEOTÉCNICO Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Año :2006 Sector : Muelle Sur Muestra Índice SPT (N_{SPT}) % Finos % Humedad Clasif. Prof. Perfil Descripción USCS (m) N° Tipo հուլիուլիուլիուլիսով հավավավայիսի հավավավավ Limo muy arenoso. Plasticidad media a alta. Consistencia rígida. Presenta SH1 MH 25 restos de conchuelas. Color gris oscuro. 32 CG1 MH 26* CN1 27* CN1 ML Arena fina, limosa, Plasticidad nula, Compacidad densa a muy densa. Lente de arena fina muy limosa no 36 C2282 SH2 SM plástica entre 38,90 m y 39,13 m. Color gris oscuro. 29* CN1 SM SM EN1 §Μ 40 Limo arenoso. Compresibilidad y 31* CN1 MH plasticidad alta. Consistencia media a rígida hasta 46.5 m. Entre 46,5 m y 47,5 m existe un sub estrato de arena fina limosa de compacidad suelta. Bajo 47,5 m hasta el fin de la 32* CN1 MH perforación el limo cambia a una 33 SH1 MH consistencia blanda a muy blanda. Color gris. 44 34* CN1 MH 8 Arena Limosa / / / / Fango marino Limo Arcilloso **Coordenadas UTM Muestreadores** Zona 18H **** Limo Orgánico Arcilla Arena CN1: Cuchara Normal 2.0" N.: 5899951 SH1: Tubo Shelby 2.0" E.: 664725 Limo 111111 Arcilla Limosa Grava NQ3: Barril NQ3 45.1 mm Cota Sondeo CG1: Cono Geovenor Limo Arciloso Arcilla Arenosa Arenisca EL.: 3.47 mNRS

Pontificia Universidad Católica de Chile






	SON Es	NDA. studi	JE G 0: T	EOTÉCN esis de	IICO Magíst	er en Cs. de la	Ingeniería (G.	de la l	Maza)	Sondaje Mandar Contrati Año Sector	e : BC nte : Pu sta: Ge : 20 : Mu	PRE 02 erto Coronel ovenor 06 ielle Sur	
	Prof. (m)	Mue N°	estra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Descr	ipción	Índice S २ २ 	PT (N _{SPT}) 8 & 9	% Find ○ २ ♀ ©	s 9 00 0 2 00 0 00 0 00	% Humedad ୦ ର	
	- 32 —	19	CN1		мн	Limo de plasticida Consistencia rígida conchuelas. Colo	ao media a aita. a. Partículas de or verde oscuro.				•	•	
	-	20	CN1		МН								
	-	21	CN1		мн	Arcilla limosa. Plasti	icidad media alta.				•		
	- 36	22	CN1		СН	Consistencia mu contenido de partícu Color gris oscuro	uy rigida. Bajo Ilas de conchuela. a gris verdoso.					●	
	-	23	CN1		СН-МН							↓	
	- 40	24	CN1		Сн-мн						•	 	
	-	25	CN1		Сн-мн						•		
	_	26	CN1		Сн-мн						/		
	44 —	27 S/M*	CN1 CN1			Grava fina con arena	a media a gruesa.				•		
l	-	20	INQU			^ /							Ц
	r	Mues	tread	ores		Fango marino	Limo Arcilloso		A	rena Limosa	Coord	denadas UTN	1
	CN1:	Cuch	ara N	ormal 2.0"	****	Limo Orgánico	Arcilla		· · · .] A	rena	N.:	5889916	
	SH1:	Tubo Barril	Shelb	0y 2.0" 45.1 mm		Limo	Arcilla Limosa		••••• G	irava	E.:	664584	
	CG1:	Cono	Geov	/enor		Limo Arciloso	Arcilla Arenosa	а	•.•. A	renisca	EL.: -	11.6 mNRS	

SON Es	NDA studi	JE GE o: Те	OTÉCN esis de	l ico Magís	ter en Cs. de la Ingeniería (G.	de la Maza)	Sondaje Mandant Contratis Año Sector	: BORE 02 te : Puerto Coronel sta: Geovenor : 2006 : Muelle Sur
Prof. (m)	Mue N°	estra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Descripción	Índice SPT (N _{SPT})	% Fino 6 8 9 8 0 0	s % Humedad 8
-	29	NQ3	0.00	GM	cuarzosa. Cantos subangulares. Trozos de arena cementada. Color gris claro.			
48 —	30	NQ3		MH	Limo de plasticidad media. Consistencia rígida. Color gris oscuro.			
-	31 S/M	NQ3 NQ3		MH CH-MH				
52 — -	32	NQ3		CH-MH				
-	33	NQ3		CL	Arcilla limosa de plasticidad media. Consistencia rígida. Algunas conchuelas. Color verde oscuro.			
- 56	. 34	NQ3		CL				
-	35	NQ3		CL	Roca arenisca muy fracturada,	_		•
60 —	37	NQ3	· · · . · . · . · . · . · . · .		presenta gravas y arena cuarzosa. Vetas o lentes muy meteorizados a arcilla. Cementación moderada. Color gris oscuro.			
CN1:	Mues Cuch	treado ara Nor	res mal 2.0"		Fango marino IIIIIII Limo Arcilloso Limo Orgánico IIIII Arcilla) [:]::]:] Are	ena Limosa ena	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5889916
NQ3: CG1:	Barril	NQ3 4 Geove	2.0 45.1 mm enor		Limo Arcilla Limosa Limo Arciloso Arcilla Arenos	a Grand Gran	ava enisca	E.: 064584 Cota Sondeo EL.: -11.6 mNRS

SON Es	NDA.	JE G 0: Te	EOTÉCN esis de	l ICO Magís	ter en Cs. de la	Ingeniería	a (G.	de l	a N	laza	a)	S N C A S	ond lanc ontr ño secto	aje Jante atist	: B : P a: G : 2 : N	ORE uert eov 006 luell	E 02 o Co enoi e Si	oron r ur	el
Prof. (m)	Mue N°	estra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Desc	ripción		Índic ৪	e SP	PT (N	I _{SPT})	0 0	% F	inos 88	- 100	% 0 %	Hui	med 88	ad 08 - 100
-	38	NQ3 NQ3			Roca ar														
64 —	40	NQ3 NQ3																	
68 —	-																		
CN1: 0 SH1: 7	Vues i Cucha Tubo Barril	treado ara No Shelb	ores ormal 2.0" y 2.0"		Fango marino Limo Orgánico Limo	Limo /	Arcilloso a a Limosa		[Ar Ar	ena L ena rava	imos	sa (Coo N E	rder Zon .: 58	nada 18 3899 5645	as U 3H 916 584	ТМ
CG1:	Cono	Geov	enor		Limo Arciloso	Arcilla	a Arenos	а	•	. '	Ar	renisc	a		C EL.:	ota -11	Sor .6 m	ndeo nNR	s

Sondaje : BORE 03 SONDAJE GEOTÉCNICO Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Año :2006 Sector : Muelle Sur Índice SPT (N_{SPT}) Muestra % Finos % Humedad Clasif. Prof. Perfil Descripción USCS (m) N° Tipo հայկավորիակություն հայտանակավորի հայտանակավորի Arena fina, muy limosa. Compacidad 0 suelta. Fango marino orgánico. Color negro. CN1 1 ML Limo orgánico, muy arenoso. 之 * * * * * Consistencia blanda a media. * * * Plasticidad nula a baja. Presenta partículas de conchuelas. Color gris verdoso. 4 Arena fina, limosa, algo orgánica. Plasticidad baja a nula. Compacidad densa a muy densa. Presenta 2* CN1 SM partículas de conchuelas. Color gris oscuro. 3* CN1 SM 8 4* CN1 SM Arena fina, limosa. Plasticidad nula. Compacidad media. A la profundidad de 11,6 m se presenta fangosa. Color aris oscuro 5* CN1 SM 6* CN1 SM 12 Arena fina, limosa. Plasticidad nula. SM 7* CN1 Compacidad muy densa. Color gris verdoso. 8* SM CN1 Arena Limosa / / / / / Fango marino Limo Arcilloso **Coordenadas UTM Muestreadores** Zona 18H **** Limo Orgánico Arcilla Arena CN1: Cuchara Normal 2.0" N.: 5889899 SH1: Tubo Shelby 2.0" E.: 664468 Arcilla Limosa Limo Grava NQ3: Barril NQ3 45.1 mm **Cota Sondeo** CG1: Cono Geovenor Limo Arciloso Arcilla Arenosa Arenisca EL.: -12.7 mNRS





SON Es	NDAJE G studio: T	EOTÉCN esis de	l ICO Magís	ter en Cs. de la	Ingeniería	(G. d	e la	Maza)	Sondaj Manda Contrat Año Sector	e : B nte : P ista: G : 2 : N	ORE uerto eove 006 luelle	03 Corc nor Sur	nel
Prof. (m)	Muestra N° Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Desc	ripción	Ín e	dice S ႙ ᡇ	PT (N _{sP} 8 8	0 100 100 100	% Fin ର ବ ଜ 	os 3 8 0 1 8	H % 8 0	-lume ♀ ⊗	;dad 08 00
48 52 	27 CN1 S/M CN1 28 NQ3 29 NQ3 30 NQ3 31 NQ3 32 NQ3		ML	Roca arenisca de g porcentaje de grav de cuarzo aislados. De 52,80 a 52,90 fallas horizontales. m incrustaciones d gris d	rano fino, con t a fina, con grar Cementación a 0 m se observa De 53,30 a 53 e grava fina. Co claro.	pajo nos alta. n ,80 blor								
56 —														
CN1: SH1: NQ3: CG1:	Muestread Cuchara N Tubo Shelt Barril NQ3 Cono Geov	ores ormal 2.0" by 2.0" 45.1 mm venor		Fango marino Limo Orgánico Limo Limo Arciloso	Limo A	urcilloso Limosa Arenosa		· · · ·	Arena Arena Grava Areni	i Limosa i a sca	Coo N E C EL.:	rdena Zona .: 588 .: 66 ota S	adas 18H 39899 34468 30nde 7 mN	UTM) } eo RS
Pont	ificia Unive	rsidad Caté	lica de C	hile									4	of 4

SON Es	NDA studi	JE G	EOTÉCN esis de	l ico Magís	ter en Cs. de la Ingeniería (G	6. de la Maza)	Sondaje Mandan Contratis Año Sector	: BORE 04 te : Puerto Coronel sta: Geovenor : 2006 : Muelle Sur
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif.	Descripción	Índice SPT (N _{SPT})	% Fino 8 9 8 8	s % Humedad
(m)	N°	Tipo		0000				
0	-				Limo, arenoso, con conchuelas. Consistencia media. Plasticidad alta. Color gris.			
-	1	CN1		мн		•	9	•
4 —	2	CN1		GM	Arena fina, limosa, con alto porcentaje de conchuelas. Compacidad suelta. Plasticidad nula. Color gris oscuro.		• •	•
-	3*	CN1		SM	Arena fina, limosa, con restos de conchuelas. Compacidad media a densa. Plasticidad nula. Color gris amarillento.			
-	4*	CN1		SM		•		
8 -	5	CN1		SM				
-	6	CN1		SM				
	7	CN1		SM				• •
-	8*	CN1		SM		\		
-	9*	CN1		SM				
CN1: SH1: NQ3: CG1:	Mues Cuch Tubo Barril Conc	treado ara No Shelb NQ3 Geov	ores ormal 2.0" oy 2.0" 45.1 mm venor		Fango marino Itimo Arcillo Limo Orgánico Arcilla Limo Arcilla Limo Limo Arciloso Arcilla Aren	so $\boxed{\vdots \vdots \vdots}$ Are sa $\boxed{\cdot \cdot \cdot}$ Are osa $\boxed{\cdot \cdot \cdot}$ Are	ena Limosa ena ava enisca	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5889826 E.: 664409 Cota Sondeo EL.: -13.2 mNRS



SOI Es	NDA studi	JE GI	EOTÉCN esis de	IICO Magís	ter en Cs. de la Ir	igeniería (G.	de la	Maza)	Sonda Manda Contra Año Sector	je : B ante : P tista: G : 2	ORE 0 uerto C eoveno 006 luelle S	4 Coronel or Gur
Drof	Mue	estra	Devil	Clasif.			Índice S	SPT (N _{si}	_{эт})	% Fii	າວຮຸ	% Hı	umedad
(m)	N°	Тіро	Perm	USCS	Descripo	sión ,	40 70 40	2 09 08	0 9 	4 0	9 8 9 9 80	50	10 80 10 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40
32 -	S/M	CN1		МН	conchuelas. Consiste media. Plasticidad alt oscuro	ncia blanda a a. Color verde					•		•
-	18	SH1		СН									/ /
36 -	19	CN1		МН			•						•
-	20	SH1		СН							•		/ •
-	21	CN1		МН	Arcilla, muy arenosa.	Consistencia	_				 		
40 -	22	CN1		0	fina en aproximadame gris clar	nte 10%. Color D.							1
	ቜ/M −CG2	čN1			Roca arenisca de Cementación moderad gris claro. La muetra 2	grano fino. a a baja. Color 26 se presenta	_				Ď		
44 -	_CG3 _25	NQ3	••••••••••••••••••••••••••••••••••••••		con fracturas verticale 24 con grietas horizont Desde los 48 m se ap	es y la muestra ales y oblicuas. precian granos							
	26 S/M	NQ3 NQ3		•	gruesa . Venillas	de cuarzo							
CN1: SH1: NQ3: CG1:	Mues Cuch Tubo Barril Conc	treado ara No Shelby NQ3 Geov	ores ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm enor		Fango marino	Limo Arcilloso Limo Arcilla Arcilla Arcilla Limosa Arcilla Arenos] Aren] Aren] Grav] Arer	a Limosa a ⁄a iisca	Coor N E C EL.:	rdenac Zona 1 .: 5889 .: 664 ota So -13.2	Jas UTM 18H 9826 409 ondeo mNRS

SON Es	NDAJE studio:	GEC Tes	DTÉCN is de	l ico Magíst	er en Cs.	de la	Ingen	iería (G.	de	la	М	aza	a)		Son Man Con Nño Sec	daje Idan trati tor	: te : sta: :	BOI Pue Geo 200 Mue	RE erto over 06 elle	04 Core nor Sur	onel
Prof. (m)	Muestr N° Tip	a I DO	Perfil	Clasif. USCS		Descri	pción			Índi ऽ ह	ce :	SPT ; ;	- (N 3 &	_{брт}) 100	0	% 20 	Finc දි සි	08 08	00 - C	%⊦ 5 2	년 위 영	edad
48 -	27 NG 28 NG 29 NG 30 NG																					
52 -																						
CN1: SH1: NQ3: CG1:	Muestrea Cuchara Tubo Sh Barril NC Cono Ge	adore Norm elby 23 45 eoven	s al 2.0" 2.0" .1 mm or		Fango marino Limo Orgánico Limo Limo Arciloso			Limo Arcil Arcilla Arcilla Lin Arcilla Are	lloso nosa enosa	4			· · ·] Ai . Ai . G	rena rena rava renis	Limo	osa	Co	ord Z N.: E.: Cot	ena ona 588 66 ta S 13.2	das 18F 982 440 ond	UTM 6 9 eo IRS

SON Es	NDA. studi	JE G 0: Te	EOTÉCN esis de	l ico Magís	ter en Cs. de la Ingeniería (G	. de la Maza)	Sondaje Mandante Contratista Año Sector	: BORE 05 e : Puerto Coronel a: Geovenor : 2006 : Muelle Sur
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif.	Descripción	Índice SPT (N _{SPT})	% Finos 0 8 9 8 8	ې ۵ ۵ ۹ ۵ ۵ ۹ 8 8 9 8 9 8 9 8 9 8 9 8 9 8 9 8 9
(m)	N°	Tipo		0000				
0	1 S/M	CN1 CN1		SM SM	Arena fina, muy limosa, con partículas de conchuelas y restos de materia orgánica. Compacidad suelta. Fango marino. Color verde oscuro.			•
4 -	-				Arena fina, muy limosa, con partículas de conchuelas y materia orgánica. Compacidad suelta. Color verde oscuro. Arena fina, limpia. Compacidad media, plasticidad nula. Color gris.			Ψ 1 1 1 1 1 1 1 1
-	2*	CN1		SM	Arena fina, limosa, presenta abundante fragmentos de conchuelas. Compacacidad densa, plasticidad nula, Color gris, A los 4.6 m lente de	• •	•	•
-	3*	CN1		SM	Arena fina, limosa a muy limosa, con algo de conchilla. Compacidad variable de media a densa, plásticidad			
8 -	4*	CN1		SM	nula. Color cafe.			
-	5	CN1		SM			•	
12 -	6	CN1		SM			•	•
-	7*	CN1		SM				
-	8	SH1		SM			•	•
CN1:	Mues Cuch	treado ara No	o res ormal 2.0"	* * * * *	Fango marino Itimo Arcillos Limo Orgánico Itimo Arcilla	so	rena Limosa 🛛 🕻 rena	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5889851
SH1: NO3 [·]	Tubo Barril	Shelb NQ3	y 2.0" 45.1 mm		Limo Arcilla Limo	sa ``.`` . G	rava	E.: 664326
CG1:	Cono	Geov	enor	<u> </u>	Limo Arciloso Arcilla Arene	osa 🚺 A	renisca	EL.: -13.6 mNRS

Pontificia Universidad Católica de Chile
--



soi Es	NDAJ studio	E GE	OTÉCN sis de	llCO Magísi	ter en Cs. de la	ı Ingenier	ía (G. de	e la	Maza	a)	Soi Ma Coi Añ Se	ndaje ndant ntratis o ctor	: BO e : Pue ta: Ge : 200 : Mu	RE 05 erto Co ovenoi 06 ielle Si	oronel r ur
Prof.	Mue	stra	Perfil	Clasif. USCS	Desc	ripción	Ín: o	dice S	6PT (N	_{вет})	% 5 n	Finos ⊊ &	80 100	% Hui 5	medad
(11)	N°	Гро						վայի				ılınılın			
	18	SH1		MH									•		•
32 -	19	CN1		МН											
	20	SH1		МН				1					•		\ •
36 -	21* (CN1	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	СН-МН				•					•		
	22			CH-MH											•
40 -	23 (CH-MH									•	• •	N N
-	24 (CN1		СН									-		•
44 -	25 (CN1		СН											
	26			СН											
	Muest	reador	es		Fango marino		o Arcilloso			∐ Are	na Lin	nosa	Coord Z	lenada iona 18	as UTM BH
CN1: SH1:	Cucha Tubo S	ra Nori Shelby	mal 2.0" 2.0"	 	Limo Orgánico	Arc	illa			. Are	na		N.: E.:	58898 664:	351 326
NQ3: CG1 [·]	Barril I	NQ3 4 Geove	5.1 mm nor			Arc	illa Arencea				nisca			ta Sor	
	5510			ելելե					•		nisca		⊏∟.: -	13.0 11	INKO

Pontificia Universidad	Católica de Chile
------------------------	-------------------

SON Es	NDAJ studic	Ε GE D: Τε	Maza)	Sondaje : BORE 05 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 2006 Sector : Muelle Sur					
Prof. (m)	Mues N°	stra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Descripción	Índice S ० २ २	SPT (N _{SPT}) 2 윤 윤 ^일 (% Finos 5	9 8 9 7 0 0 9 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
-	27 (CN1		SC				•	
48 —	28 (CN1							
-	S/M (CN1							
-	S/M (CN1							
52 -	29 (CN1		МН					
-	30 (CN1							
- 56	S/M (CN1 CN1							
-	31 M 32 M	NQ3 NQ3			densa. Cementación fuerte. claro.	Color gris			
-	33 1	NQ3							
60 -									
CN1: SH1: NQ3: CG1:	Muesti Cucha Tubo S Barril I Cono (reado ra No Shelby NQ3 Geove	o res rmal 2.0" / 2.0" 45.1 mm enor		Fango marino IIIIII Limo Orgánico IIIII Limo IIIIII Limo IIIIIII Limo Arciloso IIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIII	Limo Arcilloso Arcilla Arcilla Limosa Arcilla Arenosa	Are	na Limosa Con na ava enisca E	oordenadas UTM Zona 18H N.: 5889851 E.: 664326 Cota Sondeo EL.: -13.6 mNRS

Sondaje : BORE 06 SONDAJE GEOTÉCNICO Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Año :2006 Sector : Muelle Sur Índice SPT (N_{SPT}) Muestra % Finos % Humedad Clasif. Prof. Perfil 20 60 60 60 70 70 80 80 80 80 80 1000 1000 Descripción USCS (m) N° Tipo ովորովորով հայտարական հայտարան Limo orgánico. Consistencia muy 0 blanda. Fango marino. Color gris verdoso. CN1 CL-ML 1 Limo, muy arenoso, con presencia de fragmentos de conchas. Consistencia media, plasticidad baja. Color gris 4 verdoso. Arena fina limosa, de grano fino a 2* CN1 SM medio. Alto porcentaje de conchuelas. Compacidad densa y plasticidad baja. Color verde oscuro. Arena fina, limosa. Compacidad 3* CN1 SM densa, plasticidad nula. Contiene mica y granos rojos. Color gris negruzco. Arena fina muy limosa. Compacidad media a densa, plasticidad nula. Color amarillo. 4* CN1 SM 8 5* CN1 SM 6* CN1 SM 12 7* CN1 SM 8* CN1 SM >>>> Fango marino Limo Arcilloso Arena Limosa **Coordenadas UTM Muestreadores** Zona 18H **** Limo Orgánico Arcilla Arena CN1: Cuchara Normal 2.0" N.: 5889773

Arcilla Limosa

Arcilla Arenosa

CG1: Cono Geovenor Limo Arciloso Pontificia Universidad Católica de Chile

2.0"

Limo

SH1: Tubo Shelby

NQ3: Barril NQ3 45.1 mm

E.: 664257

EL.: -14 mNRS

Cota Sondeo

Grava

Arenisca



SON Es	IDA . tudi	JE G 0: Te	EOTÉCN esis de	l ico Magís	ter en Cs. de la Ingeniería (G.	de la Maza)	Sondaje Mandante Contratist Año Sector	: BORE 06 e : Puerto Coronel ta: Geovenor : 2006 : Muelle Sur	
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif. USCS	Descripción	Índice SPT (N _{SPT})	% Finos ତ ର ବ ଡ ଡ	;	
		Про							
	18*	CN1		CH-MH					
-	19*	CN1		СН-МН					
-	20	SH1		мн					
36 —	21	CN1		МН					
-	22	CN1		СН	Arcilla de consistencia rígida. Plasticidad alta. Restos de madera entre 44,2 m y 44,7 m conchuelas. Color gris oscuro.			I I I I I I I I I	
40 -	23	CN1		СН					
-	24	CN1		МН					
-	25	CN1		СН				↓ ◆ ↓ ↓	
44 -	26	CN1		CH-MH					
		troad			Fango marino		ena Limosa	Coordenadas UTM	
CN1:	Muestreadores CN1: Cuchara Normal 2.0"			****	Limo Orgánico	. · Are	ina	Zona 18H N.: 5889773	
SH1: NQ3:	SH1: Tubo Shelby 2.0" NQ3: Barril NQ3 45.1 mm				Limo Arcilla Limosa	Gra	ava	E.: 664257 Cota Sondeo	
CG1: Cono Geovenor				[]],]	Limo Arciloso	sa <u>•</u> . Are	enisca	EL.: -14 mNRS	

SON Es	NDA.	JE G	Sondaje Mandant Contratis Año Sector	: BORE 06 te : Puerto Coronel sta: Geovenor : 2006 : Muelle Sur					
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif. USCS	Descripció	n	Índice SPT (N _{SPT})	% Fino: 8 7 8 0 0	s % Humedad 6 8 8 8 0 9 8 0
(,		про							միսվ համասիստիստի
- 48 -	28*	CN1 NQ3		GP GP	Limo, arcilloso, contien madera y fragmentos o Consistencia rígida, de media. Color gris v Grava mal graduada, lin de cuarzo. Cantos angul máximo 2". Compacida 48,50 m pasa a grava limosa. Color g	e restos de le conchas. plasticidad erdoso. npia. Granos ares.Tamaño d densa. De en matriz gris.			
_	30	NQ3	.0.0	GM					•
-	31	NQ3		MH	Limo, arcilloso. Consis rígida, de plasticidad alta a 55,37 m se observa le fina, arcillosa, con mica	tencia muy . De 54,95 m nte de arena y restos de			
52 —	32	NQ3		МН	conchuelas. En el ultim observa madera petrifica verdoso.	io tramo se da. Color gris			•
_	33	NQ3		МН					• •
-	34	NQ3		МН					$\begin{array}{c c} \mathbf{I} \\ \mathbf{F} \\ \mathbf{F} \\ \mathbf{I} \\ $
- 56	35	NQ3		МН					
-	36	NQ3		CL				•	
-	37	NQ3		CL	Arcilla, arenosa, con madera y fragmentos de Consistencia rígida a m plasticidad media. Colo	restos de conchuela. uy rígida, de or gris claro.			
60 —	38	NQ3		CL	Roca arenisca de grano	fino, densa,			•
	4				Fango marino			ena Limosa	Coordenadas UTM
CN1:	Mues Cuch	treado ara No	o res ormal 2.0"	بر من من من من من من من	Limo Orgánico	Arcilla		ena	Zona 18H N : 5889773
SH1: NO3:	Tubo Barril	Shelb	y 2.0" 45.1 mm		Limo	Arcilla Limosa	Gr	ava	E.: 664257
CG1:	NQ3: Barril NQ3 45.1 mm CG1: Cono Geovenor		1111	Limo Arciloso	Arcilla Arenosa	• . • . An	enisca	EL.: -14 mNRS	

SON Es	SONDAJE GEOTÉCNICO Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)										Sondaje : BORE 06 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 2006 Sector : Muelle Sur			
	Mu	estra		Clasif			Índice S	SPT (N _{SPT})	% Fino	s %	Humedad			
Prof. (m)	N°	Тіро	Perfil	USCS	Descri	pción	40	90 80 90 101 80 90	0 2 4 8		 			
_	39	NQ3	· . · . · . · . · . · .	•	Cementación fue verdo:	rte. Color gris so.								
-	40	NQ3		•										
64 —	41	NQ3												
-	42	NQ3	$\begin{array}{c c} \cdot & \cdot \\ \cdot & \\ \cdot & \cdot \\$											
-	43	NQ3		•										
68 —	44	NQ3					_							
-	-													
72 —	<u> </u>	1 1												
CN1: SH1:	Mues Cuch Tubo	tread ara No Shelb	ores ormal 2.0" y2.0"		Fango marino Limo Orgánico Limo	Limo Arcil	loso	Ar	ena Limosa ena rava	Coorder Zon N.: 58 E.: 6	nadas UTM la 18H 389773 564257			
NQ3: CG1:	Barril Conc	NQ3 Geov	45.1 mm renor		Limo Arciloso		enosa		renisca	Cota EL.: -14	Sondeo mNRS			
Ponti	Pontificia Universidad Católica de Chile 5 of 5													

Sondaje : BORE 07 SONDAJE GEOTÉCNICO Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Año :2006 Sector : Muelle Sur Índice SPT (N_{SPT}) Muestra % Humedad % Finos Clasif. Prof. Perfil Descripción USCS (m) N° Tipo հայրությունություն համարիականում հավարիական 0 Arena, limosa. Orgánica, fango marino. Compacidad suelta. Color negro.





SON	NDA.	JE G	Sondaje : BORE 07 Mandante : Puerto Coronel							
Es	tudi	o: T	esis de	Magíst	er en Cs. de la Ingeniería (C	6. de la Maza)	Año Sector	Año : 2006 Sector : Muelle Sur		
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif.	Descrinción	Índice SPT (N _{SPT})	% Finos	% Humedad		
(m)	N°	Тіро		USCS	Description	φ 0 4 0 0 -		○		
_	16	CNT		CH-MH	de arena fina y media, con algo de conchuelas. Consistencia rígida. Color verde oscuro.	•				
32 —	17	CN1		SM -	Limo. Plasticidad alta. Algo de conchuelas. Consistencia media a rígida con sectores de menor	_	•			
-	18	CN1		МН	consistencia. Color verde oscuro.					
- 36	19	SH1		МН						
-	20	CN1		МН						
-	21	SH1		МН				• • •		
40 —	22	CN1		MH	Arcilla, limosa. Plasticidad media a	_		•		
-	23	SH1		СН	alta. Algunos grumos cementados. Consistencia rígida. Color gris oscuro			•		
- 44 -	24	CN1		CH-MH						
	25	CN1		МН						
	Muss	trood	oros	$\sum \sum $	Fango marino	oso	rena Limosa 🛛 🕻	Coordenadas UTM		
CN1: 0	viues Cuch	ara No	ores ormal 2.0"	****	Limo Orgánico Arcilla		rena	Zona 18H		
SH1:	SH1: Tubo Shelby 2.0"				Limo Zilla Limo		rava	N.: 5889795 E.: 664166		
NQ3: CG1:	NQ3: Barril NQ3 45.1 mm CG1: Cono Geovenor				Limo Arciloso		renisca	Cota Sondeo		
CG1: Cono Geovenor				11111						

SON Es	NDA. studi	JE G o: Te	EOTÉCN esis de l	l ico Magísi	er en Cs. de la Ingeniería (C	6. de la Maza)	Sondaje Mandan Contratis Año Sector	: BORE 07 te : Puerto Coronel sta: Geovenor : 2006 : Muelle Sur
Durf	Mue	estra		Clasif		Índice SPT (N _{SPT})	% Fino	s % Humedad
(m)	N°	Тіро	Perfil	USCS	Descripción		60	80
-	S/M	SH2						
48 –	26 27	CN1 NQ3	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	_	Bolones y grava fina en matriz de arena fina limosa. Cantos angulares. Gravas de cuarzo en alto porcentaje. Color gris oscuro			
-	28	NQ3			Limo de plasticidad media a alta	_		
-	29	NQ3		MH	Consistencia rígida. Color gris oscuro con vetas claras.			
52 –	392	NQ3						$ \begin{array}{c c} \bullet \\ \downarrow \\ \downarrow$
-	31	NQ3		CH-MH				
-	32	NQ3		CH-MH	Arcilla de alta plasticidad. Consistencia muy rígida. Color verde oscuro.			
56 -	33	NQ3		СН				/ /
-	34	NQ3		-	Arcilla muy arenosa. Plasticidad media a baja. Consistencia rígida. Lentes de arena. Bajo porcentaje de grava fina de cuarzo desde 59,8 m. Color verde oscuro.		•	
-	35	NQ3		CL				
60 -	36	NQ3		CL				
	Mues	treado	ores		Fango marino	so	ena Limosa	Coordenadas UTM Zona 18H
CN1: SH1:	Cuch Tubo	ara No Shelb	ormal 2.0" v 2.0"		Limo Orgánico	Ar	ena	N.: 5889795 F 664166
NQ3: CG1:	Barril Cono	NQ3 Geov	45.1 mm enor		Limo Arciloso	iosa Gi	enisca	Cota Sondeo EL.: -14.7 mNRS

SON Es	NDA. studi	JE GI	Sondaje : BORE 07 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 2006 Sector : Muelle Sur							
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif. USCS	Desc	cripción	Índice S	SPT (N _{SPT})	% Find 6 8 8 0 0	os % Humeda
(m)	N°	Тіро								
-	S/M 37	NQ3 NQ3			Arena fina a me Granos de cuarz densa. Gravas ta entre 63,5 m y 6 osc	dia algo limosa. zo. Compacidad maño máximo 2" 4,0 m. Color gris uro.	_			
64 -	38	NQ3		CL-ML	Limo arcilloso-aro madera descompu media a rígida profundidad. C	enoso. Lentes de esta. Consistencia a, creciente en olor gris oscuro	_			•
-	39	NQ3								
68 -	40	NQ3		ML						
-	41	NQ3		ML						
-	42	NQ3		ML			_			
72 -	43	NQ3			angulares y grava angulares y sub matriz de arena cuarzo. De 72,1 presenta con cer	redondeados en fina. Gravas de 5 m la arena se nentación fuerte.				
-	44	NQ3			Color g Roca arenisca d incrustaciones de Muy fracturada	ris claro / e grano fino, con e gravas y cuarzo. I. Cementación				
76	45	NQ3	· . · . · . · . · . · . ·		moderada a fuerte oscuro. A 74,1 m s carbón fr	e. Color gris a café e observa trozo de acturado.				
	16	NO3			Fango marino				rena Limosa	Coordenadas IIT
CN1: SH1: NQ3: CG1:	Mues Cuch Tubo Barril	treado ara No Shelby NQ3	ores ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm		Limo Orgánico	Arcilla	a		rena rava	Zona 18H N.: 5889795 E.: 664166 Cota Sondeo
Pont	ificia	Univer	sidad Cató	lica de (hile		5d	• • A	remsca	EL.: -14.7 mNRS

SON Es	IDAJE tudio:	GE Te	OTÉCN sis de	l ICO Magís	ter en Cs.	de la	Inger	niería (G	6. d	e la	a M	laza	a)	S M C A S	Sond Manc Contr Año Secto	aje lante atist	:B :P a:G :2 :N	ORE uerte eove 006 luell	E 07 D Co enor e Su	rone	;
Prof. (m)	Muestra N° Tip	a DO	Perfil	Clasif. USCS		Descr	ripción		Ínc o	dice	SP	T (N; ß &	_{SPT}) 20 1111	0 8	% F Ŋ ₽	inos 88	100	% 3 0	Hur S Q	neda ତ ଛ	100 pi
80	47 NG	23																			
CN1: SH1: NQ3:	Muestrea Cuchara Tubo She Barril NC	ador Norr elby 23 4	es mal 2.0" 2.0" 5.1 mm		Fango marino Limo Orgánico			Limo Arcillos Arcilla Arcilla Limos	so sa				Ar Ar Ar	rena I rena rava	Limos	a (Coo N E C	rder Zon 58 51 6	a 18 897 641 Son	s UT H 95 66 deo	ГМ
Ponti	ficia Univ	versi	dad Caté	blica de (Arcilla Aren	usa			•	_ A	renis	Ja		EL.:	-14	.7 m	NRS 6 of	6

Sondaje : BORE 08 SONDAJE GEOTÉCNICO Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Año :2006 Sector : Muelle Sur Índice SPT (N_{SPT}) Muestra % Finos % Humedad Clasif. Prof. Perfil 20 60 60 60 60 70 80 80 80 80 80 920 1000 1000 Descripción USCS (m) N° Tipo Limo orgánico. Fango marino. Color 0 negro. Arena fina muy limosa. Plasticidad baja a nula. Compacidad media. Alto porcentaje de conchuelas. Orgánico. 1 CN1 SM Color verde oscuro. Arcilla limosa con lentes de arena fina. Consistencia baja a media. Orgánico. Conchuelas. Color verde 4 2 CN1 CH oscuro. 3 CN1 CL Arena fina, limosa. Plasticidad baja a 4 CN1 SM nula. Grava fina aislada tamaño máximo 1/2". Alto porcentaje de conchuela. Compacidad suelta a media. Color verde oscuro. 5 CN1 SM 8 CN1 SM 6 7 CN1 SM 12 SP-SM SM 8 CN1 S/M CN1 Lente de arena fina algo limosa. Mal graduada. No plástica. Color gris amarillento. Arena fina limosa. No plástica. Compacidad densa a muy densa. 9 CN1 SM Color gris amarillento. >>>> Fango marino Limo Arcilloso Arena Limosa **Coordenadas UTM Muestreadores** Zona 18H **** Limo Orgánico Arcilla Arena CN1: Cuchara Normal 2.0" N.: 5889899 SH1: Tubo Shelby 2.0" E.: 664468 Limo 111111 Arcilla Limosa Grava

Arcilla Arenosa

Pontificia Universidad Católica de Chile

Limo Arciloso

NQ3: Barril NQ3 45.1 mm

CG1: Cono Geovenor

Cota Sondeo

EL.: -15.4 mNRS

Arenisca



SON Es	IDA	JE G	Maza)	Sondaje : BORE 08 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 2006 Sector : Muelle Sur						
Prof. (m)	Mu N°	estra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Descripción	Índice ≈ ⊊	SPT (N _{SPT}) 2	% Fino	 % 8 50 100 2	100 8 60 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40
-	20	CN1	┥║║║	МН						
32 -	21	CN1		МН						
-	22	CN1		МН						
	23	CN1	┥║║║	мн						
-	24	CN1		Сн-мн					 	•
-	25	CN1		мн					•	•
40 -	26	CN1		CH-MH	Arcilla limosa de plasticida Consistencia media. Entre 48 48,30 m lentes de arena fina fina tamaño máximo 1" de redondeados y angulares C	d alta. 5,95 m y y grava cantos			•	•
-	27	CN1		CH	oscuro con vetas gris cl	aro.				•
44 —	28	CN1		CH						•
_	29	CN1		МН					•	•
Γ	Nues	tread	ores		Fango marino	Limo Arcilloso	Arer	na Limosa	Coordena	adas UTM
CN1: SH1:	CN1: Cuchara Normal 2.0" SH1: Tubo Shelby 2.0"			" <u>***</u> *	Limo Orgánico	Arcilla	Arer	na	N.: 588 E.: 66	39899 64468
NQ3: Barril NQ3 45.1 mm CG1: Cono Geovenor			45.1 mm enor		Limo Arciloso	Arcilla Limosa Arcilla Arenosa	Gra	va nisca	Cota S EL.: -15.4	Sondeo 4 mNRS

Pontificia Universidad Ca	atólica de Chile
---------------------------	------------------

SON Es	IDA . tudi	JE G 0: Te	Sondaje : BORE 08 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 2006 Sector : Muelle Sur						
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif. USCS	Descripción	Índice SPT (N _{SPT}) ನ ♀ ಙ ∞ ♀	% Finc 。 そ そ の	s % Humedad ଛ ♀ ₀ ୠ ♀ ଌ ♀	
(11)	N°	Гро						ահավ հավավավավով	
-	30	CN1		CL			•		
48 —	31	CN1		СН					
-	32	CN1		MH	Limo arcilloso. Plasticidad alta. Consistencia media a rígida. Color gris oscuro.				
-	33	CN1		мн					
52 -	34	CN1		MH					
-	35	CN1		СН-МН				•	
- 56 — -	36	CN1		СН-МН					
-	37	CN1		СН	Consistencia rígida. Color gris oscuro				
60 —	38	CN1		CL					
Γ	Nues	treado	ores		Fango marino	Are	na Limosa	Coordenadas UTM Zona 18H	
CN1: SH1:	CN1: Cuchara Normal 2.0'			****	Limo Orgánico	Are	Arena N.: 5889899 E : 664468		
NQ3: Barril NQ3 45.1 mm CG1: Cono Geovenor			45.1 mm enor		Limo Arciloso	Arenisca EL.: -004400 Cota Sondeo EL.: -15.4 mNRS			

SON Es	IDA . tudi	JE G 0: T	Sondaje : BORE 08 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 2006 Sector : Muelle Sur				
Prof. (m)	Mue N°	estra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Descripción	Índice SPT (N _{SPT})	% Finos % Humedad
	39	CN1		СН			
	49 41 S/M	NQ3 NQ3			Arena fina limosa. Cementación moderada. Contiene gravas y bolones de cantos redondeados y sub angulares. Color gris verdoso claro.		
-	42	NQ3		CL-ML	Arcilla muy arenosa. Plasticidad media. Consistencia media. Lentes de madera descompuesta. Color gris		
-	43	NQ3		CL	oscuro.		$ \begin{array}{c c} $
68 —	44	NQ3 NQ3		CL CL			
-	46	NQ3			Roca arenisca muy alterada y meteorizada a arena fina. Vetas arcillosas. Cementación moderada. Color gris claro, a 71,38 m cambia a color café oscuro.		
72 -	47	NQ3		CL-ML		-	
CN1: 0 SH1: 7 NQ3:	Mues Cuch Tubo Barril	treade ara No Shelb NQ3	ores ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm		Fango marino Itimo Arcilloso Limo Orgánico Arcilla Limo Itimo Limo Itimo	a Contraction of the second se	ena Limosa ena Limosa ena Discrete Strain
CG1: Cono Geovenor					LIMO Arciloso	sa Ar	EL.: -15.4 mNRS



Sondaje : BORE 09 SONDAJE GEOTÉCNICO Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Año :2006 Sector : Muelle Sur Índice SPT (N_{SPT}) Muestra % Humedad % Finos Clasif. Prof. Perfil Descripción USCS (m) N° Tipo consistencia es muy rigida. Color gris oscuro verdoso. 16 9 SH1 MH 10* CN1 СН 11 SH1 CH 20 12* CN1 MH Arena fina a media, limosa a algo limosa. Plasticidad nula. Compacidad muy densa. Presenta algo de 13* CN1 SM fragmentos de conchuelas. Olor fuerte. Color gris oscuro. 24 14* CN1 SP-SM S/M* CN1 Limo arcilloso, con zonas de arcilla. Plasticidad alta. Consistencia variable de rígida a muy rígida. Presenta algo de fragmentos de conchuelas. Entre 32,50 m y 37,0 m se detecta SH2 MH 15* presencia de mica. De 42,2 m a 44.0 28 m se observa grumos cementados. Color gris verdoso. S/M*CN1 >>>> Fango marino Limo Arcilloso Arena Limosa Coordenadas UTM **Muestreadores** Zona 18H **** Limo Orgánico Arcilla Arena CN1: Cuchara Normal 2.0" N.: 5889719 SH1: Tubo Shelby 2.0" E.: 664022 111111 Limo Arcilla Limosa Grava NQ3: Barril NQ3 45.1 mm Cota Sondeo CG1: Cono Geovenor Limo Arciloso 111111 Arcilla Arenosa Arenisca EL.: -16.1 mNRS
SON Es	IDA. tudi	JE GI	EOTÉCN esis de	lico Magísi	ter en Cs. de la	a Ingenierí	a (G. de la	a Maza)	Sor Ma Cor Año Seo	ndaje ndante ntratista o ctor	: BOR : Puer a: Geo : 2006 : Mue	te 09 to Coror venor 6 elle Sur	nel
Prof. (m)	Mue N°	estra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Desc	cripción	Índice ଚୁର୍	SPT (N _{SPT}	% 50 - 00 - 00 - 00	Finos ♀ ጼ ଛ	0 100 0 100	% Hume ୖୖୖ ୖ	dad 00 00
32 -	16	SH1		МН									
-	17* CG1	CN1		МН									
	18*	SH2		МН									
36 —	19*	CN1		МН-СН				₽			•		
	20*	CN1		СН			, ,						• •
40 —	21*	CN1		СН							•		•
	22	SH1		МН-СН								•	
-	23*	CN1		МН-СН							•	•	, \ \
44 —	24	CN1		СН									
_	25	CN1		СН							•		•
CN1: 0 SH1: 7	Mues Cuch Tubo	treado ara No Shelby	ores ormal 2.0" y 2.0"		Fango marino Limo Orgánico Limo	Limo	Arcilloso a a Limosa		Arena Lirr Arena Grava	iosa C	oorde Zo N.: 5 E.:	nadas na 18H 5889719 664022	UTM
NQ3: CG1:	Barril Cono	NQ3 Geov	45.1 mm enor		Limo Arciloso	Arcil	a Arenosa	••••	Arenisca	E	Cota EL.: -1	a Sonde 6.1 mNF	;0 RS

SON Es	IDA	JE G	EOTÉCN esis de	l ico Magís	ster en Cs. de la Ingeniería (C	6. de la Maza)	Sondaje : BORE 09 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 2006 Sector : Muelle Sur
	Mu	estra		Clasif		Índice SPT (N _{SPT})	% Finos % Humedad
Prof. (m)	N°	Tipo	Perfil	USCS	Descripción	0 60 80	
- 48 -	26 27	CN1 CN1		СН SC-SM	Arena gruesa, limo-arcillosa. Plasticidad media. Compacidad media. Presenta grava fina subangular y granos de cuarzo. Color		
-	28	CN1		СН	gris Arcilla limosa. Plasticidad alta. Consistencia dura. Presenta grava fina subangular. Color gris.		
- 52 -	29	CN1			Limo arcilloso. Plasticidad baja.		
-	30	CN1		ML	Consistencia dura. Color gris verdoso		
-	31	CN1					
-	32	CN1					
60 -	33 34	CN1 CN1		CL	Arcilla muy arenosa. Plasticidad media. Grumos cementados. Consistencia rígida. Color gris claro.		
CN1: SH1: NQ3: CG1:	Mues Cuch Tubo Barril Conc	tread ara No Shelb NQ3 Geov	ores ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm venor		Fango marino IIIIII Limo Arcillo Limo Orgánico Arcilla Limo Ministration Limo Ministration Limo Ministration Limo Arcilloso Ministration	iso insa insa insa insa insa insa insa insa	ena Limosa ena rava renisca Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5889719 E.: 664022 Cota Sondeo EL.: -16.1 mNRS

Pontificia Universidad Cato

SON Es	NDAJE	GEOTÉCN Tesis de	l ICO Magís	ter en Cs. de la Ingeniería (0	G. de la Maza)	Sondaje Mandan Contratis Año Sector	: BORE 09 te : Puerto Coronel sta: Geovenor : 2006 : Muelle Sur
Prof. (m)	Muestra N° Tip	Perfil	Clasif. USCS	Descripción	Índice SPT (N _{SPT})	% Fino ୦ ର ବ ଡି	s % Humedad
64 	36 S/M EN 36 S/M CN 37 38 NQ 39a NQ 39b NQ 40 NQ		SM GM GM-GC	Arena fina, muy limosa. Plasticidad baja a media, zonas más plásticas. Compacidad media a alta. Color gris oscuro. Grava fina, limo-arcillosa, de cantos angulares. Compacidad alta. Color verde claro. Roca arenisca de grano fino, densa. Cementación fuerte. Color gris claro.			
72 -				Fango marino		ena Limosa	Coordenadas UTM
CN1: SH1: NQ3:	Nuestrea Cuchara I Tubo She Barril NQ	dores Normal 2.0" Iby 2.0" 3 45.1 mm		Limo Orgánico Imo Arcilla Limo Imo Limo Imo Limo Imo Limo Imo		ena rava	Zona 18H N.: 5889719 E.: 664022 Cota Sondeo
Ponti	ificia Univ	ersidad Cato	blica de (LIMO ATCIIOSO	nosa A	enisca	EL.: -16.1 mNRS 5 of 5

SON Es	NDA. studi	JE G o: Te	EOTÉCN esis de	l ICO Magís	ter en Cs. de l	a Ingeniería	a (G. (de	la	Maz	za)	So M Co Ai	onda anda ontra io	je : inte : tista:	BOF Pue JQ 201	RE 1 erto C 0 Poigo	0 Coro	nel
	•							í				3		•		Noja	5	
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif.	Des	scripción		India S	ce S ç) ۲۹ ۵	N _{SPT})	000	Fir% 2	າos ຊຸຼ	00	% Hι . ລ ອ	ume ⊋ ß	dad
(m)	N°	Tipo		0303		·												
0			122122		Limo con median	o contenido de f	fino											
-	-				arcilloso de plas alto contenido humedad sa	ticida media-alta de conchuelas, aturada, color n	ау											
2 -	- - - -																	
-	-																	
4 –																		
-	_				Arena fina con es fino limoso, pre orgánica, (conte	scaso contenido sencia de mater enido de concha	de ia s,											
6 -	_				escamas, e	etc.), arenas gr												
-																		
-	2																	
8 -	-																	
-	-																	
-																		
10 -	- 2	CN																
-	4				Limo de plastio escaso a media	cidad media, cor ano contenido d	n e							•		•		
-	5	CN			arenas en co	ta inferior, color é <u>claro, humeda</u>	da <u>l</u> t ∕		-							1		
12 _	6	CN			Arena media - contenido de fino,	fina con escaso , color heterogér	neo,									1		
-	8			5101	numedad alta, co media, estruc	ompacidad dens ctura homogéne	аа	•	ι T			•				Ý		
-	9	CN		-	Limo arenoso de	plasticidad med	dia, d											
-	10	CN		SM	color café claro saturada, consiste	o, humedad alta encia media- bla	a nda,	` `										
14 -	11	CN CN		SM	estructura	homogénea.		6-								/		
-	13	CN			contenido de fino	y gravas disper	sas		_									
	Μιιρε	tread	ores		Fango marino	Limo /	Arcilloso				Are	ena Li	mosa	Co	ord	enac	las	υтм
CN1:	Cuch	ara No	ormal 2.0"	****	Limo Orgánico	Arcilla	1			· · ·	· . Are	ena			Z0 N.:	ona 1 5900	18H 731	
SH1: NQ3:	I ubo Barril	Shelb NQ3	y 2.0" 45.1 mm		Limo	Arcilla	i Limosa				•• Gr	ava			E.: Cot	663 a So	3994 onde) 20
CG1:	Cono	Geov	venor		Limo Arciloso	Arcilla	a Arenosa	1		•	• Ar	enisca	1	E	: 9	.2 m	NRS	5

SON Es	NDA.	JE G 0: Te	EOTÉCN esis de	l ico Magís	ter en Cs. de la	Sondaje : BORE 10 Mandante : Puerto Coronel Contratista: JQ Año : 2010 Sector : Lo Rojas				
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif. USCS	Desci	ipción	Índice SPT (N _{SPT}) ನಿ.	% Fino ୦ ର ବ ଡି	s % Humedad 8 9 8 8 6 8 9	
()		npo								
	14	CN CN			de tamano maxim sub-redondeados, c café claro, humedad densa, estructura observan gravas meteorización	o 3/8° de cantos olor predominante d alta, compacidad homogénea. Se en proceso de n en un 80%		 <!--</td--><td></td>		
- - 18 —	19	CN			Arena fina de color p con cambio de colo en cota 15.55 a 10 alta, compa	oredominante gris, or amarillo opaco 6.45m, humedad cidad med	•			
	21	CN		SM						
-	25	CN						•	₽ 	
22	27	CN			Arena fina con med fino limoso de plasti color gris, humedad	iano contenido de cidad media -baja, alta, compacidad	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·			
- - 24 —	29 31	CN CN		СН	media,	estruct media-alta, color	●			
-	33	CN		SC	café claro a gris, hui consistencia muy homogén Limo de plasticidad	medad media-alta, firme, estructura ea. Se o media-alta, color		•		
26					café claro a gris, hu consistencia muy homogén Arena cementada o meteorización y ve de fino limoso o media alta color p	medad media-alta, firme, estructura ea. Se o / con alto grado de tillas intercaladas de plasticidad				
28	-				rojizo, humedad me densa, estructura observan grumos ce <u>superio</u> Grava en matriz d	edia, compacidad homogénea. Se ementados en cota r de fin le fino limoso de alta con arenas y				
30 —			0. c		carboncillos dis heterogéneo, h	spersos, color numedad alta.				
Muestreadores CN1: Cuchara Normal 2.0' SH1: Tubo Shelby 2.0'' NQ3: Barril NQ3 45.1 mm CG1: Cono Geovenor			ores ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm renor		Fango marino Limo Orgánico Limo Limo Arciloso	Limo Arcilloso	An An An An An An An An An 	ena Limosa ena rava renisca	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5900731 E.: 663994 Cota Sondeo EL.: 9.2 mNRS	

SONDAJE GEOTÉCN Estudio: Tesis de	IICO Magíster en Cs. de l	a Ingeniería (G. (de la Maza)	Sondaje Mandan Contratis	: BORE 10 te : Puerto Coronel sta: JQ
	0	0 (,	Sector	: Lo Rojas
Prof. (m) N° Tipo Perfil	Clasif. USCS Des	cripción	Índice SPT (N _{SPT})	% Fino ୦ ର ବ ଡି	s % Humedad
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	Gravas de tama cantos sub-red heterogéneo, estr <u>Se observa con</u> Arena cementada humedad medi <u>homo</u> Limo arcilloso media-alta, co humedad alta, o firme, estructura l Arcilla-limosa alta color café, oscuro <u>estructura</u> Limo-arcilloso alta color plomizo, l estructura homog cambios de	año máximo 2" de londeados, color uctura homogénea. It <u>enido de fino arc</u> , color heterogéneo, a-alta, estructura ogénea. o de plasticidad lor café oscuro, consistencia muy nomogénea. Se obs umente cementada, o, humedad media, énea. Se observan color a diferent			
Muestreadores CN1: Cuchara Normal 2.0" SH1: Tubo Shelby 2.0" NQ3: Barril NQ3 45.1 mm CG1: Cono Geovenor	Fango marino ¥¥¥¥ ±±±±x ±±±±x Limo Orgánico Limo Limo	Limo Arcilloso	Image: Image of the second	ena Limosa ena ava enisca	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5900731 E.: 663994 Cota Sondeo EL.: 9.2 mNRS
Pontificia Universidad Cate	blica de Chile				3 of 3

SON Es	NDA. studi	JE GE	OTÉCN	ICO Magís	ter en Cs. d	e la Ingenierí	a (G. de la	Maza)	Sondaje Mandar Contrati Año Sector	e : BORE 11 hte : Puerto Coronel sta: JQ : 2010 : Lo Rojas
	Mue	estra		Closif			Índice S	SPT (N _{SPT})	% Find	os % Humedad
Prof.	N°	Tino	Perfil	USCS	I	Descripción	70 70	60 80 100	0 40 60	80 100 20 40 60 80 80
(,		npo							<u>luuluuluul</u> i	
0	1	CN		SP	Arena med	ia fina, color negro), (•	•
-					humedad alta a suelta, esti	a saturada, compa ructura homogene:	a. /			
-	3	CN				C C	•		•	
2										
2 -	5	CN					 		•	
-	7						1			1
-							•		♠	
4 —	9	CN		SC						
-			0.		matriz de finc	limoso de plastici	dad /			
-	11	CN	יויויוי		media, colo humeda	r predominante gri d alta. compacida	s, /			1
-					Arena fina, col	or negro, humedad	ī alta ′			
6 -	13	CN			a saturada, estruct	ura homogenea.	a, / /			
-			i i i i i i		Limo arcil media-alta	loso de plasticidad	alta			
-	15	CN		SC	consistenci	a blanda, estructur	a e		•	
-					nomogenea	a. Se observan cor				
8 -	17	CN	i i i i i i i				• ●			
-			li i i i i i							1
-	19	CN								
10 -				00	Limo arenoso color gris os	de plasticidad me scuro, humedad alf	dia, \\ a. \\			
-				SC	consistenc	ia media a blanda	, •			•
-	22			SM	Limo arcilloso	de plasticidad me	dia -			
-	25			Sivi	alta, color café	oscuro, humedad	alta,		•	
12 -	24	CN				omogenea.				
-					Arena meo conteni	do de fino, color)			1
-				v	hetereoge	neo, humedad alta	, 1a /		1	
-	-					uctura homog	/			
14 —	-				Limo arenoso color caf	de plasticidad me é claro, humedad	dia,			1
-	25	CN		SM	alta-saturada	, consistencia blan	da,		•	
	26	CN			Arenas con	escaso contenido	de /			
	Μιιρε	treado	res		Fango marino	Limo	Arcilloso	Are	na Limosa	Coordenadas UTM
CN1:	Cuch	ara Noi	rmal_2.0"	***	Limo Orgánico	Arcill	а	. · Are	na	∠ona 18H N.: 5900771
SH1: NQ3:	Tubo Barril	Shelby NQ3 4	2.0" 45.1 mm		Limo	Arcill	a Limosa	Gra	ava	E.: 663976
CG1:	Cono	Geove	enor		Limo Arciloso	Arcill	a Arenosa	• • • Are	enisca	EL.: 8.1 mNRS

SON Es	NDA.	JE G 0: T	EOTÉCN esis de	l ICO Magís	ster en Cs. de la	Ingeniería (G.	. de la Maz	a)	Sondaj Manda Contrat Año Sector	e : BC nte : Pu ista: JC : 20 : Lo	DRE 11 erto Coronel ! 10 Rojas
Prof.	Mue	estra	Perfil	Clasif. USCS	Desc	ripción	Índice SPT (N	J _{SPT}) 08 00 0	% Fin 6	00 30 30 30 30 30 30	9 8 9 9 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
(m)	N°	Тіро									
- 16 -	27 28	CN CN			finos, color predom humedad alta, cor estructura hom	inante café claro, npacidad densa, ogenea.Se ob	•		▼		
-	29	CN				5					
- 18 —	31 32	CN CN							•		
-	33 34	CN CN		SP-SM							•
20 -	35	CN		•					● 		
-	37	CN		•					•		
22 -	38	CN			Arena media - fina o escasa plasticidad, humedad alta, com	con fino limoso de color gris oscuro, ipacidad densa a					
-	40	CN		. SM	media, es	structura			•		•
24 –	42	CN									
-	44	CN			Estrato de transicio Arcilla de plasticida	n compuesto por: ad media-alta con				•	
26 — - - -	45	CN		ML	Limo arcilloso d media-alta, color p claro, consistenci	Lalta, co / de plasticidad redominante café a media a dura, omogenea.					
28 — - -	-				Limo cementado de color gris, estruct Arena fina-limosa o predominante g	plasticidad media, sura homogenea cementada, color ris, estructura					
30 —					Limo cementado de color aris, estruct	eneaplasticidad media, plasticidad media, ura homogenea/					
Γ	Mues	tread	ores		Fango marino	Limo Arcilloso		Are	na Limosa	Coor	denadas UTM Zona 18H
CN1: SH1·	Cuch Tubo	ara N Shelh	ormal 2.0" ov 2.0"	***:	Limo Orgánico	Arcilla		. Are	ena	N.	5900771
NQ3:	Barril	NQ3	45.1 mm			Arcilla Limosa		• Gra			ota Sondeo
001.	G1: Cono Geovenor			ելել			sa 🔒	Are	inisca	EL.: 6	B.1 MNRS

SON Es	IDAJ tudio	Е GI D: Те	EOTÉCN esis de	l ICO Magís	ster en Cs.	de la Inge	eniería (G	. de la	Maza)	So Ma Co Añ Se	ndaje andante ntratist o ctor	: BOF e : Pue a: JQ : 201 : Lo F	RE 11 rto Coro 0 Rojas	onel
Prof. (m)	Mue N°	stra Tipo	Perfil	Clasif. USCS		Descripción		Índice S	PT (N _{SPT} © ©	% (5 o 10	ତ Finos ବୃତ୍ତ କ	0 100	% Hum 8 8 8	edad 8 8 ⁰⁰
32					Arena fina contenido plasticidad	cementada co de fino limoso d, color gris, e homogenea.	on escaso o de baja structura							
NQ3: 1 CG1: 0	Iuest Cucha Fubo S Barril Cono	reado Ira No Shelby NQ3 Geov	ores ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm enor		 Fango marino Limo Orgánico Limo Limo Arciloso 		Limo Arcillos Arcilla Arcilla Limos Arcilla Areno	io ia isa		Arena Lir Arena Grava Arenisca	nosa (Coorde Zc N.: { E.: Cota EL.: 8.	enadas ona 18H 590077 66397 a Sond 1 mNR	UTM 1 6 leo S

Pontificia	Universidad	Católica	de	Chile
------------	-------------	----------	----	-------





SON Es	IDA tudi	JE GE	EOTÉCNICO esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza	ı)	Sonda Manda Contra Año Sector	ije : BC ante : Pu atista: JC : 20 r : Mi	DRE 13 erto Co 14 uelle No	pronel
	Mu	estra			Ínc	lice SPT	(N _{SPT})	
Prof. (m)	N°	Tipo	Descripción		- 20	40	- 60	80
0 1			En la parte superior aparecen gravas de tamaño máximo 1 1/4", cantos subangulares y angulares, en la parte inferior se presentan arenas medias con silice y gravillas de color rojo, subangulares (tamaño promedio 7mm), arena de color gris oscuro, humedad se					
-	1	CN				•		
2	2	CN	En la parte superior del tramo, aparecen gravas aisladas de tamaño m´paximo 1 1/4", de cantos subangulares y angulares, en el tramo inferior tambien aparecen gravas de igual tamaño y forma. La matriz es de arena media, color gris oscuro con gravillas de p					
3	3	CN	Arena media, color gris oscuro, humedad media a saturada, compacidad media, estructura homogénea.		• /			
4	4	CN	Arenas medias con gravillas (tamaño promedio 10 mm), de cantos subangulares a angulares, color rojizo, con conchuelas aisladas, trozos de carbón mineral (tamaño máximo 1/2"), de cantos angulares, arena color gris oscuro, humedad media a saturada, compacid		/			
5 — - -	5	CN	Arena media con gravillas (tamaño promedio 8 mm), cantos subangulares y angulares, color rojizo y negro (carbón mineral), presencia aislada de conchillas, arena color gris oscuro, con presencia de silice, humedad saturada, compacidad suelta, estructura ho					
6 — - -	6	CN	Arena media a fina con gravillas dispersas (tamaño máximo 3/4"), de cantos subangulares y angulares, color rojizo y negro (carb					
7 — - -	7	CN	Arena fina a media, con gravillas aisladas (tamaño promedio 8 mm, tamaño máximo 3/4"), cantos subangulares y angulares (carbón					
8 — - - -	8	CN	Arena media a gruesa, color negro, humedad saturada, compacidad suelta, escasa presencia de finos, estructura homogénea.					
9 —	0	CN	En el inicio del tramo anarecen gravillas de formas angulosas v	-				
CN1: SH1: NQ3:	/lues Cuch Tubo Barri	treado ara No Shelby NQ3	ores rmal 2.0" / 2.0" 45.1 mm			Coor N. E.	denada Zona 18 : 59002 : 6646	as UTM 3H 256 301
CG1:	Conc	Geove	enor			EL.:	mNRS	

SON Es	NDA. studi	JE G	EOTÉCNICO esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Sond Mano Cont Año Secto	aje : BO dante : Pue ratista: JQ : 20 or : Mu	RE 13 erto Coronel 14 ielle Norte
Prof	Mue	estra	Doscrinción	Ír	dice SPT	(N _{SPT})
(m)	N°	Tipo	Descripcion	5		
	9		subangulosas, con matriz de arena fina limosa, gravas de tamaño promedio 7 mm (tamaño máximo 1/2"), color rojizo, negro (carbón) y silices, al final del tramo aparecen arenas finas algo limos			
10	10	CN	Arena media a fina, con finos algos limosos, con bastantes gravillas de formas angulosas y subangulosas, tamaño promedio 8 mm (tamaño máximo 1/2") partículas de color gris claro, negro (carboncillo) y blancas (sílice), humedad saturada, estructura homogén			
11	11	CN	Arena fina a media, algo limosa, sin presencia de gravillas, color gris claro, humedad saturada, compacidad suelta, estructura			
12 — - -	12	CN	Arena media, color negro con gravas dispersas, aglomeradas principalmente en sus extremos, en la parte inicial (arriba) aparecen gravas de 1/2" de tamaño máximo, partículas de carbón, de cantos subangulares y angulares, color negro. En la parte final de l			
13 — - - -	13	CN	Al inicio de la perforación viene arena gruesa de color negro (partículas de carbón), con bastante presencia de partículas de silice y gravillas (tamaño promedio 6 mm) y conchillas, sin presencia de finos. En la parte inferior aparece arena fina, color gr			
14 — - - -	14	CN	Arena gruesa, escasa presencia de finos, color negro con gravillas dispersas (tamaño maximo 10 mm), de cantos subangulares y an	•		
15 — - -	15	CN	Arena gruesa negra (carbón), con gravas de tamaño máximo 1", cantos angulares y subangulares, presencia de silice y gravillas d			
	Mues	treado	Dres		Coorc	denadas UTN
CN1: SH1: NQ3: CG1:	Cuch Tubo Barril	ara No Shelb	ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm		Z N.: E.: Co	cona 18H 5900256 664601 ta Sondeo
Pont	ificia	Univer	sidad Católica de Chile		EL.:	mNRS 2 of 2

SON Es	NDA. studi	JE G 0: T	ΕΟΤΈCΝΙCΟ esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza	a)	Sonda Manda Contra Año Sector	je : BC ante : Pu atista: JC : 20 r : Mu	ORE 14 erto Cor 1 14 Jelle Sur	onel
	Mue	estra			Ínc	lice SPT	(N _{SPT})	
Prof.	Nº	Tino	Descripción		20	40	60	
(,		npo						
0			Fango					
-	-							
-								
1 -	-							
-								
-								
2 –		HQ						
-								
-								
3 –								
-								
-								
4 -	1	CN	Arena fina limosa con bastantes conchas, de tamaños variados	-				
-			(grandes y chicas), matriz de arena limosa, NP, humedad media, col					
-					\setminus			
5 -	2	CN	Arena media con escasos finos, con presencia de conchillas molidas	_				
-			(color blancas y rojizas), arenas con silice, color gris osc		•			
-					/			
6 -	3	CN	Arena media a fina, con finos algo limosos, con conchillas molidas	-	1			
-			color blanco, arena color gris oscuro, humedad media, compac					
-				/				
7 -	1	CN	Aliniciodeltramoarcillacolornegro plasticidadalta humedadmedia consist	- /				
-	-		enciamuyblanda,terminaeltramo con una arena muy fina, con	Ň				
-	-			1				
8 -		сц		-				
-	-	011		, i				
-				/				
9 -	5		Arena fina limosa, color dris oscuro, humedad media a saturada	-	\			
		4				Coor	denadas	s UTM
CN1:	viues Cuch	τ read ara No	ores ormal 2.0"				Zona 18	H 12
SH1:	Tubo Barril	Shelb	y 2.0"			E.	: 66449	91
CG1:	Cono	Geov	enor			EL.:	ota Sono mNRS	deo
Pont	ificia	Univer	sidad Católica de Chile					1 of 3

SON Es	IDA . tudi	је Gi o: Те	EOTÉCNICO esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)	Sondaje : BORE 14 Mandante : Puerto Coronel Contratista: JQ Año : 2014 Sector : Muelle Sur
	Mue	estra		Índice SPT (N _{SPT})
Prof. (m)	N°	Тіро	Descripción	8 6 4 20 8 1 - 1 - 1
-		CIN	compacidad muy suelta, estructura homogénea.	▶
	6	CN	Arena fina limosa, color gris oscuro, humedad media a saturada, compacidad muy suelta, estructura homogénea.	
- 11 - - -	7	CN	Arena fina a media conalgo de limos, color café grisáceo, en el tramo inicial hay presencia de conchuelas (en los primeros 10 c	
12 — 	8	CN	Arena fina a media algo limosa, color café claro grisáceo, humedad saturada, compacidad media,estructura homogénea.	
- 13 — - -	9	CN	Arena media con escasa presencia de finos limosos, color café claro grisáceo, en el tramo final aparecen abundantes conchuelas,	
- 14 — - -	10	CN	Arena media a fina con escasos finos limosos, color café claro grisáceo con presencia de conchuelas aisladas en el tramo inicia	
15 — - -	11	CN	Arena media a fina con escasos finos limosos, color café claro grisáceo, humedad saturada, compacidad media a densa, estructura	
16 — 	12	CN	Arena media a fina, con escasos finos limosos, color café claro grisáceo, humedad saturada, compacidad densa, estructura homogé	
	13	CN	Arena media a fina, con escasos finos, con partículas arcillosas amarillentas (trozos), al inicio aparecen partículas de conchillas oxidadas, arenas de color gris claro con granos finos de color amarillentos, humedad saturada, compacidad densa, estructura	
18 –	14	CN	Arena media a gruesa, color gris oscuro, con conchitas en la parte	
CN1: SH1: NQ3: CG1:	Mues Cuch Tubo Barril Cono	treado ara No Shelby NQ3 Geov	pres rmal 2.0" / 2.0" 45.1 mm enor	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5899842 E.: 664491 Cota Sondeo EL.: mNRS

SON Es	IDA. tudi	JE G 0: T	EOTÉCN esis de l	ICO Magíster	en Cs	s. de la	a Inge	eniería	a (G. c	de la N	laza)	Sondaj Manda Contra Año Sector	e : l inte : l tista: :	BORE 14 Puerto C JQ 2014 Muelle S	t oronel ur
Prof. (m)	Mue N°	estra Tipo			Desc	ripción						 Índ م	ice SI	PT (N _{SPT}) 응	- 80
				ICIAI, de col-	or rojizas	y blanc	cas, hun	nedad sa	aturada,	compa					
N CN1: (SH1: 1 NQ3: I CG1: (lues Cuch Tubo Barril Cono	treade ara No Shelb NQ3 Geov	ores ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm renor									 	EL	ordenad Zona 1 N.: 5899 E.: 664 Cota So : mNRS	as UTM 8H 842 491 ndeo
Ponti	ticia I	Jniver	sidad Cató	lica de Chile	9										3 of 3

Es	tudi	o: Te	esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)	Contra Año Sector	tista: JC : 20 : M) 14 uelle N	orte
Prof	Mue	estra	Descripción		Índ	ice SPT	(N _{SPT})	0
(m)	N°	Тіро	Description		×	4) 	₩
1	1	CN	Arena con silice, al inicio de la muestra aparecen gravas tamaño máximo 1", con gravas menores de 1/2", con cantos subangulares, trozos de color rojo. Arena en la parte final de la muestra, estrructura homogénea, color gris oscuro, humedad media, compacid		•			
2 —	2	CN	Arena gravosa, con partículas de tamaño máximo 1", de cantos subangulares, con conchitas y gravas rojas, color de la matriz gri	-	 			
3 -	3	CN	Arena gravosa con partículas de 1/2" (tamaño maximo), escasa presencia de finos, gravas de cantos subredondeados y subangulares (presencia de gravas de color rojizo), con trozos de conchillas y carbón mineral, arena media color gris oscuro, humedad mojada	-	 			
4 —	4	CN	Arena gravosa con partículas de 3/4" (tamaño máximo), de cantos subredondeados, con conchillas aisladas, gravas de color rojizo y anaranjadas, arenas color gris claro, con presencia de finos limosos, humedad húmeda, compacidad suelta, estructura homogénea	-	•			
5	5	CN	Arena limosa con gravas (partículas de carbón mineral), de tamaño máximo 1", cantos subredondeados y subangulares, matriz con arenas limpias, color gris claro, plasticidad media, consistencia media, humedad saturada, estructura homogénea, sin embargo al i	-	 •			
6 —	6	CN	Arena limosa fina a media, con gravas al inicio (tamaño máximo 3/4"), partículas de carbón, dispersas en todo el tramo, pero con un tamaño menor (promedio 6 mm), arena de color gris claro, consistencia blanda, plasticidad media, humedad saturada, estructu					
7 —	7	CN	Gravas (partículas de carbón) con matriz areno algo limosa, tamaño máximo 1", cantos angulares y subangulares, matriz de color	-		•		
8 —	8	CN	Arena media con finos limosos, gravas dispersas, tamaño promedio 6 mm, en la parte inicial del tramo existen gravas de color rojizo y carbón mineral de tamaño máximo 1", con arena más gruesa, matriz areno algo limosa, color gris claro, humedad mojada a sa	-	/			
9 —	9	CN	Arena fina algo limosa, con gravas aisladas de tamaño máximo 1/2", partículas de cantos subredondeados y subangulares, la aren	-				
10 —	10	CN	Arena fina a media, con presencia de finos, color dris claro, con una	-				
N CN1: (SH1: 1	/lues Cuch Tubo	treado ara No Shelby	rres rmal 2.0" / 2.0"			Coor N.	denad Zona 1 : 59004 : 664	as UTN 8H 458 508
NQ3: CG1: (Barril Cono	NQ3 Geove	45.1 mm enor			Co EL.:	ota Soi mNRS	ndeo

SON Es	IDA . tudi	је Gi o: Те	E OTÉCNICO esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Sondaje Mandar Contrati Año Sector	e : BORE 15 hte : Puerto Coronel sta: JQ : 2014 : Muelle Norte
	Mue	estra		Índio	ce SPT (N _{SPT})
Prof. (m)	N°	Tipo	Descripción	5 50	04 00 8 0 00 08
-		CN	grava aislada de 1/2", de cantos subangulares, arena con	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
1 -	11	CN	Arena media a gruesa, con gravas de tamaño máximo 1/2" (partículas de carbón mineral), cantos subangulares y angulares, arena c		
- 2 — - -	12	CN	Arena media con gravillas dispersas, tamaño máximo 1/2", de cantos subredondeados y subangulares, arena de color gris oscuro, h		
- 3 — - -	13	CN	Arena media con pocos finos y con gravillas (partículas de carbón mineral), tamaño máximo 10 mm, cantos angulares y subangulare		
- 4 — -	14	CN	Arena media a fina con escaso contenido de finos, con gravas, partículas de carbón mineral, tamaño máximo 1/2", cantos subangul		
- 5 — -	15	CN	Arena media a fina con gravas (partículas de carbón), tamaño máximo 1", con gravas menores dispersas en el tramo, de cantos sub	-	
6 —					
N1: H1: Q3: G1:	Mues Cuch Tubo Barril Cono	treado ara No Shelby NQ3 Geov	ores ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm enor		Coordenadas UT Zona 18H N.: 5900458 E.: 664508 Cota Sondeo EL : mNPS
Ponti	ficial		sidad Católica de Chile		<u>ר</u> ב ווווארגס רב 2 מי

SON Es	NDA stud	JE G	EOTÉCNICO esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza	a)	Sondaje Mandar Contrat Año Sector	e : BC nte : Pu ista: JQ : 20 : Mu	DRE 16 erto Col 14 Jelle No	ronel rte
	Mu	estra			Índi	ce SPT	(N _{SPT})	
Prof.			Descripción		50	64 0		
(m)	N°	Tipo						
0			Fango					
-								
-	-							
- 1	-							
-	-							
-								
-	-	ЦО						
2 –		1 Q						
-	-							
-								
3 -	-							
-								
-	-							
4 -								
-	1	CN	Arena media limosa con conchuelas dispersas en todo el tramo, color oris claro a plomizo, humedad saturada a media, compacidad	•	Į –			
-			gile diale a pierinzo, namedaa catalada a modia, compaciada					
-	-							
5 -	2	CN	Arena media con escasos finos, con conchuelas dispersas pero	-				
-			abundantes en el tramo inicial (10cm), color gris oscuro, humedad			Ţ		
-								
6 -	3	CN	Arena media con escasos finos, con abundantes conchuelas en la	-			Ń	
	5	CIN	parte inicial y dispersos en todo el tramo, color gris oscuro, c				Ŕ	
-	-							
7 -								
-	4	CN	Arena media limosa con abundantes conchuelas, al inicio del tramo aparece de forma aislada una grava de1" de forma angulosa, en la) È	
-			punta aparecen trozos de arcilla amarilla con plasticidad alta y					
-	-		gravillas aisladas (7mm), color gris claro, humedad media,				/	
8 -	5	CN	Arena media a gruesas, con algo de finos limosos, abundantes	-				
-	-		conchuelas, color gris, humedad media a saturada, compacidad media			/		
-					/			
9 -	6		Arena media limosa con bastantes conchuelas en la parte inicial		/			
-						Coord	denada	s UTM
	Mues Cuch	tread ara No	ores				Zona 18	H
SH1:	Tubo	Shelb	y 2.0"			E.	<u> </u>	77
NQ3: CG1:	Barri Conc	NQ3 Geov	45.1 mm renor			Co FI	mNRS	deo
Pont	ificio		reidad Católica do Chilo					1 of 2

son Es	IDA tudi	JE GI	EOTÉCNICO esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza	ı)	Sono Man Cont Año Sect	daje dante tratista or	: BO : Pue a: JQ : 20 ⁻ : Mu	RE 16 erto Co 14 elle No	oronel
	Mue	estra			ĺ	ndice	SPT	(N _{edt})	
Prof.			Descripción		0	ç	ç	2	00
(m)	N°	Tipo						,	
-	0	CIV	(15cm), color grisclaro, humedad saturada, compacidad suelta, e	•			/ ,	,	
10 —	7	CN	Al inicio aparece una arena cementada (4cm), luego una arcilla plomiza con trozos de arena cementada tipo gravas angulosas (7 c	_				``	
-	8	CN	Arcilla de poca plasticidad, color café amarillenta, consistencia dura, humedad media, estructura homogénea, presencia de partí						
11	9		Arcilla de poca plasticidad, color café amarillenta, consistencia dura, humedad media, estructura homogénea.	-					
-	10		Arcilla de poca plasticidad, color café amarillenta, consistencia dura, humedad media, estructura homogénea.	-					
12 -			Arcilla de poca plasticidad, color café amarillenta, consistencia dura, humedad media, estructura homogénea.						
13 –									
N CN1: (SH1: 7 NQ3: 1 CG1: (/lues Cuch Tubo Barril Conc	treado ara No Shelb NQ3 Geov	ores ormal 2.0" y 2.0" 45.1 mm enor			C	Coord Z N.: E.: Co	enada ona 18 59003 6643 ta Sor	as UTM 3H 339 377 a deo

SON Es	IDA stud	JE GI io: Te	E OTÉCNICO esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Sonc Man Cont Año Sect	laje : BC dante : Pu ratista: JQ : 20 or : Gr	ORE 17 erto Cor 14 ranelero	onel		
	Mu	estra		Í	ndice SPT	(Nort)			
Prof.			Descripción	50	64				
(m)	N°	Tipo							
1	1	CN	Arena con gravilla en la punta, color gris claro, las gravas de 10 mm, cantos subangulares y angulares. Al final de la cuchara	, ,	•				
2	2	CN	Arena media con finos, color gris claro, humedad media, compacidad baja, presencia de una grava aislada en la punta de 3/4", de						
3	3	CN	rena media con gravillas aisladas angulares, dispersas con conchuelas, escaso contenidos de finos, color gris oscuro, humedad m						
4	4	CN	Arena media con escaso contenido de finos, color gris oscuro, pocas conchuelas y partículas de óxido, grava de 3/4" aislada a los 15 cm del inicio, compacidad media, humedad media, otra grava aislada a los 10 cm del inicio de 1/2" (ambas gravas de cantos		• 				
5	5	CN	Arena media con escaso contenido de finos, color gris oscuro, pocas conchuelas y partículas de óxido, compacidad media, humedad						
6		CN							
7 — 	6	CN	Arena media limosa con presencia de conchillas bien molidas (blancas), arena color gris claro, estructura homogénea, compacidad	-					
8		CN		-					
9	7	CN	Arena media limosa con presencia de conchillas bien molidas (blancas), arena color gris claro, estructura homogénea, compacidad		•				
10 -			Arona modia limosa con proconsia do conspillos bion molidos (blancas		/				
Muestreadores Comparison CN1: Cuchara Normal 2.0" SH1: Tubo Shelby 2.0" NO3: Parril NO3 45.1 mm									
CG1:	Conc	Geov	enor		EL.:	ota Sono mNRS	leo		
Ponti	ficia	Univer	sidad Católica de Chile				1 of 2		

SON Es	NDA.	JE GE	EOTÉCNICO esis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Sondaj Manda Contrat Año Sector	e : BORE 17 nte : Puerto Co ista: JQ : 2014 : Granelero	pronel	
	Mue	estra		Índi	ce SPT (N _{SPT})		
Prof.	N10	T :	Descripción	8 60 4 20 8 60 4 20			
(11)	N [*]	про					
-	0		y rojas), mineral (tam. Máx. 1/2"), cantos angulares, estr				
- 11 — - -	9	CN	Arena media algo limosa con presencia de conchillas de color blancas y rojas, con partículas de cuarzo, estructura homogénea, h				
- 12 — - -	-	CN					
- 13 — - -	10	CN	Arena fina a media limosa, con escasas conchillas blancas y rojas, compacidad media a densa, color girs claro, humedad saturada		•		
- 14 — - -	11	CN	Limo con conchas y carbón mineral, en los primeros 10 cm aparecen trozos partículas de carbón, tamaño máximo 3/4", matriz limosa arenosa, color gris grandes de restos de conchas y oscuro. A continuación se presenta un limo arenoso con conchas y partícula	• •			
- 15 — - -	12	CN	Limo con conchillas, en los primeros 10 cm, aparecen limos con partículas de carbón y conchitas (tam. Máx. 3/4") matriz limosa, consistencia blanda, color gris claro, humedad saturada, estructura heterogénea. Los 35 cm restantes son de un limo blando de c				
10 -							
CN1: SH1: NQ3:	Mues Cuch Tubo Barril	treado ara No Shelby NQ3	res rmal 2.0" / 2.0" 45.1 mm		Coordenada Zona 18 N.: 58990 E.: 6649 Cota Sor	as UTN 3H)03)18 1deo	
.61:	Cono	Geove	enor		EL.: mNRS		

Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 18 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Petrus Año : 1989 Sector : Muelle Norte

Prof. (m)	Mue	estra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Índice SPT (N _{SPT}) ○ २ २ ८ ଛ ⁸	% Finos	%	04 08 05 Humeqad		
1 -										
2 -										
3 -										
4										
	1	CN		SM		•	•			
5 —										
6 _	2	CN								
7 —										
8 -	3	CN		SM		•				
	4	CN		MH				•		
9	5	CN								
10 -	6	CN		ML			•			
11 _	7	CN		МН						
12 —			ŢЩŴ║Ĭ							
12	8	CN		ML		/ /	 •			
Γ	Aues	tread	ores		Fango marino	Limos / Arcillas		Coordenadas UTM Zona 18H		
CN: C	ucha ubo S	ra No Shelby	rmal 2.0" 2.5"		· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	Arenisca / Limolita		N.: 5900349 E.: 664426		
		งนูง	45.11111	· · · ·				EL.: -12.23 mNRS		

Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 19 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Petrus Año : 1989 Sector : Muelle Norte





Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 20 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 1989 Sector : Muelle Norte



Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 20 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 1989 Sector : Muelle Norte

	Prof.		-	Clasif	Índice SPT (N _{SPT})	% Finos	% Humedad	
Prof. (m)	N°	Tipo	Perfil	USCS	9 8 6 5 0 1 8 8 9 5 0	1 2 0 4 5 0 1 3 6 4 5 0	10 8 6 4 5 0 10 8 8 4 5 0	
16 —	10	SH		MH			• •	
-	11	CN		ML				
- 20 -	12	SH		МН				
	13	CN		CL				
- 24	14	SH		CL				
-	sүм	СN						
-	16	В		MH				
28	-							
CN: C SH: T NO: P	Mues Cucha Cubo S	tread ra No Shelby	ores rmal 2.0" / 2.5" 45.1 mm		Fango marino	Limos / Arcillas	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5900230 E.: 664285 Cota Sondeo	
Ponti	Pontificia Universidad Católica de Chile							

SONDAJE GEOTÉCNICO Sondaje : BORE 20 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Año : 1989 : Muelle Norte Sector Muestra Índice SPT (N_{SPT}) % Finos % Humedad Clasif. 100 100 Prof. Perfil 60 80 20 40 60 80 40 60 20 40 20 80 0 USCS 0 0 (m) N° Tipo 32 36 40 44

Muestreadores CN: Cuchara Normal 2.	Fango marino	Limos / Arcillas	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5900230
SH: Tubo Shelby 2.5" NQ: Barril NQ3 45.1 mm	Arena / Arena con finos	Arenisca / Limolita	E.: 664285 Cota Sondeo EL.: -13.45 mNRS

Pontificia Universidad Católica de Chile

10

Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 21 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Petrus Año : 1989 Sector : Muelle Norte

Prof. (m)	Mue N°	estra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Índice SPT (N _{SPT})	% Finos 0	0 8 9 9 9 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	
				1				
0								
4				-				
-	1	CN		SM		•	•	
6	2	CN		SM		I ● 1		
- - 8	3	CN		SM				
-	4	CN						
10	5	CN		SM	• •			
- 12 — - -								
- 14 — -	6	CN		MH				
Muestreadores CN: Cuchara Normal 2.0" SH: Tubo Shelby 2.5"			ores rmal 2.0" 2.5"		Fango marino	Limos / Arcillas	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5900173 E.: 664201	
						EL.: -14.1 mNRS		
Ponti	Pontificia Universidad Católica de Chile							

Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 21 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Petrus Año : 1989 Sector : Muelle Norte



Sondaje : BORE 22 SONDAJE GEOTÉCNICO Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Año : 1989 : Muelle Norte Sector Muestra Índice SPT (N_{SPT}) % Finos % Humedad Clasif. 100 100 10 Prof. Perfil 80 40 60 4 00 20 4 60 20 80 20 80 USCS 0 0 0 (m) N° Tipo 0 1 SH SM(ML) 2 CN ML 4 3 CN SP-SM 4 CN SM 5 CN SM • 8 6 CN SP-SM 7 CN SP-SM CN SP-SM 8 12 9 CN SP-SM SM 10 CN **Coordenadas UTM Muestreadores** Fango marino Limos / Arcillas Zona 18H

Arena / Arena con finos

CN: Cuchara Normal 2.0" SH: Tubo Shelby 2.5" NQ: Barril NQ3 45.1 mm

N.: 5900070

E.: 664061

EL.: -15.5 mNRS

Arenisca / Limolita

Cota Sondeo

Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 22 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 1989 Sector : Muelle Norte



Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 22 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 1989 Sector : Muelle Norte





Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 23 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 1995 Sector : Muelle Norte



Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 23 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 1995 Sector : Muelle Norte


SON Es	NDA. studi	JE G 0: T	EOTÉCN esis de	l ICO Magís	ter er	Cs. (de la	Inger	niería	ı (G.	de	la N	laza))	Sono Man Cont Año	daje dante tratist	: BC : Pu a: Ge : 19	RE 23 erto C ovenc 95	3 oron or	el
	Muc	otro													Sect	or	: Mu	ielle N	orte	
Prof.	NIC	Tino	Perfil	Clasif. USCS	ín 0	dice SP ଟ୍ସ	PT (N _{SPT} 6 8	.) }	0	20	% Fir 우	ios 8	80	2 -		ا % ب	Hume ⊋ ;	dad B S	8	100
		про																		
32 - 32 - 34 - 34 - 36 - 38 - 40 -	22 S/M 23 24 25 26 27 28	CN CN NQ NQ NQ NQ																		
CN: C SH: T NQ: E	Mues Cucha Tubo S Barril I	t read ra No Shelby NQ3	ores rmal 2.0" / 2.5" 45.1 mm	Fango m	arino Arena con			 []]]] .]:.		Limos /	/ Arcillas	blita			Coorc Z N.: E.: Co	Jenad Zona 1 5900 664 ta So	as U 8H 213 241 ndeo	ITM		

Pontificia Universidad Católica de Chile

SONDAJE GEOTÉCNICO Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 24 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 1995 Sector : Muelle Norte



SONDAJE GEOTÉCNICO

Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 24 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Geovenor Año : 1995 Sector : Muelle Norte

Prof	Muestra		Porfil	Clasif.	Índice SPT (N _{SPT})	% Finos	% Humedad
(m)	N°	Тіро	T enii	USCS			
16 -	10	SH		МН		•	
-	. 11	CN					
- 20 -	12	SH		МН			
-	13	CN					
-	14	SH		МН			
24 —	15	CN					
-	16	SH		МН			
-	17	CN					
	18	SH					
	19	CN					
Muestreadores CN: Cuchara Normal 2.0" SH: Tubo Shelby 2.5"			Fango marino	Limos / Arcillas	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5900158 E.: 664175		
NQ: E	Barril I	NQ3	45.1 mm			Arenisca / Limolit	a Cota Sondeo EL.: -13.23 mNRS
Ponti	iticia I	Univer	rsidad Cato	blica de C	hile		2 of 3



Pontificia Universidad Católica de Chile

SONDAJE GEOTÉCNICO

Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 25 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Petrus Año : 1989 Sector : Muelle Norte

Prof. Perfil		estra Tipo	Perfil	Clasif. USCS	Índice SPT (N _{SPT}) ○ २ २ ८ ଛ ệ	% Finos ○ २ २ ८ ८ €	0 8 9 % Humedad		
0	1	CN			•				
-	2	CN		SP-SM		•	•		
2 -	3	CN							
_	4	CN		SP-SM	P				
4 -	5	CN							
_	6	CN		SP-SM	↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓				
6 -	7	CN							
_	8	CN							
8 -	9	CN							
_	10	CN			$\left \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \right \left \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \right $				
10 —	11	CN		SP					
-	12	CN							
12 -	13	CN							
-	14	CN		ML					
14 —	15	CN							
CN: C SH: T	Muestreadores CN: Cuchara Normal 2.0"		ores mal 2.0" 2.5"		Fango marino	Limos / Arcillas	Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5900423 E.: 664530		
NQ: B	Barril I	NQ3	45.1 mm		Arena / Arena con finos	Arenisca / Limolita	Cota Sondeo EL.: 2.6 mNRS		
Ponti	Pontificia LIniversidad Católica de Chile								

SONDAJE GEOTÉCNICO

Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sondaje : BORE 25 Mandante : Puerto Coronel Contratista: Petrus Año : 1989 Sector : Muelle Norte



Sondaje : BORE 25 SONDAJE GEOTÉCNICO Mandante : Puerto Coronel Contratista: Petrus Estudio: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza) Año : 1989 Sector : Muelle Norte Muestra Índice SPT (N_{SPT}) % Finos % Humedad Clasif. 100 100 10 Prof. Perfil 40 60 20 4 60 80 20 80 20 40 60 80 USCS 0 0 0 (m) N° Tipo 32 NQ 33 NQ NQ 34 32 35 NQ NQ 36 34 NQ 37

Muestreadores CN: Cuchara Normal 2.0" SH: Tubo Shelby 2.5"



Arena / Arena con finos



Coordenadas UTM Zona 18H N.: 5900423 E.: 664530 **Cota Sondeo** EL.: 2.6 mNRS

Pontificia Universidad Católica de Chile

NQ: Barril NQ3 45.1 mm

38

36

NQ

D. ENSAYOS DE LABORATORIO

- Ensayo de densidad In-Situ mediante cono de arena
- Determinación de densidad máxima y mínima
- Ensayo de granulometría
- Ensayo de Corte Directo
- Ensayo Triaxial no drenado CIU
- Ensayo Triaxial Cíclico no drenado
- Ensayo Triaxial Cíclico drenado
- Ensayo de Columna Resonante

DETERMINACIÓN DE DENSIDAD IN SITU MEDIANTE CONO DE ARENA

Estudio	: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)
Sitio	: Calicatas M-1 y M-2
Fecha de ejecución	: 24-01-2014
Coordenadas M-1	: UTM Zona 18S, 664493E, 5900429S
Coordenadas M-2	: UTM Zona 18S, 664016E, 5900808S
Profundidad	: 2 metros desde la superficie

	Muelle Norte	Caleta Lo Rojas	Unidad
Arena Estándar Embudo	1725	1725	gr
Arena Estándar Residual	2376	2950	gr
Total Arena Estándar	7000	7000	gr
Arena Estándar Reemplazo	2899	2325	gr
Densidad Arena Estándar	1470	1470	gr/l
Volumen de Reemplazo	1.97	1.582	1
Suelo Húmedo	3729	3228	gr
Suelo Seco	3127	2681	gr
Humedad	19.3	20.4	%
Densidad Húmeda	1891	2041	gr/l
Densidad Seca	1586	1695	gr/l
Densidad Seca	1.585	1.695	ton/m^3

Tabla D.1. Ensayo de Cono para Densidad In-Situ

DETERMINACIÓN DE DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

Estudio	: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)
Sitio	: Calicatas M-1 y M-2
Fecha de ejecución	: 24-01-2014
Coordenadas M-1	: UTM Zona 18S, 664493E, 5900429S
Coordenadas M-2	: UTM Zona 18S, 664016E, 5900808S
Profundidad	: 2 metros desde la superficie
Densidad Contenedor	: 183.43 g/cm^3

Tabla D.2. Determinación de densidades máxima y mínima

Muestra M-1								
Peso Cpsula (g)	Peso total mximo (g)	Peso mximo (g)	Dmax (g/cm3)					
100.4	100.4 431.7		1.806					
100.2 429.2		329	1.794					
Peso Cpsula (g) Peso total mnimo (g)		Peso mnimo (g)	Dmin (g/cm3)					
100.3 378.2		277.9	1.515					
100.2 375.6		275.4	1.501					
	Muestra	M-2						
Peso Cpsula (g)	Peso total mximo (g)	Peso mximo (g)	Dmax (g/cm3)					
100.2	430.7	330.5	1.802					
100.2	430.1	329.9	1.798					
Peso Cpsula (g)	Peso total mnimo (g)	Peso mnimo (g)	Dmin (g/cm3)					
100.3	377.1	276.8	1.509					
100.2	376.8	276.6	1.508					

Estudio	: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)
Sitio	: Calicatas M-1 y M-2
Fecha de ejecución	: 24-01-2014
Coordenadas M-1	: UTM Zona 18S, 664493E, 5900429S
Coordenadas M-2	: UTM Zona 18S, 664016E, 5900808S
Profundidad	: 2 metros desde la superficie

Tamaño		Porcentaje pasante					
partícula	Tamiz	acumulado %					
[mm]		M-1	M-2				
25	1"						
19	3/4"		100				
9.5	3/8"		99.5				
4.75	$N^{\circ}4$		98.7				
2.36	$N^{\circ}8$	100	98.3				
1.18	$N^{\circ}16$	99.8	97				
0.6	$N^{\circ}30$	80.7	52.1				
0.3	$N^{\circ}50$	16	7.5				
0.15	$N^{\circ}100$	1.1	2.2				
0.075	N°200	0.7	2				



Figura D.1. Granulometría de materiales extraídos de calicatas M-1 y M-2

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

- Sitio : Sondaje BORE 12
- Material : Muestras M1 a M7

Fecha de ejecución : 18-03-2014

Coordenadas Sondaje : UTM Zona 18S, 664092E, 5900813S

Tamaño		Porcentaje pasante acumulado %									
partícula	Tamiz	M1	M3	M4	M5	M6	M7				
[mm]		0.8m	3.8m	4.8m	5.8m	6.8m	7.8m				
25	1"					100					
19	3/4"				100	86.1					
9.5	3/8"	100	100	100	89.9	79.3	100				
4.75	$N^{\circ}4$	99.4	99.1	99.4	82.3	75.6	98.6				
2.36	$N^{\circ}8$	98.3	96.3	96.5	73.2	71.7	98.6				
1.18	$N^{\circ}16$	96.2	89.5	91.4	67.3	67.5	98.4				
0.6	$N^{\circ}30$	71.1	36.9	55.6	53.1	43.8	93.3				
0.3	$N^{\circ}50$	17.5	5.6	7.6	32.6	11	64.7				
0.15	$N^{\circ}100$	5.1	1.7	0.9	12.8	1.8	20.3				
0.075	$N^{\circ}200$	3	1	0.6	6.9	0.9	4.8				



Figura D.2. Granulometría de materiales M1 a M7 extraídos de sondaje BORE 12

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

- Sitio : Sondaje BORE 12
- Material : Muestras M8 a M15

Fecha de ejecución : 18-03-2014

Coordenadas Sondaje : UTM Zona 18S, 664092E, 5900813S

Tamaño	naño		Porcentaje pasante acumulado %								
partícula	Tamiz	M8	M9	M10	M12	M13	M15				
[mm]		8.8m	9.8m	10.8m	12.8m	13.8m	14.8m				
25	1"	100									
19	3/4"	88.2	100	100	100	100					
9.5	3/8"	81.1	92.2	91.9	92	91.9	100				
4.75	$N^{\circ}4$	73.8	87.4	87.3	79.2	84.2	98.1				
2.36	$N^{\circ}8$	71.9	84.5	82.2	67.9	80.9	95				
1.18	$N^{\circ}16$	69.7	81.1	76.4	58.1	77.7	91				
0.6	$N^{\circ}30$	64.1	71	66.7	50.4	72.5	87.8				
0.3	$N^{\circ}50$	50.7	58.3	55.8	42.8	63.8	83.9				
0.15	$N^{\circ}100$	23	35.1	42.7	29.2	57.1	78.8				
0.075	$N^{\circ}200$	8.6	13.4	32.2	17.7	49.2	67.3				



Figura D.3. Granulometría de materiales M8 a M15 extraídos de sondaje BORE 12

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

- Sitio : Sondaje BORE 12
- Material : Muestras M16 a M21

Fecha de ejecución : 18-03-2014

Coordenadas Sondaje : UTM Zona 18S, 664092E, 5900813S

Tamaño			Porc	entaje pa	asante ac	umulado	%	
partícula	Tamiz	M16	M17	M18	M19	M20	M21	M22
[mm]		15.8m	16.8m	17.8m	18.8m	19.8m	20.7m	21.7
25	1"							
19	3/4"	100	100	100				
9.5	3/8"	97	95	98.5	100	100		
4.75	$N^{\circ}4$	92.3	92	95.2	95.4	98.8	100	
2.36	$N^{\circ}8$	89	89.3	90.4	89.4	97	99.9	100
1.18	$N^{\circ}16$	85.9	86.1	88.8	84.8	93.8	99.8	99.9
0.6	$N^{\circ}30$	83.3	82	87.2	81.7	90.3	99.6	99.9
0.3	$N^{\circ}50$	80.6	77	83.3	79.5	86.2	99.1	98.7
0.15	N°100	78.1	72.6	73.9	77.3	81.5	89	83.1
0.075	N°200	71.3	57	45.8	75	74.2	66.2	58.7



Figura D.4. Granulometría de materiales M16 a M22 extraídos de sondaje BORE 12

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Sitio : Calicata M-1

Coordenadas M-1 : UTM Zona 18S, 664493E, 5900429S

Profundidad muestra : 2 metros desde la superficie

Probeta	N°	1	2
Tensión normal inicial	[kPa]	50	100
Altura inicial	[cm]	2.4	2.4
Área de corte inicial	[cm ²]	36	36
Densidad seca de confección	[gr/cm ³]	1.51	1.51



Figura D.5. Ensayos de Corte Directo de material extraído de la calicata M-1

Probeta 1			Probeta 2				
$\epsilon_{Vertical}$	$\epsilon_{Horizontal}$	σ _{Vertical} [kPa]	τ _{Horizontal} [kPa]	$\epsilon_{Vertical}$ %	$\epsilon_{Horizontal}$ %	$\sigma_{Vertical}$ [kPa]	τ _{Horizontal} [kPa]
0.01	0.00	50.0	0.0	0.00	0.00	100.0	0.0
0.05	0.15	50.2	0.1	0.05	0.01	100.0	0.1
0.06	0.22	50.2	0.1	0.05	0.12	100.2	0.2
0.07	0.27	50.3	0.2	0.07	0.13	100.3	5.7
0.08	0.28	50.3	2.0	0.12	0.13	100.3	9.4
0.10	0.29	50.3	2.9	0.15	0.13	100.3	12.0
0.14	0.33	50.3	4.8	0.20	0.15	100.3	15.7
0.20	0.41	50.4	7.5	0.22	0.14	100.3	13.1
0.26	0.53	50.5	10.7	0.25	0.17	100.3	24.7
0.30	0.71	50.7	13.2	0.32	0.31	100.6	31.6
0.35	0.92	50.9	16.1	0.37	0.46	100.9	37.3
0.40	1.15	51.2	18.3	0.39	0.73	101.5	44.2
0.44	1.38	51.4	21.8	0.42	1.04	102.1	48.6
0.54	2.01	52.1	25.2	0.43	1.32	102.7	53.0
0.58	2.39	52.5	28.5	0.43	1.68	103.5	56.8
0.62	2.80	53.0	31.2	0.43	2.13	104.5	60.9
0.62	4.46	54.9	38.0	0.41	2.67	105.7	63.1
0.55	5.16	55.8	39.6	0.37	3.28	107.0	65.8
0.46	5.96	56.8	40.5	0.34	3.96	108.6	67.1
0.37	6.88	58.0	41.3	0.30	4.77	110.6	68.3
0.29	7.91	59.4	41.9	0.27	5.70	112.9	69.6
0.23	9.07	61.1	43.5	0.28	6.71	115.5	70.5
0.20	10.38	63.1	44.7				
0.20	11.87	65.6	46.0				

ENSAYO TRIAXIAL ISOTRÓPICAMENTE CONSOLIDADO NO DRENADO (CIU)

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Serie : Primera

Probeta	N°	1	2	3	4	
Sondaje		BORE 12	C	Calicata 1		
Muestra		M4	M4 M1			
Altura inicial	[cm]	9.98	13.98	13.65	13.75	
Radio inicial	[cm]	2.50	3.48	3.46	3.49	
Densidad seca de montaje	[gr/cm ³]	1.58	1.58	1.58	1.58	
Confinamiento inicial efectivo	[kPa]	25	150	200	200	
Variación volumen consolidación	[cm ³]	2	2	0.5	2.8	
Índice de vacíos post consolidación		0.75	0.67	0.73	0.74	
Densidad Relativa	%	34	60	0.39	36	



Figura D.6. Serie Primera de ensayos Triaxiales CIU de material extraído de la calicata M-1 y Sondaje BORE 12

Probeta 1				Probeta 2			
ϵ_{Axial}	Δu	p'	q	ϵ_{Axial}	Δu	p'	q
%	[kPa]	[kPa]	[kPa]	%	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0.02	-0.1	30.6	15.89	0.41	0	149.78	2.34
0.03	0.5	32.64	25.61	4.14	-280	804.36	1126.08
0.07	0.8	35.83	34	4.62	-322	890.18	1260.54
0.49	-6.6	59.6	82.81	5.2	-367	972.08	1371.25
0.92	-20.2	92.96	142.09	6.21	-431	1086.5	1519.49
1.51	-44.7	150.37	240.82	7.23	-481	1170.28	1620.83
1.92	-65.9	197.99	320.06	8.06	-511	1220	1680.01
2.46	-96.2	263.81	426.62	8.84	-535	1255.77	1718.3
3.16	-137.6	351.36	565.38	9.83	-557	1288.11	1749.32
4.04	-189.1	456.71	726.62	10.27	-564	1299.27	1761.8
5.19	-244	565.83	889.29	11.34	-579	1321	1779
5.86	-269.2	615.89	964.18	12.16	-587	1330.55	1783.66
6.62	-291.2	656.79	1020.86	13.39	-596	1340.81	1787.44
7.53	-309.2	692.74	1074.71	14.26	-601	1341.04	1776.12
8.55	-324.1	721.92	1117.86	15.47	-604	1341.97	1766.92
10.03	-337.7	732.16	1107.77	16.04	-605	1339.62	1756.85
12.23	-346.4	695.3	970.2	17.18	-608	1336.58	1741.74
14.31	-343.4	672.02	909.95	18.24	-609	1330.18	1719.55
16.66	-336.8	657.3	883.51	18.95	-610	1328.38	1708.14
18.82	-327.2	638.2	855.91	19.15	-610	1325.46	1702.37
20	-320.2	622.09	828.56	20	-610	1318.75	1679.24

Probeta 3				Probeta 4			
ϵ_{Axial}	Δu	p'	q	ϵ_{Axial}	Δu	p'	q
%	[kPa]	[kPa]	[kPa]	%	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0.01	20	202.93	68.79	0	9	205.87	44.6
0.06	27	202.04	87.12	0.11	34	204.83	116.5
0.18	38	205.73	131.2	0.26	48	207	165
0.28	41	212.54	160.63	0.46	51	216.56	202.69
0.52	37	240.88	233.63	0.78	44	240.93	254.79
0.79	21	282.98	311.95	1.01	36	260.75	290.24
1.09	-3	337.05	402.16	1.67	4	328.61	397.84
1.61	-52	437.97	557.91	2.01	-15	365.78	452.34
2.38	-129	590.03	783.09	2.5	-41	417.15	528.44
3.2	-202	731.51	988.54	3.26	-84	499.33	645.99
4.07	-259	841.04	1146.13	4.42	-144	612.81	806.42
5.35	-298	920.13	1266.4	5.47	-192	700.87	926.61
6.49	-312	948	1308.01	6.33	-224	760.08	1008.23
7.4	-317	956.8	1319.4	7.44	-259	823.36	1093.07
8.2	-319	957.93	1316.78	8.33	-281	863.14	1146.43
10.06	-319	950.08	1293.24	10.39	-319	928.02	1227.05
12.46	-316	918.76	1208.27	12.24	-339	959.84	1262.52
14.44	-313	911.5	1195.49	14.36	-354	979.71	1277.14
16.63	-311	904.81	1181.44	16.43	-362	984.2	1266.61
18.54	-311	897.53	1159.58	18.24	-367	981.06	1242.17
19.96	-311	887.56	1129.69	19.96	-369	964.89	1187.67

ENSAYO TRIAXIAL ISOTRÓPICAMENTE CONSOLIDADO NO DRENADO (CIU)

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Serie : Segunda

Probeta	N°	1	2	3	
Sondaje		BORE 12			
Muestra		M4 M6-M7 M6-M7			
Altura inicial	[cm]	9.98	9.98	9.98	
Radio inicial	[cm]	2.50	2.50	2.50	
Densidad seca de montaje	[gr/cm ³]	1.54	1.54	1.54	
Confinamiento inicial efectivo	[kPa]	25	50	50	
Variación volumen consolidación	[cm ³]	2	0.46	0.42	
Índice de vacíos post consolidación		0.80	0.81	0.81	
Densidad Relativa	%	19	15	14	



Figura D.7. Serie Segunda de ensayos Triaxiales CIU de material extraído del Sondaje BORE 12

	Probeta 1 Probeta 2						
ϵ_{Axial}	Δu	p'	q	ϵ_{Axial}	Δu	p'	q
%	[kPa]	[kPa]	[kPa]	%	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0	0	27.03	6.98	0	0.1	53.25	10.64
0.13	0.6	33.14	27.42	0.1	0.9	53.92	14.75
0.24	2.3	36.96	43.39	0.21	2.1	55.8	24.29
0.55	1.9	41.98	57.24	0.29	5.6	63.68	58.14
0.08	0.1	31.77	21.22	0.49	5.7	75.53	93.4
1.04	-3.1	53.99	77.97	0.93	1.8	87.25	117.16
1.5	-5.6	60.5	90	1.33	-3	98.78	137.34
2.03	-15.6	80.98	121.45	1.82	-9.8	113.99	162.26
2.74	-29.4	109.18	164.95	2.44	-19.3	133.68	192.83
3.66	-48.8	147.54	222.42	3.21	-32.1	159	230.69
4.8	-76.3	202.85	305.55	4.24	-49.2	192.19	278.37
5.49	-93.4	235.45	352.35	5.55	-71.4	234.97	341.02
6.27	-112.3	271.66	403.99	6.35	-85.1	261.26	377.88
7.14	-132.7	310.96	460.39	7.24	-99.6	287.93	415
8.15	-154.1	351.59	518.38	8.22	-115.2	316.48	453.54
10.55	-195.4	425.36	616.09	10.64	-148	374.48	529.14
11.99	-213.5	457.26	656.29	12.09	-164.1	401.75	562.95
13.65	-227.9	482.49	689.07	13.7	-179.1	427.1	593.99
15.49	-239.8	500.63	708.08	15.52	-192.5	447.91	616.52
17.59	-249.6	515.92	724.57	17.59	-202.9	462.68	628.75
19.96	-255.7	520.82	721.26	20	-212.3	473.68	634.13

Probeta 3					
ϵ_{Axial}	Δu	p'	q		
%	[kPa]	[kPa]	[kPa]		
0	0.1	53.25	10.64		
0.1	0.9	53.92	14.75		
0.29	5.6	63.68	58.14		
0.49	5.7	75.53	93.4		
0.77	3.5	82.7	108.9		
0.93	1.8	87.25	117.16		
1.33	-3	98.78	137.34		
1.82	-9.8	113.99	162.26		
2.44	-19.3	133.68	192.83		
3.21	-32.1	159	230.69		
4.24	-49.2	192.19	278.37		
5.55	-71.4	234.97	341.02		
6.35	-85.1	261.26	377.88		
7.24	-99.6	287.93	415		
8.22	-115.2	316.48	453.54		
10.64	-148	374.48	529.14		
12.09	-164.1	401.75	562.95		
13.7	-179.1	427.1	593.99		
15.52	-192.5	447.91	616.52		
17.59	-202.9	462.68	628.75		
20	-212.3	473.68	634.13		

ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO NO DRENADO

Estudio	: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)
Serie	: Primera
Sondaje	: Calicata 1
Material	: Muestra M-1
Confinamiento efectivo inicial	: 100 kPa
Frecuencia de carga cíclica	: 0.05 Hz

Probeta	\mathbf{N}°	1	2	3	4
Altura inicial	[cm]	13.55	13.53	13.58	13.53
Diámetro inicial	[mm]	69.74	69.31	69.45	69.31
Densidad seca de montaje	[gr/cm ³]	1.62	1.64	1.63	1.64
Densidad Relativa	[%]	40	47	43	47
Carga axial amplitud simple	[N]	114.6	135.8	159.1	188.7
Razón de Corte (SR)		0.15	0.18	0.21	0.25
Ciclos para licuación $(5\%\epsilon_{aDA})$		378	28	2	1



Figura D.8. Ensayo triaxial cíclico no drenado serie primera, probeta N°1, SR = 0.15



Figura D.9. Ensayo triaxial cíclico no drenado serie primera, probeta N°2, SR = 0.18



Figura D.10. Ensayo triaxial cíclico no drenado serie primera, probeta N°3, SR = 0.21



Figura D.11. Ensayo triaxial cíclico no drenado serie primera, probeta N°4, SR = 0.25

ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO NO DRENADO

Estudio	: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)
Serie	: Segunda
Sondaje	: Calicata 1
Material	: Muestra M-1
Confinamiento efectivo inicial	: 200 kPa
Frecuencia de carga cíclica	: 0.05 Hz

Probeta	\mathbf{N}°	1	2
Altura inicial	[cm]	13.68	13.80
Diámetro inicial	[mm]	69.46	69.02
Densidad seca de montaje	[gr/cm ³]	1.62	1.62
Densidad Relativa	[%]	40	40
Carga axial amplitud simple	[N]	227.4	284.4
Razón de Corte (SR)		0.13	0.19
Ciclos para licuación $(5\%\epsilon_{aDA})$		188	1



Figura D.12. Ensayo triaxial cíclico no drenado serie segunda, probeta N°1, SR = 0.13



Figura D.13. Ensayo triaxial cíclico no drenado serie segunda, probeta N°2, SR = 0.19

RESUMEN DE RESULTADOS ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO NO DRENADO

Estudio : Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)

Serie : Primera (100 kPa) y Segunda (200 kPa)

Probeta (N°)	Serie	\mathbf{D}_{R} (%)	SR	Ν
1	Primera	40	0.15	378
2	Primera	47	0.18	28
3	Primera	43	0.21	2
4	Primera	47	0.25	1
1	Segunda	40	0.13	188
2	Segunda	40	0.19	1



Figura D.14. Curvas de Licuación

ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO DRENADO

Estudio	: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)
Material	: Muestra M-1
Confinamiento efectivo inicial	: 100 kPa
Altura probeta	: 140 mm
Radio probeta	: 34.75 mm
Densidad seca	: 1.58 gr/cm^3
Densidad relativa	: 30%
Frecuencia de carga cíclica	: 0.01 Hz
G_0	: 33 MPa

$\gamma_{max}[\%]$	E [MPa]	G _{max} [MPa]	D %	G/G_{max}
2.00E-04	90	30	0	0.91
2.00E-04	79	26	0	0.79
3.00E-04	836	28	0	0.85
5.00E-04	54	18	1	0.55
6.00E-04	62	25	2.95	0.76
7.00E-04	47	19	6.54	0.58
9.00E-04	50	20	4.13	0.61
1.10E-03	42	17	6.27	0.52
2.00E-03	32	13	6.29	0.39
4.20E-03	15	6	10.22	0.18
3.30E-03	23	9	7.38	0.27
8.60E-03	9	3	11.24	0.09
ENSAYO DE COLUMNA RESONANTE

Estudio	: Tesis de Magíster en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)
Material	: Muestra M-1
Confinamiento efectivo inicial	: 100 kPa
Altura probeta	: 100 mm
Radio probeta	: 24.75 mm
Densidad seca	: 1.58 gr/cm^3
Densidad relativa	: 30%
G_0	: 33 MPa

$\gamma_{max}[\%]$	G [MPa]	G/G_{max}
7.30E-05	30.75	0.9
6.70E-05	30.76	0.93
6.60E-05	32.89	1
6.70E-05	30.75	0.93
5.30E-05	30.73	0.93
4.80E-05	28.67	0.87

RESUMEN DE RESULTADOS ENSAYOS DÍNAMICOS (TX CÍCLICO y C.R.)



Estudio : Tesis de Magister en Cs. de la Ingeniería (G. de la Maza)





Figura D.16. Curvas de degradación de amortiguamiento

E. MODELACIÓN NUMÉRICA

- Formulación matemática y aproximación mediante elementos finitos
- Modelo ECP

Formulación matemática y aproximación mediante elementos finitos

Para la mezcla suelo-fluído, se utiliza la formulación $\underline{u} - p$ (Zienkiewicz & Shiomi, 1984b). Esta formulación desprecia la aceleración del fluído y sus términos convectivos, de manera que las variables desconocidas sean solamente el desplazamiento del sólido \underline{u} y la presión de poros p. Además, la compresibilidad de granos se desprecia y los efectos térmicos se ignoran. El comportamiento del esqueleto sólido se deriva asumiendo el principio de esfuerzo efectivo propuesto por Terzagui, donde el tensor de presión total $\underline{\sigma}$ se divide en dos componentes: tensor de presión efectiva $\underline{\sigma}'$ y presión de poros p. Donde $\underline{\sigma}' = \underline{\sigma} - p \underline{I}$ con \underline{I} tensor identidad de segundo orden. Bajo estas asunciones el set de ecuaciones governantes es:

• Conservación del momentum de la mezcla suelo-fluído

$$\underline{\operatorname{div}}\,\underline{\sigma}' - \operatorname{grad}\,p + \rho g = \rho\,\underline{\ddot{u}} \tag{E.1}$$

donde $\underline{\ddot{u}}$ es el vector de aceleración absoluta del esqueleto sólido, $\rho = (1 - n) \rho_s + n\rho_w$ es la masa específica unitaria promedio del suelo; n es la porosidad del suelo; ρ_w es la masa unitaria del fluído; ρ_s es la masa unitaria de la partícula de suelo, \underline{e}_j es el vector unitaria en la dirección j, y vecteurg la aceleración de gravedad.

• El movimiento de una fase con respecto a la otra es controlado por la ecuación de flujo (Ley de Darcy generalizada)

$$\underline{\dot{u}}_r = \underline{\underline{K}} \cdot \left\{ -\underline{\operatorname{grad}} \, p + \rho_w \left(\underline{g} - \rho \, \underline{\ddot{u}}_s \right) \right\} \tag{E.2}$$

donde $\underline{\dot{u}}_r$ es el vector de velocidad relativa entre la fase sólida y el fluído, y $\underline{\underline{K}}$ es el tensor de permeabilidad. La combinación de la ecuación de conservación de la masa para cada fase entrega:

$$\operatorname{div} \underline{\dot{u}}_r + \operatorname{div} \underline{\dot{u}} = -\frac{\dot{p}}{Q} \tag{E.3}$$

donde Q es un parametro de compresibilidad

$$\frac{1}{Q} = \frac{n}{K_w} + (1-n)\frac{1}{K_s}$$

 K_w y K_s son módulos de bulk del fluído y del esqueleto sólido, respectivamente. El punto sobre la variable denota la derivada respecto al tiempo.

Aproximación mediante elementos finitos

La forma débil de las ecuaciones governantes descritas anteriormente pueden obtenerse utilizando la formulación variacional estándar (e.g., (Bathe, 1996; Zienkiewicz, Chan, Pastor, Schrefler, & Shiomi, 1999)). Una aproximación mediante elementos finitos de \underline{u} y p puede ser calculada acotando la forma de las funciones a espacios de dimensión finita para el desplazamiento de la fase sólida y para la presión. La integración de la formulación variacional sobre el dominio discretizado entrega el siguiente sistema de ecuaciones:

$$[M_{ss}]\{\ddot{u}_s\} + [C_{ss}]\{\dot{u}_s\} + \{B\sigma\} + [K_{sp}]\{p\} = \{f_s\}$$
(E.4)

$$[M_{ps}] \{ \ddot{u}_s \} + [C_{ps}] \{ \dot{u}_s \} + [C_{pp}] \{ \dot{p} \} + [K_{pp}] \{ p \} = \{ f_p \}$$
(E.5)

donde los vectores $\{\ddot{u}\}, \{\dot{u}\}, \{\dot{p}\}\$ y $\{p\}$ agrupan, respectivamente, las aceleraciones y velocidades nodales, y las presiones del fluído. Los términos de la matriz se definen por:

$$\begin{split} [M_{ss}]_{IiJj} &= \delta_{ij} \int \rho_s \, N_s^I \cdot N_s^J \, dV \\ \{B\sigma\}_{Jj} &= \int \underline{\sigma}' : \underline{\varepsilon} \left(N_s^J \underline{e}_j\right) \, dV \\ [C_{ss}]_{IiJj} &= \int \underline{A}_0 \left(N_s^I \underline{e}_i\right) \cdot N_s^J \underline{e}_j \, dS \\ [K_{sp}]_{IJj} &= -\int N_p^I \cdot \operatorname{div} \left(N_s^J \underline{e}_j\right) \, dV \\ \{f_s\}_{Jj} &= \int \rho \underline{g} \cdot \left(N_s^J \underline{e}_j\right) \, dS + \operatorname{boundary terms} \\ [M_{ps}]_{IiJ} &= \int \rho_w \left(\underline{K} \cdot \left(N_s^I \underline{e}_i\right)\right) \cdot \underline{\operatorname{grad}} \, N_s^J \, dV \\ [C_{ps}]_{IiJ} &= \int \operatorname{div} \left(N_s^I \underline{e}_i\right) \cdot N_p^J \, dV \\ [C_{pp}]_{IJ} &= \int \frac{1}{Q} N_p^I \cdot N_p^J \, dV \\ [K_{pp}]_{IJ} &= \int \left(\underline{K} \cdot \underline{\operatorname{grad}} \, N_p^I\right) \cdot \underline{\operatorname{grad}} \, N_p^J \, dV \\ \{f_p\}_J &= -\int \left(\underline{K} \cdot \underline{\operatorname{grad}} \left(\rho_f \underline{g} \cdot \underline{x}\right)\right) \cdot \underline{\operatorname{grad}} \, N_p^J \, dV + \operatorname{boundary terms} \end{split}$$

donde δ_{ij} denota el símbolo de Kronecker; I y J representan los nodos; i y j representan los grados de libertad (DOFs) asociados a cada nodo; N_s^J y N_p^J son las funciones de forma de elementos finitos para los desplazamientos del suelo y presiones de poro, respectivamente; $\underline{\varepsilon}$ es el tensor de deformación del esqueleto sólido; y $\underline{\underline{A}}_0$ es un operador lineal utilizado para computar el vector de tensiones asociado con difracción de ondas a lo largo de los bordes de la discretización truncada en la roca basal (H. Modaressi & Benzenati, 1994b).

En las expresiones previas, $[M_{\cdot}]$ tiene la estructura de una matriz de masa, mientras que $[K_{\cdot}]$ y $[C_{\cdot}]$ tienen la estructura de matrices de rigidez. Los vectores $\{f_{\cdot}\}$ corresponden a fuerzas externas actuando sobre el sistema. El vector $\{B\sigma\}$ está asociado con las fuerzas

internas y es no-linealmente dependiente de las deformaciones del suelo por el modelo constitutivo material.

Hipótesis generales y características del modelo ECP

Hipótesis 1

Se asumen pequeñas deformaciones y por lo tanto se acepta la descomposición del tensor de deformaciones en una parte elástica y otra plástica:

$$\underline{\dot{\underline{\varepsilon}}} = \underline{\dot{\underline{\varepsilon}}}^e + \underline{\dot{\underline{\varepsilon}}}^p \tag{E.6}$$

la descomposición anterior también es válida para las deformaciones de volumen $\dot{\varepsilon_v}$, así como para los incrementos de deformaciones de corte $\underline{\dot{\varepsilon}}$:

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_v^e + \dot{\varepsilon}_v^p$$
 and $\dot{\underline{\varepsilon}} = \dot{\underline{\varepsilon}}^e + \dot{\underline{\varepsilon}}^p$ (E.7)

Hipótesis 2

El principio de esfuerzos efectivos es válido.

Hipótesis 3

La parte elástica del comportamiento es isotrópica:

$$\dot{\varepsilon}_{v}^{e} = \frac{1}{K(p')}\dot{p'}$$

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^{e} = \frac{1}{2G(p')}\underline{\dot{s}}$$
(E.8)

donde el módulo de compresibilidad K = K(p') y el módulo de corte G = G(p') son una función del esfuerzo de confinamiento efectivo p' a través de una relación no lineal:

$$K = K_{ref} \left(\frac{p'}{p'_{ref}}\right)^{n_e}$$
$$G = G_{ref} \left(\frac{p'}{p'_{ref}}\right)^{n_e}$$
(E.9)

donde K_{ref} y G_{ref} son los módulos de compresibilidad y de corte para un esfuerzo efectivo de referencia p'_{ref} y n_e es el grado de no-linealidad. En efecto, se asume que no hay acoplamiento entre las tasas de deformación de volumen y corte, de forma que $\dot{\varepsilon}_v^e$ es independiente de $\underline{\dot{\varepsilon}}_v^e$, pero $\underline{\dot{\varepsilon}}_v^e$ depende de $\dot{\varepsilon}_v^e$.

Hipótesis 4

El comportamiento se divide en cuatro sub-dominios:

- (i) Dominio elástico: no hay disipación de energía y las deformaciones son reversibles.
- (ii) **Dominio histerético o pseudo-elástico (estabilizado**): comienza la disipación de energía mediante deformaciones plásticas, pero se desprecia el cambio de volumen plástico ($\dot{\varepsilon}_v^p = 0$).
- (iii) Dominio intermedio (histerético no estabilizado): ya no es posible despreciar el cambio de volumen originado por las deformaciones plásticas.
- (iv) Dominio movilizado: el esfuerzo de corte ha movilizado completamente la resistencia al corte de la fase sólida del material.

Hipótesis 5

El comportamiento plástico al corte se separa en tres mecanismos elementales bidimensionales sobre tres planos ortogonales. La disipación de energía plástica se relaciona con las variaciones del círculo de Mohr en el plano ortogonal correspondiente. Cada mecanismo desviador elemental es equivalente a un criterio de ruptura de Mohr-Coulomb en el plano correspondiente. El estado crítico en un plano corresponde al límite del círculo de Mohr de cada mecanismo.

La superficie de fluencia de cada mecanismo desviador es un círculo en un plano normalizado, construido mediante un factor de normalización. En dicho plano normalizado, la regla de flujo es asociada. La movilización de cada mecanismo desviador es progresiva y depende del comportamiento de cada sub-dominio (§E). La variable de endurecimiento en el plano normalizado es el grado de movilización de la fricción del mecanismo.

El material almacena su historia de carga mediante un enfoque de doble memoria: la carga máxima primaria (memoria histórica) y el último cambio de sentido de carga (memoria instantánea).

La descomposición se construye sobre la base definida por vectores unitarios $\underline{e}_i, \underline{e}_j$ y \underline{e}_k para el mecanismo desviador k. Para todos los planos orientados por el vector normal \underline{e}_k , los incrementos de deformaciones plásticas existen sólo en las direcciones definidas por \underline{e}_i y \underline{e}_j . Esos incrementos de deformaciones plásticas son una función únicamente del estado de tensiones en el mismo k-plano asociado al mecanismo desviador k. Entonces, el tensor de esfuerzos efectivos in el plano $k \underline{\sigma}'_k$ puede ser escrito como:

$$\underline{\sigma}'_{k} = \sigma'_{ii} \, \underline{e}_{i} \otimes \underline{e}_{i} + \sigma'_{jj} \, \underline{e}_{j} \otimes \underline{e}_{j} + \sigma'_{ij} \, \underline{e}_{i} \otimes_{s} \underline{e}_{j} \tag{E.10}$$

El estado de esfuerzos en el plano k se define mediante su tensión promedio efectiva p'_k y su tensor de esfuerzos desviadores \underline{s}_k (Fig.0.1(a)):

$$p'_{k} = \frac{1}{2} tr\left(\underline{\underline{\sigma}}'_{k}\right)$$

$$\underline{\underline{s}}_{k} = \underline{\underline{\sigma}}'_{k} - \frac{1}{2} tr\left(\underline{\underline{\sigma}}'_{k}\right) \underline{\underline{I}}_{k}$$
(E.11)

donde $\underline{I}_k = \underline{e}_i \otimes \underline{e}_i + \underline{e}_j \otimes \underline{e}_j$. El tensor \underline{s}_k puede ser interpretado como un esfuerzo desviador \underline{s}_k en el plano k de componentes y norma:

$$s_{k_{1}} = \frac{\sigma_{ii}^{\prime} - \sigma_{jj}^{\prime}}{2}$$

$$s_{k_{2}} = \sigma_{ij}^{\prime}$$

$$|\underline{s}_{k}| = \sqrt{\frac{1}{4} \left(\sigma_{ii}^{\prime} - \sigma_{jj}^{\prime}\right)^{2} + {\sigma_{ij}^{\prime}}^{2}} = q_{k}$$
(E.12)

donde q_k es el radio del círculo de Mohr. El plano asociado al esfuerzo desviador \underline{s}_k es el plano desviador del mecanismo k (Fig.0.1(b)).



Figura E.1. Representación del estado de tensiones para el mecanismo desviador \boldsymbol{k}

De forma muy similar, el tensor de deformaciones en el plano del mecanismo k se define por medio de la deformación volumétrica ε_{v_k} y el tensor de deformaciones de corte $\underline{\overline{\varepsilon}}_k$:

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_{k} = \varepsilon_{ii} \underline{\underline{e}}_{i} \otimes \underline{\underline{e}}_{i} + \varepsilon_{jj} \underline{\underline{e}}_{j} \otimes \underline{\underline{e}}_{j} + \varepsilon_{ij} \underline{\underline{e}}_{i} \otimes_{s} \underline{\underline{e}}_{j}$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_{k} = \underline{\underline{\varepsilon}}_{k} - \frac{1}{2} tr \left(\underline{\underline{\varepsilon}}_{k}\right) \underline{\underline{I}}_{k}$$

$$\varepsilon_{v_{k}} = tr \left(\underline{\underline{\varepsilon}}_{k}\right)$$
(E.13)

El tensor de deformaciones de corte puede ser representado en forma equivalente como un vector de deformación de corte $\overline{\underline{e}}_k$ de componentes y norma:

$$\bar{\varepsilon}_{k_1} = \varepsilon_{ii} - \varepsilon_{jj}$$

$$\bar{\varepsilon}_{k_2} = 2\varepsilon_{ij}$$

$$|\bar{\varepsilon}_k| = \gamma_k$$
(E.14)

donde γ_k es la distorsión del mecanismo k y su valor corresponde a dos veces el radio del círculo de Mohr (centrado en $\frac{1}{2}\varepsilon_{v_k}$ Fig.E.2).

Adoptando la convención de signos de la mecánica de suelos (compresiones positivas), la superficie de fluencia primaria f_k del plano k está dada por:

$$f_k\left(p'_k,\underline{s}_k,r_k,\varepsilon_v^p\right) = q_k - \sin\phi'_{pp}\,p'_k\,r_k\,F\left(p',\varepsilon_v^p\right) \tag{E.15}$$

donde:



Figura E.2. Representación de Mohr's del estado de deformaciones en el plano i - j del mecanismo k

$$F(p', \varepsilon_v^p) = 1 - b \log \frac{p'}{p_c}$$

$$p_c = p_{c_0} e^{\beta \varepsilon_v^p}$$
(E.16)

en la cual ϕ'_{pp} es el ángulo de fricción en plasticidad perfecta, p_{c_0} es el confinamiento correspondiente al estado inicial (definido por medio del índice de vacíos) sobre la curva de estado crítico, β es el módulo de compresibilidad plástica que introduce la influencia de la densificación del material en la resistencia final. Ambos parámetros son similares a los empleado en el modelo de Cam-Clay Schofield and Wroth (1968). El parámetro *b* controla la forma de la superficie de fluencia en el plano $p'_k - q_k$ y varía desde b = 0 hasta 1 pasando por una superficie tipo Mohr-Coulomb a una tipo Cam-Clay (Fig. E.3). El parámetro *b* controla la influencia de la densidad o de la pre-consolidación, entonces su valor es cercano a uno para arcillas y muy peque?o para arenas. La función *F*, a través de la deformación de volumen plástica ε_v^p , introduce endurecimiento volumétrico o endurecimiento negativo con respecto al estado crítico debido a las deformaciones plásticas.



Figura E.3. Influencia del parámetro b en la forma de la superficie de falla

Cada superficie de fluencia desviadora primaria para cada mecanismo k puede ser interpretada en el espacio de tensiones de corte normalizadas del mecanismo $\tilde{s}_{k_1} - \tilde{s}_{k_2}$:

$$\tilde{s}_{k_1} = \frac{1}{\eta_k} s_{k_1}$$
 and $\tilde{s}_{k_2} = \frac{1}{\eta_k} s_{k_2}$ (E.17)

el factor de normalización η_k está dado por:

$$\eta_k \left(p'_k, \varepsilon^p_v \right) = \sin \phi'_{pp} \, p'_k \, F \left(p', \varepsilon^p_v \right) \tag{E.18}$$

En este plano, las superficies de fluencia son círculos de radio r_k . Esta variable de endurecimiento r_k puede ser interpretada como el grado de movilización de la resistencia del mecanismo desviador k, es decir, como el grado de movilización de la fricción:

$$r_k = \frac{q_k}{\eta_k} = \frac{q_k}{p'_k} \frac{1}{\sin \phi'_{pp} F}$$
(E.19)

La variable de endurecimiento r_k corresponde al desarrollo progresivo de la plasticidad debida a la distorsión plástica γ_k^p del mecanismo k. Entonces, toma en cuenta el endurecimiento isotrópico generado por las deformaciones de corte plásticas $\underline{\bar{z}}_k^p$ ó γ_k^p . Esta variable varía desde r_k^{el} (dominio elástico) hasta la unidad para el caso de plasticidad perfecta.

Bajo carga primaria (el super-índice m indica carga monótona), las superficies de fluencia asociadas a los mecanismos desviadores son círculos de radio r_k^m centrados en el origen (Fig.0.5(a)):

$$f_{k}^{m}(p_{k}',\underline{s}_{k},r_{k}^{m},\varepsilon_{v}^{p}) = |\underline{\tilde{s}}_{k}| - r_{k}^{m}$$

$$r_{k}^{m} = r_{k}^{el} + \left(\frac{\gamma_{k}^{p}}{a+\gamma_{k}^{p}}\right)^{n_{p}}$$

$$\gamma_{k}^{p} = \int_{0}^{t} \dot{\gamma}_{k}^{p} dt \qquad (E.20)$$

donde el parámetro *a* controla la evolución del endurecimiento. El parámetro n_p controla la evolución del nivel de fricción movilizada con la deformación plástica. Si $n_p = 1$ la evolución es hiperbólica como curvas de esfuerzo-deformación, pero puede ser modificada para tomar en cuenta la información experimental disponible. La evolución del endurecimiento puede ser derivada de (E.20):

$$\dot{r}_{k}^{m} = \dot{\lambda}_{k}^{p} \frac{n_{p} \left(r_{k}^{m}\right)^{n_{p}-1}}{a} \left(1 - \left(r_{k}^{m}\right)^{\frac{1}{n_{p}}}\right)^{2}$$
(E.21)

donde $\dot{\lambda}_k^p$ es el multiplicador plástico del mecanismo k.

El parámetro a en la ecuación (E.20) es un parámetro muy importante del modelo ya que permite controlar la rigidez cuando el suelo está en el dominio plástico. La alternativa más simple es emplear un valor constante, pero es posible modificar dicho valor como una función de las deformaciones de corte plástico. Hujeux (1985b) definió a a través de la relación:

$$a = a_1 + (a_2 - a_1) \alpha (r_k) \tag{E.22}$$

donde $\alpha(r_k)$ es definido a través de los dominios de comportamiento (§E) descritos más abajo:

$$\alpha (r_k) = \begin{cases} 0 & \text{if } r_k < r_k^{hys} & \text{pseudo-elastic domain} \\ \left(\frac{r_k - r_k^{mob}}{r_k^{mob} - r_k^{hys}}\right)^m & \text{if } r_k^{hys} < r_k < r_k^{mob} & \text{hysteretic domain} \\ 1 & \text{if } r_k^{mob} < r_k < 1 & \text{mobilized domain} \end{cases}$$
(E.23)

en la cual r_k^{hys} y r_k^{mob} son los límites de los sub-dominios de movilización de la fricción asociadas al mecanismo k. De acuerdo a Hujeux (1985b), α (r_k) $\dot{\gamma}_k^p$ puede ser interpretada como la porción del incremento de la deformación de corte plástica asociada a los desplazamientos tangentes entre granos con movilización total de la fracción. Esta porción del incremento induce un re-ordenamiento de los grano y deformaciones plásticas de volumen. Por el contrario, $(1 - \alpha (r_k)) \dot{\gamma}_k^p$ es la porción del desplazamiento tangente relativo de los granos con movilización parcial de la fricción, la que no induce deformaciones de volumen plásticas. En consecuencia, el parámetro $\alpha (r_k)$ permite que para condiciones drenada no se desarrollen variaciones de volumen mientras no se alcance un determinado nivel de corte. Adicionalmente, para condiciones no drenadas, permite que la evolución de las presiones de poros dependan del nivel de deformación A. Modaressi (2003). La evolución al interior del dominio histerético está controlada por el valor de m (Fig.E.4).

En relación a la carga cíclica (super-índice c para indicar carga cíclica), las superficies asociadas a las funciones de fluencia desviadoras son círculos de radio r_k^c interiores al círculo de carga primaria, ambos tangentes al punto \underline{d}_k^h de normal exterior \underline{n}_k^h :

$$f_k^c\left(p_k',\underline{s}_k,r_k^c,\varepsilon_v^p,\underline{d}_k^h,\underline{n}_k^h\right) = \left|\underline{\tilde{s}}_k - \left(\underline{d}_k^h - r_k^c\underline{n}_k^h\right)\right| - r_k^c$$
(E.24)



Figura E.4. Representación gráfica de $\alpha\left(r_k\right)$ que controla la evolución del mecanismo desviador k

donde el punto \underline{d}_k^h corresponde a la última inversión de carga h del mecanismo k:

$$\underline{d}_{k}^{h} = \frac{q_{k}^{h}}{p_{k}^{\prime h}} \frac{1}{\sin \phi_{pp}^{\prime} F\left(p^{\prime h}, \varepsilon_{v}^{p^{h}}\right)} \quad \text{and} \quad \underline{n}_{k}^{h} = \frac{\underline{\tilde{s}}_{k}^{h}}{\left|\underline{\tilde{s}}_{k}^{h}\right|}$$
(E.25)

El vector $\underline{d}_k^h - r_k^c \underline{n}_k^h$ corresponde al vector que va desde el origen del espacio desviador normalizado hasta el centro del círculo cíclico (Fig.0.5(b)). La variable de endurecimiento r_k^c puede ser expresada en términos de la posición del estado e tensiones actuales con respecto a la posición de la última inversión de cargas. Su valor inicial es r_k^{el} :

$$r_k^c = r_k^{el} + \left(\frac{\left|\gamma_k^p - \gamma_k^{p^h}\right|}{a + \left|\gamma_k^p - \gamma_k^{p^h}\right|}\right)^{n_p}$$
(E.26)

donde $\gamma_k^{p^h}$ es la distorsión plástica del mecanismo k en la última inversión de cargas h. La variable a obedece las mismas relaciones que en el caso de carga monótona (E.22). Los

vectores \underline{d}_k^h y \underline{n}_k^h son parámetros discontinuos que introducen endurecimiento cinemático al modelo.



Figura E.5. Evolución de los límites de comportamiento en el plano desviador normalizado del mecanismo k

En resumen, el modelo almacena la historia de cargas de dos formas:

- (i) La máxima fricción movilizada r_k^m .
- (ii) La última inversión de cargas \underline{d}_k^h y \underline{n}_k^h . Para cada inversión de cargas, el valor de \underline{d}_k^h es actualizado al valor actual de $\underline{\tilde{s}}_k$, adicionalmente r_k^c es inicializado al límite del dominio elástico r_k^{el} .

En relación a la evolución de las deformaciones plásticas y a las variables de endurecimiento, se supone que la evolución de las deformaciones plásticas siguen una regla de flujo plástico asociada:

$$\dot{\underline{\varepsilon}}_{k}^{p} = \dot{\lambda}_{k}^{p} \frac{\partial f_{k}}{\partial \underline{s}_{k}} = \dot{\lambda}_{k}^{p} \frac{\underline{s}_{k}}{|\underline{s}_{k}|} \tag{E.27}$$

donde $\dot{\lambda}_k^p$ es el multiplicador plástico del mecanismo k, y puede ser obtenido escribiendo la relación de consistencia $\dot{f}_k = 0$ sobre todos los mecanismos activos. La evolución de las deformaciones plásticas de volumen están controladas por una regla de flujo plástico basada en una regla de dilatancia de tipo Roscoe (Schofield & Wroth, 1968):

$$\dot{\varepsilon}_{k}^{p} = \lambda_{k}^{p} \Psi_{k}$$

$$\Psi_{k} = \alpha_{\psi} \alpha \left(r_{k} \right) \left(\sin \psi - \frac{q_{k}}{p_{k}} \right)$$
(E.28)

en la cual ψ es el ángulo característico Luong (1980) que define el límite entre dilatancia ($\dot{\varepsilon}_v^p < 0$) y contractancia ($\dot{\varepsilon}_v^p > 0$) del material (Fig.E.6) y α_{ψ} es un parámetro constante.



Figura E.6. Línea de estado crítico y de estado característico

Hipótesis 6

Con el objetivo de modelar trayectorias de carga isotrópicas, se ha incluido en el modelo en mecanismo elasto-plástico volumétrico puro. En este mecanismo de consolidación, la movilización es progresiva empleando una variable de endurecimiento asociada a la deformación de volumétrica plástica $\varepsilon_{v_{iso}}^p$ propia a este mecanismo. En forma similar a los mecanismos desviadores, la función de fluencia puede ser relacionada a un espacio normalizado. La regla de flujo se asume asociada. La memoria del mecanismo también está controlada por un enfoque de doble memoria, donde se almacena la carga monótona y la última inversión de carga. Este mecanismo se activa solamente para la parte isotrópica de la carga y produce únicamente cambios de volumen.

La expresión para la función de carga es:

$$f_{iso}(p', r_{iso}, p_c) = |p'| - d p_c r_{iso}$$
(E.29)

donde r_{iso} es el grado de movilización del mecanismo, variando desde el límite del dominio elástico r_{iso}^{el} a la unidad de acuerdo a:

$$r_{iso} = r_{iso}^{el} + \frac{\varepsilon_{v_{iso}}^p}{c_{p'_{ref}}^p + \varepsilon_{v_{iso}}^p}$$
(E.30)

donde la deformación plástica volumétrica asociada al mecanismo isotrópico puede ser calculada como $\varepsilon_{v_{iso}}^{p}$:

$$\varepsilon_{v_{iso}}^p = \int_0^t \dot{\varepsilon}_{v_{iso}}^p \, dt \tag{E.31}$$

El grado de movilización r_{iso} comienza en el límite elástico r_{iso}^{el} a la unidad cuando el mecanismo está completamente activado, i.e. $p' = d p_c$. La evolución del grado de movilización se puede escribir como:

$$\dot{r}_{iso} = \dot{\varepsilon}_{v_{iso}}^{p} \frac{(1 - r_{iso})^2}{c\frac{p_c}{p_{ref}}}$$
(E.32)

El parámetro *c* controla la evolución de la movilización del mecanismo, por lo tanto el endurecimiento isotrópico. La regla de flujo es asociada, y la ecuación de compatibilidad queda:

$$\dot{p} = d \, p_c \frac{(1 - r_{iso})^2}{c \frac{p_c}{p_{ref}}} \dot{\varepsilon}^p_{v_{iso}} - r_{iso} \, d \, p_c \, \beta \, \dot{\varepsilon}^p_v = 0 \tag{E.33}$$

El término subrayado en la expresión anterior puede ser interpretado como el módulo de endurecimiento intrínseco. De acuerdo a esta expresión, el módulo plástico inicial es independiente del valor inicial de p_c . Bajo carga isotrópica, cuando se sobrepasa el límite elástico r_{iso}^{el} ocurre generación de deformación plástica volumétrica ($\dot{\varepsilon}_v^p > 0$) y en consecuencia el mecanismo isotrópico se moviliza ($\dot{r}_{iso} > 0$) y la tensión promedio efectiva crece ($\dot{p}_c > 0$). Cuando este mecanismo está completamente movilizado: $r_{iso} = 1$ y $p = d p_c$. Esta evolución coincide con las observaciones experimentales de las curvas de consolidación, entonces cuando una curva inicial tiene a una recta de consolidación isotrópica en el plano $e - \log p'$. El parámetro d define la distancia de la recta de consolidación isotrópica a la línea de estado crítico en el plano $e - \log p'$ (Fig.E.7). Como amabas curvas son paralelas, ambas curvas pueden ser relacionadas mediante:

$$\dot{\varepsilon}_{v}^{p} = \frac{1}{\beta} \frac{\dot{p}'}{p'} = \frac{1}{\beta} \frac{\dot{p}_{c}}{p_{c}}$$
(E.34)



Figura E.7. Movilización progresiva del mecanismo isotrópico

Similarmente al mecanismo desviador, este mecanismo puede ser descrito en un un sistema normalizado \tilde{p}' defino por:

$$\tilde{p}' = \frac{p'}{\eta_{iso}} \quad \text{with} \quad \eta_{iso} = d \, p_c$$
(E.35)

donde η_{iso} corresponde al factor de normalización. Para carga primaria, el límite de la superficie de fluencia es un plano ortogonal al eje \tilde{p}' , y a una distancia r_{iso}^m del origen (Fig.0.8(a)):

$$f_{iso}^{m}(\tilde{p}', r_{iso}^{m}, p_{c}) = |\tilde{p}'| - r_{iso}^{m}$$
(E.36)

Tal como para el mecanismo cíclico desviador, el mecanismo isotrópico emplea un enfoque de doble memoria. Luego, bajo caga cíclica, los límites sucesivos de consolidación son planos ortogonales al eje \tilde{p}' a una distancia r_{iso}^c del punto de inversión de carga r_{iso}^h en el espacio normalizado (Fig.0.8(b)):

$$f_{iso}^{c}\left(\tilde{p}', r_{iso}^{c}, p_{c}, r_{iso}^{h}\right) = \left|\tilde{p}' - r_{iso}^{h}\right| - r_{iso}^{c}$$
(E.37)

La variable r_{iso} puede también ser interpretada como el grado de movilización del mecanismo de consolidación.

Hipótesis 7

Los cuatro mecanismos están acoplados a través de la variable de endurecimiento ε_v^p . La tensión efectiva critica es común para los cuatro mecanismo, por lo tanto el endurecimiento por densidad acopla los cuatro mecanismos:

$$\varepsilon_v^p = \sum_{k=1}^3 \varepsilon_{v_k}^p + \varepsilon_{v_{iso}} = \frac{1}{\beta} \log \frac{p_c}{p_{c_0}}$$
(E.38)



Figura E.8. Evolución del límite isotrópico en el eje normalizado del mecanismo de consolidación \tilde{p}'

donde ε_v^p es la variación de la deformación plástica volumétrica entre el estado inicial $(p_c = p_{c_0})$ y el estado final (p_c) . En general, los cuatro mecanismos podrían estar activados. En dicho caso, los multiplicadores plásticos son la solución del sistema no lineal para los multiplicadores plásticos de tamaño 4×4 . El endurecimiento está caracterizado por una matriz de endurecimiento en la cual los términos desviadores aparecen únicamente en la diagonal, mientras que el endurecimiento por densidad aparece en todos los términos:

- el endurecimiento negativo está asociado al comportamiento dilatante global: $\dot{p}_c < 0$ y $p_{c_0} > p_c$
- el endurecimiento (positivo) está asociado a un comportamiento globalmente contractivo: $\dot{p}_c > 0$ y $p_{c_0} < p_c$

Tratamiento de las tracciones

El estado natural del suelo es en compresión, sin embargo, durante el procedimiento de integración numérica o debido al estado de cargas el suelo podría alcanzar un estado traccionado localmente en espacio y en tiempo. Por lo tanto, el estado de tracciones debe ser definido para materiales no cohesivos de forma de garantizar que no exista resistencia alguna a la tracción.

El criterio adoptado consiste en un modelo de superficie de fluencia elasto-plástica perfecta:

$$f_{tr}\left(\underline{\sigma}'\right) = \max\left\{\sigma'_{I}, \sigma'_{II}, \sigma'_{III}\right\} = \sigma'_{I} \ge 0$$
(E.39)

donde σ'_{I} , σ'_{II} y σ'_{III} son los esfuerzos principales del tensor $\underline{\sigma}'$. La regla de flujo se asume asociada:

$$\underline{\dot{\varepsilon}}_{\pm tr}^{p} = \dot{\lambda}_{tr}^{p} \underline{e}_{I} \otimes \underline{e}_{I} \tag{E.40}$$

donde \underline{e}_I es el vector unitario asociada a la dirección de esfuerzo principal máximo (tracción).