



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**LICUACIÓN DE SUELOS A GRANDES DISTANCIAS DE LA ZONA DE RUPTURA
DEL TERREMOTO DEL MAULE DE 2010 EN SECTORES DE LOS LAGOS
LLANQUIHUE Y RANCO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ANDRÉS EDUARDO TORRES ROJAS

**PROFESOR GUÍA:
CÉSAR RODRIGO PASTÉN PUCHI**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FELIPE AGUSTÍN OCHOA CORNEJO
ROBERTO ENRIQUE GESCHE SCHULER**

SANTIAGO DE CHILE

2017

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Ingeniero Civil con mención en
Estructuras, Construcción y Geotecnia.
POR: Andrés Eduardo Torres Rojas
FECHA: 02/08/2017
PROFESOR GUÍA: César Pastén Puchi

LICUACIÓN DE SUELOS A GRANDES DISTANCIAS DE LA ZONA DE RUPTURA DEL TERREMOTO DEL MAULE DE 2010 EN SECTORES DE LOS LAGOS LLANQUIHUE Y RANCO

Los lugares más alejados que evidenciaron licuación durante el Terremoto del Maule Mw 8,8 de 2010 son la Playa Calcurrupe, en el Lago Ranco, y la localidad de Las Cascadas en el Lago Llanquihue, a 280 y 350 km de la zona de ruptura, respectivamente, superando el límite de licuación propuesto por Ambraseys (1988). Este trabajo evalúa el potencial de licuación de las zonas afectadas utilizando metodologías no invasivas de terreno, de laboratorio y numéricas. La metodología no invasiva de terreno considera el uso determinístico de la velocidad de onda de corte V_s de Andrus & Stokoe (2000), y el uso probabilístico de Kayen et al. (2013). En laboratorio, se obtienen las curvas de resistencia cíclica de muestras superficiales usando la metodología simplificada de Seed et al. (1975). La metodología numérica considera el uso del software de elementos finitos OpenSees[®] para estudiar el aumento de presiones de poro y los cambios en esfuerzos efectivos por la propagación de ondas de corte en una columna de suelo representativa de los sitios. Los resultados de este trabajo sugieren que la aproximación mediante V_s es capaz de predecir lo observado en terreno, aun cuando es la metodología más cuestionada para establecer el potencial de licuación; la metodología de Seed et al. (1975) sólo predice la ocurrencia de licuación para altas aceleraciones superficiales (0,18 g) lo que se explica por el comportamiento dilatante de las muestras en laboratorio; el modelamiento numérico muestra una significativa amplificación sísmica, sin evidenciar licuación, siendo el modelo constitutivo sensible a la permeabilidad y a los parámetros del modelo.

*Dedicado a mi familia,
Por sus valores que me formaron,
Amor incondicional,
Y bullying eterno heredado.*

Finalmente sale la oveja negra

AGRADECIMIENTOS

Debo comenzar diciendo que soy un negro afortunado con la dicha de tener una hermosa familia, que me quiere, que me entiende, que me apoya, que está ante todas las cosas y que sin la cual, no habría podido llegar hasta aquí. Gracias mamá por estar a mi lado en todo momento y entregarme amor incondicional, gracias papá por apoyarme, escucharme y amarme a pesar de tener muchas diferencias conmigo, gracias hermano por siempre protegerme y ser una persona a seguir en mi vida, gracias wachis perris por tú enorme cariño, amor y regaloneos.

Chinita, chinolia, chineza, chini, chinini, nini, negrita, franky frankita frank, frank, tú has hecho que todo este proceso sea más llevadero, feliz y bueno. Gracias por entregarme tu amor en cada momento, por subirme los ánimos, y darme una mano cuando las cosas simplemente no salían. Le agregaste cariño y color a este largo tiempo de trabajo. Te amo y nos quedan muchas risas, negruras y caminos por delante, nuestro viaje está recién comenzando.

Ha sido un largo camino, y he tenido la suerte de estar rodeado de gente que me ha permitido conocer un poco o mucho de ellos y recibir mi negricidad a cambio. Gracias a los que comenzaron del principio conmigo en el colegio y que siguen más vigentes que nunca; Wantan y Haiko, por tantos roncs y desahogos; Javito, eres un sol; a “los verdaderos amigos” por tantas noches de vicios.

Si haber entrado a Bachi hubiese sido un tropiezo en este camino para ser Ingeniero, me tiro de piquero mil veces. Gracias “Bachiamiges” por tantos buenos momentos, anécdotas, viajes sureños y norteños, les quiero. Joai y Cabezón, son de lo mejor, ya estamos saliendo de esta etapa. Agradezco a la gran familia uchile que me permitió vivir y disfrutar al máximo la universidad, fueron el desahogo perfecto ante la presión buchefiana y un apoyo constante en lo malo. Gracias por todos esos viernes acompañados de bailes, conversas, chelitas, vinitos y piscolas. Anto kitten katen mucho y Caquita caca mañosa, las tengo en mi alma negra.

Gracias totales a los civiles, a aquellos que comenzaron de la sección: Bolita 8, Facha, Yurgens, Nérido, fueron invaluable todos los estudios juntos; a los que se fueron sumando: Jeici lindo, Triple T, Jotita, Hugens, Dieinus, Vista Hermosa, Niño Dieguin, DIMITO, Plazus, Pauli, Dianimbis, Espita y tantos más. Hemos sufrido juntos y pucha que hemos disfrutado juntos, cada uno de ustedes hizo esto más fácil.

Gracias profesor César Pastén, por sus consejos y ayuda fundamental en esta memoria. Gracias a los profesores Felipe Ochoa y Roberto Gesche por sus observaciones y comentarios, que permitieron complementar este trabajo. Gracias a los jefazos, Dono Don y Mario, por los buenos momentos y conversaciones que alegraron mi tiempo en el laboratorio. Donito gracias por toda la ayuda en la parte experimental, me alegro haberte sacado tantas mañas. Gracias a todos los funcionarios de la universidad que permitieron desarrollarme en un ambiente limpio y ordenado, y compartir tantos saludos, en especial a la tía Isabel por tanto cariño entregado.

Finalmente gracias a la gente que compartió su tiempo en la realización de este trabajo; Sáez y Seilomón, por su infinito aporte en terreno, Jei jei, en especial gracias por hacerme perder el tiempo en los peores momentos; a la Salita Mecesup; y a la Geopecera donde finalmente terminé este proceso, chiquillos son lo mejor, me hicieron feliz en esta última etapa de adversidades, ánimo que ya queda poco. Emila Castillo, gracias por nada. Cierro este ciclo con el corazón más negro que nunca, feliz por todo lo aprendido y por la gente que tuve la oportunidad de conocer. Solo no habría podido llegar aquí, el mundo está para vivirlo acompañado.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 MOTIVACIÓN	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ORGANIZACIÓN DE LA MEMORIA	3
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 LICUACIÓN DE SUELOS	4
2.1.1 <i>Factores que Afectan la Licuación</i>	5
2.1.1.1 Geología	5
2.1.1.2 Granulometría	7
2.1.1.3 Fábrica	8
2.1.2 <i>Distancia a la Fuente</i>	9
2.1.3 <i>Evaluación del Potencial de Licuación</i>	11
2.1.3.1 <i>Solicitud Cíclica, CSR</i>	12
2.1.3.2 <i>Resistencia Cíclica, CRR</i>	15
2.1.3.3 <i>Ensayo Triaxial Cíclico</i>	15
2.1.3.4 <i>Uso de Vs como Predictor de Licuación</i>	18
2.1.3.5 <i>Limitaciones del Vs como predictor de Licuación</i>	22
2.1.4 <i>Perfil de Velocidad de Onda de Corte Vs</i>	24
2.1.4.1 <i>Métodos Geofísicos para Obtención de Perfil Vs</i>	24
2.1.4.2 <i>Metodología del método de Correlaciones Cruzadas</i>	25
2.1.4.3 <i>Obtención de la razón espectral H/V</i>	26
2.1.4.4 <i>Inversión de curvas de dispersión</i>	26
2.2 MODELAMIENTO NUMÉRICO MEDIANTE SOFTWARE OPENSEES	27
2.2.1 <i>Resumen del Modelo Numérico</i>	27
2.2.2 <i>Generación de la Columna de Suelo</i>	29
2.2.3 <i>Aplicación de Cargas</i>	31
2.2.4 <i>Modelo Constitutivo</i>	33
3. CASOS DE ESTUDIO	35
3.1 EVIDENCIA DE LICUACIÓN A GRANDES DISTANCIAS	35
3.2 MARCO GEOLÓGICO DE LAS ZONAS DE ESTUDIO	39
3.3 PROGRAMA DE ENSAYOS	41
3.4 LAGO RANCO – PLAYA CALCURRUPE	42
3.4.1 <i>Trabajo en Terreno</i>	42
3.4.2 <i>Resultados de Ensayos de Laboratorio</i>	45
3.4.3 <i>Resultados de Ensayos Geofísicos</i>	50
3.5 LAGO LLANQUIHUE– LAS CASCADAS	53
3.5.1 <i>Trabajo en Terreno</i>	53
3.5.2 <i>Resultados de Ensayos en Laboratorio</i>	55
3.5.3 <i>Resultados de Ensayos Geofísicos</i>	60
3.6 POTENCIAL DE LICUACIÓN EN EL LAGO LLANQUIHUE	62
3.6.1 <i>Mediante la Curva de Resistencia Cíclica</i>	62
3.6.2 <i>Mediante el Uso de la Velocidad de Onda de Corte</i>	64
3.7 RESUMEN DE RESULTADOS	66

4. MODELAMIENTO MEDIANTE OPENSEES®	67
4.1 PERFILES DE SUELO.....	68
4.2 REGISTROS DE ACELERACIÓN DE ENTRADA.....	69
4.3 CALIBRACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO	73
4.3.1 <i>Calibración de Parámetros</i>	73
4.3.2 <i>Limitaciones del Modelo Constitutivo</i>	79
4.3.3 <i>Casos de Estudio</i>	80
4.4 RESULTADOS DEL MODELAMIENTO.....	80
5. DISCUSIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	86
6. CONCLUSIONES	89
7. BIBLIOGRAFÍA	90
ANEXOS	95
A.1 ESTACIÓN DE VALDIVIA	95
A.2 ENSAYOS DE LABORATORIO	98
A.2.1 <i>Ensayo de Permeabilidad</i>	98
A.2.2 <i>Resultados de Ensayos Triaxiales Cíclicos</i>	100
A.3 RESULTADOS DE MODELAMIENTO NUMÉRICO.....	103

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1. Programa de ensayos en terreno y en el laboratorio.....	41
Tabla 3. 2. Ensayo a carga cíclica de 0,35 kg/cm ²	59
Tabla 3. 3. Parámetros utilizados para la obtención de la Figuras 3.36 y 3.37	65
Tabla 3. 4. Resumen de las propiedades obtenidas mediante los ensayos de laboratorio y los ensayos geofísicos	66
Tabla 4. 1. Aceleración máxima en superficie rocosa por dirección con el menor error cuadrático medio asociado utilizando las curvas de atenuación CB12 e I17	71
Tabla 4. 2. Parámetros de modelación para cada estrato.....	78
Tabla 4. 3. Aceleraciones máximas en superficie (PGA) obtenidas de los resultados de los modelos de capa con distintas permeabilidades	84
Tabla A. 1. Datos de confección de ensayo de permeabilidad a carga constante	98
Tabla A. 2. Resultados ensayos de permeabilidad a carga constante.	99

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1. Curvas granulométricas con distintos rangos de potencial de licuación marcados: (a) suelo con bajo coeficiente de uniformidad $C_u < 3,5$ y (b) suelos con altos coeficientes de uniformidad $C_u > 3,5$. (Obtenido de MLIT , 2007).....	7
Figura 2. 2. Resistencia cíclica de probetas inalteradas y reconstituidas (Ramón Verdugo, 2005).....	8
Figura 2. 3. Relación entre magnitud del sismo y: (a) distancia epicentral; (b) distancia a la falla. Los puntos blancos corresponden a terremotos de profundidad intermedia que escapan de la tendencia (Ambraseys, 1988)	9
Figura 2. 4. Relación entre distancia hipocentral de licuación documentada y magnitud del sismo (Wang et al., 2006).....	10
Figura 2. 5. Curvas de r_d en profundidad de Seed e Idriss (1971) modificado por Youd et al. (2001)	13
Figura 2. 6. Resultados de r_d provenientes del análisis de respuesta de 2153 combinaciones de condiciones de sitio y terremotos. En línea negras se muestra: (a) la primera aproximación de Seed & Idriss (1971) y (b) el promedio y desviación estándar de los valores de los 2153 casos analizados (Seed et al., 2003)	13
Figura 2. 7. Coeficiente de corrección por corte simple en función de la densidad relativa (Modificado de Seed & Peacock, 1971).....	16
Figura 2. 8. Número equivalente de ciclos en función de la magnitud (modificado de Seed et al. 1975).....	16
Figura 2. 9. Factor de Corrección K_α en función de la razón de esfuerzo de corte inicial α . (Harder & Boulanger, 1997)	17
Figura 2. 10. Resistencia cíclica versus velocidad de onda de corte corregida (Andrus & Stokoe, 2000).....	18
Figura 2. 11. Factores de escala por magnitud MSF propuesto por diferentes autores (Youd & Noble, 1997).....	19
Figura 2. 12. Resistencia cíclica versus velocidad de onda de corte corregida. Se muestran las curvas propuestas anteriormente en conjunto a la curva propuesta con los nuevos datos recopilados. (a) set de datos de Andrus & Stokoe (2000) y (b) set de datos ampliados. Los puntos rellenos representan lugares donde hubo licuación y los puntos sin relleno aquellos lugares donde no hubo licuación (Kayen et al., 2013)	20

Figura 2. 13. Comparación de las curvas propuestas con distintas magnitudes de momento junto a la propuesta realizada por Andrus y Stokoe (2000) (Kayen et al. 2013)	21
Figura 2. 14. Comparación de los factores de escalamiento obtenidos de diferentes autores (modificado de Kayen et al. 2013)	21
Figura 2. 15. (a) Efecto del parámetro OCR en la velocidad de onda de corte V_s ; (b) Efecto del parámetro OCR en curva de resistencia cíclica (Verdugo, 2016).....	22
Figura 2. 16. Análisis de desencadenamiento de licuación para casos chilenos; (a) Andrus & Stokoe (2000); (b) Kayen et al. (2013) (Montalva et al. 2016)	23
Figura 2. 17. (a) Parte real de los espectros de correlación para los trominos 80 y 86; (b) espectro de correlación promedio normalizado; (c) familia de curvas de velocidad de onda de fase obtenidas con el método espectral.	25
Figura 2. 18. (a) Esquema general del modelo de propagación de onda de corte por una columna de suelo; (b) Detalle de elemento con 9 nodos y orden de numeración utilizado en la modelación (Modificado de McGann & Arduino, 2006)	28
Figura 2. 19. (a) Superficies de fluencias cónicas en el espacio de los esfuerzos principales; (b) en el plano deviatorico; (c) la curva esqueleto del modelo hiperbólico (Yang et al. 2003).....	33
Figura 2. 20. Esquema de la respuesta del modelo constitutivo con (a) respuesta en el espacio $p'-\tau$ octaédrico y (b) espacio de deformación $\gamma-\tau$ octaédrico junto a la configuración del dominio de fluencia y la regla de endurecimiento propuesta por Parra (1996).....	34
Figura 3. 1. Vista en planta de zona de estudio. (Obtenido de GoogleEarth)	35
Figura 3. 2. Evidencias de licuación en las cercanías del Lago Ranco. Evidencia de licuación (a) al interior de la playa y (b) en la playa. (Obtenidas de youtube/José Ríos y GoogleEarth).....	36
Figura 3. 3. Vista en planta del Lago Llanquihue, la localidad de “Las Cascadas” y el Volcán Osorno (Obtenido de GoogleEarth).....	36
Figura 3. 4. Evidencia de licuación en el sector de Las Cascadas; (a) Asentamientos productos de licuación en la playa; (b) en el camino peatonal (Obtenidas de González, 2015; y GoogleEarth).	37
Figura 3. 5. Zonas de ruptura estimada del terremoto del Maule Mw 8,8 y distancias de las zonas de interés a la zona de ruptura.....	38

Figura 3. 6. Mapa geológico de la zona de interés en el Lago Ranco (Modificado de Campos et al. 1998)	39
Figura 3. 7. Mapa geológico de la localidad de Las Cascadas (Modificado de Moreno et al. 2010)	40
Figura 3. 8. Vista en planta del lugar de medición (Obtenida de GoogleEarth®), junto al acceso a la zona, los dos arreglos realizados y la distancia entre trominos (representados por las siglas T1, T2, T3 y T4) en cada arreglo	42
Figura 3. 9. Imagen en planta (Obtenida de GoogleEarth®) con las zonas donde posiblemente ocurrió la licuación (en rojo); los lugares donde se obtienen las muestras de suelo (M1 y M2) y las zonas de donde se toman fotos del terreno (a, b, c y d) expuestas en la Figura 3.10	43
Figura 3. 10. Fotos del terreno. (a) Estero Temuleufu desembocando en el Lago Ranco; (b) playa Calcurrupe con abundante pumacita; (c) lugar donde se obtiene la primera muestra de suelo; (d) ensayo de densidad en terreno terminado.	43
Figura 3. 11. (a) Muestra de suelo M1 (LR-M1); (b) Muestra de suelo M2 (LR-M2).....	45
Figura 3. 12. (a) Muestra de suelo LR-M2 con presencia de pumita; (b) selección de pumitas halladas en terreno.	45
Figura 3. 13. (a) Curva granulométrica del suelo LR-M1; (b) curva granulométrica del suelo LR-M2.....	46
Figura 3. 14. Rangos de potencial de licuación propuestos por el código japonés MLIT (2007) y curvas granulométricas obtenidas: (a) LR-M1 y (b) LR-M2.....	46
Figura 3. 15. (a) Esfuerzo de corte vs deformación axial; (b) variación de presión de poros vs deformación axial.....	48
Figura 3. 16. Determinación de la línea de estado último LEU en el espacio de tensiones p'-q'; (b) línea de consolidación isótropa LCI y LEU en el espacio e-p'	48
Figura 3. 17. Estado final de probeta luego de ser ensayada a: (a) 1 kg/cm ² ; (b) 2 kg/cm ² y (c) 3 kg/cm ²	49
Figura 3. 18. Resultados de mediciones de la razón H/V, (a) resultados de registros individuales de Trominos; (b) promedio de las mediciones y desviación estándar.	50
Figura 3. 19. Metodología para obtener curva de dispersión objetivo en la Playa Calcurrupe. (a) curvas de dispersión entre pares de sensores; (b) curva de dispersión objetivo	51

Figura 3. 20. Resultados de inversión mediante software Dinver para la Playa Calcurrupe; (a) curva de dispersión real y generada; (b) razón H/V real y generado; (c) perfil de vs en profundidad generado junto a los valores de Vs y el espesor de cada estrato	52
Figura 3. 21. Imagen en planta con las zonas donde posiblemente ocurrió la licuación (en rojo), el lugar donde se toma la muestra (M1), los dos arreglos realizados y los lugares donde se toman fotos en terreno (a, b, c y d).....	53
Figura 3. 22. Fotos de las mediciones en terreno. Lugar donde licuó en el terremoto del Maule 2010 (a); instalación de trominos para hacer mediciones de ruido (b); extracción de muestras en la playa del lago (c); vista en detalle del ensayo para obtener la densidad en terreno.	54
Figura 3. 23. (a) Muestra de suelo analizada en laboratorio; (b) curva granulométrica del suelo.....	55
Figura 3. 24. Comparación de rangos de potencial de licuación propuestos por el código japonés MLIT (2007) y la curva granulométrica obtenida.	55
Figura 3. 25. Estimación de la permeabilidad del suelo mediante la Ley de Darcy.....	56
Figura 3. 26. (a) Esfuerzo de corte vs deformación axial; (b) variación de presión de poros vs deformación axial.....	57
Figura 3. 27. (a) Determinación de la línea de estado último LEU en el espacio de tensiones $p'-q'$; (b) línea de consolidación isótropa LCI y LEU en el espacio $e-p'$	57
Figura 3. 28. Estado final de probeta luego de ser ensayada a: (a) 1 kg/cm ² ; (b) 2 kg/cm ² y (c) 4 kg/cm ²	58
Figura 3. 29. Curva de resistencia cíclica obtenida en laboratorio CRRtx. Se define licuación cuando la probeta alcanza una deformación $\epsilon_{D.A.}$ del 5%.....	58
Figura 3. 30. Resultados de ensayo triaxial cíclico con $\Delta\sigma'/2$ de 0,35 kg/cm ² y un σ_c' de 1 kg/cm ² : (a) espacio $p'-q'$; (b) espacio $\gamma-q'$; (c) deformación axial ϵ_{axial} versus número de ciclos y (d) razón de presión de poros $r_u = \Delta u/\sigma_c'$ versus número de ciclos.....	59
Figura 3. 31. Resultados de mediciones de la razón H/V, (a) promedio de mediciones entre pares de trominos; (b) promedio total con desviación estándar.	60
Figura 3. 32. Metodología para obtener curva de dispersión objetivo. (a) curvas de dispersión entre pares de sensores; (b) curva de dispersión objetivo.....	61
Figura 3. 33. Resultados de inversión mediante software Dinver; (a) curva de dispersión real y generada; (b) razón H/V real y generado; (c) perfil de vs en profundidad generado junto a los valores de Vs y el espesor de cada estrato	61

Figura 3. 34. Número de ciclos equivalentes propuestos por Seed et al. (1975) junto a los valores para Chile (Modificado de Gonzalez, 2015)	62
Figura 3. 35. Evaluación del potencial de licuación utilizando: (a) coeficiente de reducción propuesto por Seed & Idriss (1971) y (b) coeficiente de reducción propuesto por Cetin et al. (2004).....	63
Figura 3. 36. Evaluación del potencial de licuación utilizando: (a) propuesta hecha por Andrus & Stokoe (2000) y (b) propuesta hecha por Kayen et al. (2013)	64
Figura 3. 37.	95
Figura 3. 38. (a) Registros de aceleración y (b) Espectro de aceleración en la dirección horizontal combinada del terremoto del Maule Mw 8,8 de la estación acereológica de Valdivia.....	97
Figura 4. 1. Metodología para modelar la propagación de onda de corte representando las condiciones en terreno.	67
Figura 4. 2. (a) Líneas de consolidación isotropa (LCI) y de estado último (LEU) obtenidos en laboratorio en el espacio e-log p' junto a la consolidación asumida para el modelo; (b) columna de suelo modelada conformada por 4 estratos con sus respectivos espesores, velocidad de onda de corte y densidad representativa; (c) columna de suelo conformada por un estrato equivalente con su respectiva velocidad de onda de corte y densidad representativa	68
Figura 4. 3. Registros en roca del terremoto del Maule Mw 8,8, normalizados por la aceleración máxima PGA (a) componente E-W; (b) componente N-S.....	69
Figura 4. 4. Espectros de aceleración de los registros en roca, normalizados por su aceleración máxima PGA; (a) componente E-W; (b) componente N-S.....	69
Figura 4. 5. (a) Espectros de aceleración en roca a una distancia a la zona de ruptura de 350 km utilizando las curvas de atenuación CB12 e I17; (b) metodología para obtener aceleración máxima en roca; (c) Error cuadrático medio (ECM) en función de la aceleración máxima en superficie del espectro de respuesta, en círculo rojo se indica aquella aceleración que tiene el menor ECM.....	70
Figura 4. 6. Espectros de aceleración de respuesta ajustados a curvas I16: (a) componente E-W; (b) componente N-S; y ajustados a curvas CB12: (c) componente E-W; (d) componente N-S	72
Figura 4. 7. Función de transferencia en 1D de un medio visco-elástico entre afloramiento rocoso y roca basal.....	72

Figura 4. 8. Variación de presión de poros y la deformación axial en función del número de ciclos. Comparación de resultados de laboratorio (curva azul) y simulaciones numéricas (curva verde), considerando (a) $c_1 = 0,05$ y (b) $c_1 = 0,1$.	73
Figura 4. 9. Influencia del parámetro d_1 en la acumulación de deformaciones por corte. Comparación de resultados de laboratorio (curva azul) y simulaciones numéricas (curva verde), considerando (a) $d_1 = 0,05$ y (b) $d_1 = 0,4$.	74
Figura 4. 10. Influencia del parámetro c_2 en esfuerzos efectivos del espacio $p'-q'$. Comparación de resultados de laboratorio (curva azul) y simulaciones numéricas (curva verde), considerando (a) $c_2 = 0,5$ y (b) $c_2 = 3,0$.	75
Figura 4. 11. (a) Efecto del parámetro d_2 en el espacio de esfuerzo de corte normalizado – deformación (b) efecto del parámetro c_3 en el espacio $\tau-\sigma'$ normalizado. (Khosravifar, 2012)	75
Figura 4. 12. Resultados de ensayo triaxial cíclico con un σ_0' de 1 kg/cm^2 y esfuerzo de corte de $0,35 \text{ kg/cm}^2$ en el espacio $p'-q$.	76
Figura 4. 13. Resultados de ensayo triaxial cíclico con un σ_0' de 1 kg/cm^2 y esfuerzo de corte de $0,35 \text{ kg/cm}^2$.	77
Figura 4. 14. Resultados de la calibración de parámetros; (a) espacio $p'-q$; (b) espacio $\gamma-q$	77
Figura 4. 15. Resultados de calibración de parámetro: variación de presión de poros y deformación axial en función del número de ciclos	77
Figura 4. 16. Comparación de ensayos triaxiales modelados con ensayos de laboratorio, en color los ensayos simulados a distintos confinamientos y en negro los ensayos de laboratorio en: (a) el espacio $p'-q'$; (b) el espacio $\epsilon_{axial} - \Delta u$ y; (c) el espacio $\epsilon_{axial} - q'$	79
Figura 4. 17. Resultados de modelamiento en modelo de capas para $k = 10^{-7} \text{ m/s}$	81
Figura 4. 18. Resultados paramétricos del modelo de capas para una permeabilidad de 10^{-7} m/s	82
Figura 4. 19. Resultados paramétricos del modelo equivalente para una permeabilidad de 10^{-7} m/s	82
Figura 4. 20. Resultados del modelamiento en modelo de capas para $k = 9 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	83
Figura 4. 21. Resultados paramétricos del modelo de capas para una permeabilidad de $5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$	84

Figura 4. 22. Razones entre la aceleración máxima en superficie y la aceleración máxima de la roca basal de acuerdo a los resultados de los modelamientos que consideran: (a) permeabilidad del suelo de 10^{-5} m/s y; (b) permeabilidad del suelo de 10^{-7} m/s	85
Figura 5. 1. Sensibilidad del modelamiento a la permeabilidad para valores con un mismo orden de magnitud	87
Figura 5. 2. Comparación de registros en superficie obtenidos mediante el método lineal-equivalente EERA y el modelo de OpenSees®	88
Figura A. 1. (a) Curva de dispersión estadística obtenida de la combinación del ensayo pasivo (bajas frecuencias) y activo (altas frecuencias) y (b) Perfil de velocidad de onda de corte generado (Montalva et al. 2014).....	95
Figura A. 2. Zonificación de Valdivia de acuerdo a los períodos predominantes del suelo (modificado de Alvarado & Valdebenito, 2015) en conjunto a los períodos predominantes de distintos sitios otorgados por la FUCHIGE representados por estrellas blancas (V1, V2, V3, V4 y V5) y Montalva et al. (2014) representado por la estrella negra (Estación de Valdivia E.V.).....	96
Figura A. 6. Ensayo de permeabilidad a carga constante; (a) Esquema del ensayo y (b) realización del ensayo en laboratorio de sólidos	99
Figura A. 3. Resultados de ensayo triaxial cíclico con $\Delta\sigma'/2$ de $0,4 \text{ kg/cm}^2$ y un σ_c' de 1 kg/cm^2 : (a) espacio $p'-q'$; (b) espacio $\gamma-q'$; (c) deformación axial ϵ_{axial} versus número de ciclos y (d) razón de presión de poros $ru = \Delta u/\sigma_c'$ versus número de ciclos.....	100
Figura A. 4. Resultados de ensayo triaxial cíclico con $\Delta\sigma'/2$ de $0,4 \text{ kg/cm}^2$ y un σ_c' de 1 kg/cm^2 : (a) espacio $p'-q'$; (b) espacio $\gamma-q'$; (c) deformación axial ϵ_{axial} versus número de ciclos y (d) razón de presión de poros $ru = \Delta u/\sigma_c'$ versus número de ciclos.....	101
Figura A. 5. Resultados de ensayo triaxial cíclico con $\Delta\sigma'/2$ de $0,3 \text{ kg/cm}^2$ y un σ_c' de 1 kg/cm^2 : (a) espacio $p'-q'$; (b) espacio $\gamma-q'$; (c) deformación axial ϵ_{axial} versus número de ciclos y (d) razón de presión de poros $ru = \Delta u/\sigma_c'$ versus número de ciclos.....	102

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

El último mega terremoto de la zona central de Chile, el terremoto del Maule Mw=8,8, ocurrido el 27 de Febrero de 2010, dejó en evidencia un gran número de sitios donde ocurrió licuación de suelos. Más de 180 sitios fueron reconocidos por González & Verdugo (2014) por haber sufrido licuación de suelos, abarcando una longitud aproximada de 950 km. Los sitios más lejanos donde ocurrió este fenómeno corresponden a la Playa Calcurrupe en las cercanías del Lago Ranco y la localidad de Las Cascadas en las cercanías del Lago Llanquihue, ubicados a 280 y 350 km de distancia a la zona de ruptura, respectivamente.

Santucci et al. (2013) realizaron ensayos de laboratorio y aplicaron un modelo probabilístico para determinar que el PGA mínimo requerido para gatillar la licuación es de 0,09 g. Del mismo modo, las distancias a la zona de ruptura de ambas zonas sobrepasan con creces el límite máximo de licuación propuesto por Ambraseys (1988) para un terremoto de magnitud Mw 8,8. La estación acelerográfica de Valdivia es la estación más austral que registró el terremoto del Maule, alcanzando un movimiento fuerte de 70 s aproximadamente y una aceleración máxima (PGA) de 0,12 g. Se piensa que los PGA de las zonas de estudio están por debajo del PGA de la estación acelerográfica de Valdivia, por lo que aún no hay una explicación clara de porqué se gatilló la licuación de suelos con este terremoto que presenta una gran zona de ruptura y liberación de energía, y no con terremotos de magnitudes menores pero más cercanos a las zonas de estudio con mayores aceleraciones máximas.

Es importante entonces evaluar las metodologías existentes para predecir licuación y corroborar que éstas son capaces de establecer que las zonas de estudio son potencialmente licuables, incluso en las condiciones presentadas en el terremoto del Maule Mw 8,8. Para esto se programa una campaña de exploración a las zonas más alejadas que se tiene registro de licuación, en donde se realizan ensayos geofísicos y toma de muestras de suelo superficiales, para luego ser ensayadas y caracterizadas en el laboratorio. Además, se realiza un modelamiento numérico mediante elementos finitos en 2-D utilizando el software libre OpenSees[®] para estudiar el desarrollo de las presiones de poros y la variación de esfuerzos efectivos, y así determinar la existencia de licuación en una columna de suelo por la cual se propaga una onda de corte producto del terremoto.

1.2 Objetivos

El objetivo principal de este trabajo es estudiar la licuación de suelos a grandes distancias de la zona de ruptura evidenciadas en la Playa Calcurrupe (Lago Ranco) y la localidad de Las Cascadas (Lago Llanquihue) en el terremoto del Maule Mw 8,8.

Los objetivos específicos de esta memoria son:

- Caracterizar los suelos de las zonas afectadas Playa Calcurrupe en el Lago Ranco y la localidad de Las Cascadas en el Lago Llanquihue.
- Generar perfiles de velocidades de onda de corte mediante mediciones de vibraciones ambientales en ambas zonas de estudio.
- Estudiar el potencial de licuación usando la velocidad de onda de corte siguiendo las metodologías de Andrus & Stokoe (2000) y Kayen et al. (2013).
- Estudiar el potencial de licuación usando la metodología de Seed et al, (1975) con curvas de resistencia cíclicas obtenidas en laboratorio.
- Estudiar mediante modelación en elementos finitos que consideren el acoplamiento fluido-sólido, la propagación de onda de corte en una columna de suelo para determinar la existencia de licuación.

1.3 Organización de la Memoria

Esta memoria consta de 7 capítulos, contando la introducción. El Capítulo 2 consta de la revisión bibliográfica que recopila información de lo que es la licuación de suelos, los factores que la afectan y los métodos que permiten evaluar el potencial de licuación a través de ensayos de laboratorio y ensayos en terreno, haciendo énfasis en los métodos no invasivos. Además se describe la aproximación a la licuación mediante métodos numéricos que contemplan elementos finitos con el software OpenSees®.

El Capítulo 3 muestra la evidencia de licuación en las zonas de estudio a grandes distancias de la zona de ruptura en el terremoto del Maule Mw 8,8, junto con una contextualización de ambas zonas, el trabajo realizado en la campaña de exploración de ambos sitios, la caracterización geotécnica mediante ensayos de laboratorio y ensayos geofísicos y la evaluación del potencial de licuación mediante curvas de resistencia cíclica obtenidas en laboratorio y mediante el uso de la velocidad de onda de corte.

El Capítulo 4 analiza todos los parámetros necesarios para realizar el modelamiento numérico mediante elementos finitos a través de OpenSees®. Se incluye la generación de una columna de suelo con las características geotécnicas de la zona de estudio, la generación de los registros de velocidad de entrada al modelo, la calibración de los parámetros para simular los efectos de dilatación y contracción del suelo y finalmente los resultados de la modelación numérica.

En el Capítulo 5, se presentan las discusiones de los resultados obtenidos a través de las distintas metodologías, mientras que en el Capítulo 6 se presentan las conclusiones y comentarios finales del trabajo realizado.

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 Licuación de Suelos

La licuación de suelos es un tema de suma importancia para la ingeniería geotécnica y ha sido ampliamente estudiada por diversos autores en estos últimos años, luego de que en 1964 el terremoto de Alaska ($M_w=9,2$) y el terremoto de Niigata ($M_s=7,5$) ocasionaran fallas catastróficas atribuidas a este fenómeno (Kramer, 1996).

Se define la licuación de suelos como la transformación de un estado sólido a un estado líquido de un depósito granular producto de un aumento de la presión de poros inducida por una sollicitación cíclica (Youd, 1977), o como producto del incremento de presiones de poros y reducción de la tensión efectiva (Marcus, 1978), lo que trae como consecuencia grandes deformaciones incluso bajo esfuerzos de corte menores (Towhata, 2008).

Este tipo de fenómenos suele manifestarse en suelos sueltos contractivos que están saturados bajo condiciones no drenadas. Cuando se aplica una carga rápida, el suelo contractivo va a tender a densificarse y al estar saturado, esta densificación se traduce en un aumento de las presiones de poro y, en consecuencia, en la caída de las tensiones efectivas. Las características de la licuación de suelos pueden variar de un lugar a otro en la forma, el tipo y la dimensión debido a la propagación y amplificación anómalas de las ondas sísmicas en la superficie y a las diferentes condiciones de sitio tales como el tamaño de grano y densidad de depósitos o la profundidad del nivel freático (Galli, 2000).

El fenómeno de licuación puede dividirse en dos grupos: falla de flujo y movilidad cíclica. La falla de flujo ocurre en menor medida que la movilidad cíclica, pero con efectos mucho más severos; mientras que la movilidad cíclica puede ocurrir en un rango variado de suelos. La movilidad cíclica está asociada a la pérdida de rigidez del suelo, lo que se traduce en grandes deformaciones que pueden generar *Lateral Spreading* o la formación de conos de arena cuando hay un estrato de suelo suelto bajo un estrato de calidad superior. Ambas evidencias mencionadas anteriormente fueron constatadas en Las Cascadas y en la Playa Calcurrupe por González (2015).

2.1.1 Factores que Afectan la Licuación

Diversos son los factores que afectan tanto la susceptibilidad a la licuación como la resistencia a la licuación, y que están supeditados a las condiciones del material en terreno. Algunos de estos son:

- Distancia a la fuente
- Geología
- Granulometría
- Fábrica
- Contenido y plasticidad de los finos
- Razón de pre consolidación
- Densidad relativa
- Saturación

A continuación se describen aquellos factores que tienen especial efecto sobre los suelos estudiados en esta memoria. La distancia a la fuente será revisada en una sección aparte, dada su importancia.

2.1.1.1 Geología

Se ha visto que los aspectos geológicos e hidrológicos que afectan la susceptibilidad a la licuación son el ambiente de deposición de los sedimentos y su edad. Los depósitos mayormente afectados por licuación son los depósitos fluviales y los depósitos aluviales. Los depósitos coluviales y eólicos de arena también son susceptibles, pero en menor medida, mientras que los depósitos glaciales son generalmente inmunes a la licuación. Por otro lado, los depósitos más recientes o de menos edad geológica, como los pertenecientes a la época del Holoceno, son más susceptibles a sufrir licuación que los depósitos más viejos, correspondientes al Pleistoceno y pre-Pleistoceno. Así mismo, se ha visto que el envejecimiento de los depósitos ayuda a la resistencia de licuación debido a la cementación y el aumento del confinamiento (Youd & Hoose, 1977). La Tabla 2.1 de susceptibilidad a la licuación en función del tipo de depósito y la edad geológica elaborada por Youd & Perkins (1978) muestra en forma resumida lo descrito anteriormente.

Tabla 2. 1: Susceptibilidad estimada a licuar de depósitos sedimentarios (modificado de Youd & Perkins, 1978)

Tipos de Depósito	Distribución general de depósitos sedimentarios sin cohesión	Probabilidad de que los sedimentos saturados, sin cohesión, sean susceptibles a licuar (Por edad de depósito)			
		<500 años	Holoceno	Pleistoceno	Pre-pleistoceno
Depósitos Continentales					
Canal de río	Localmente variable	Muy alto	Alto	Bajo	Muy bajo
Llanura de inundación	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Planicie y abanico aluvial	Extendido	Moderado	Bajo	Bajo	Muy bajo
Terrazas marinas y planicies	Extendido	-	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Delta y Delta de Abanico	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Lacustre y playa	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Coluvial	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Taludes	Extendido	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Dunas	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Loess	Variable	Alto	Alto	Alto	Desconocido
Glaciar	Variable	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Toba	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Tefra	Extendido	Alto	Alto	Desconocido	Desconocido
Suelos residuales	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Sebka	Localmente variable	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Zona Costera					
Delta	Extendido	Muy alto	Alto	Baja	Muy baja
Estuario	Localmente variable	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Zona de olas de alta energía	Extendido	Moderada	Baja	Muy baja	Muy baja
Zona de olas de baja energía	Extendido	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Lagunar	Localmente variable	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Zona intermareal	Localmente variable	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Artificial					
Relleno no compactado	Variable	Muy alta	-	-	-
Relleno compactado	Variable	Baja	-	-	-

2.1.1.2 Granulometría

Como una aproximación para estimar la susceptibilidad a la licuación, se han generado rangos de granulometría en donde la posibilidad de licuación se define como altamente probable o probable. Estos rangos están hechos tanto para suelos bien graduados como para suelos mal graduados, y están confeccionados a partir de datos históricos de licuación. Es decir, si hay un suelo cuya curva granulométrica se encuentra dentro de los rangos mostrados en la Figura 2.1, éste será susceptible a licuar en un mayor o menor grado. En general, suelos bien graduados son menos susceptibles a licuar que suelos mal graduados. Esto se debe principalmente a que en suelos bien graduados, al tener mayor rango de tamaño de partículas, los espacios vacíos dejados por las partículas más grandes pueden ser “llenados” por las partículas más pequeñas, y por lo tanto tienen menor posibilidad de desarrollar comportamientos contractivos.

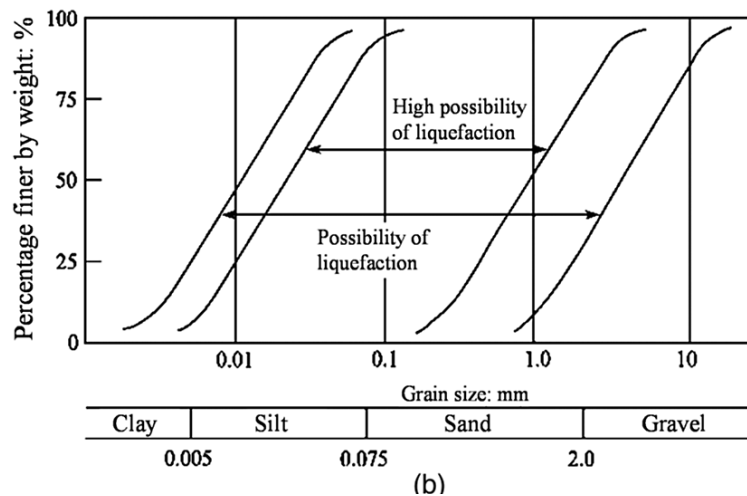
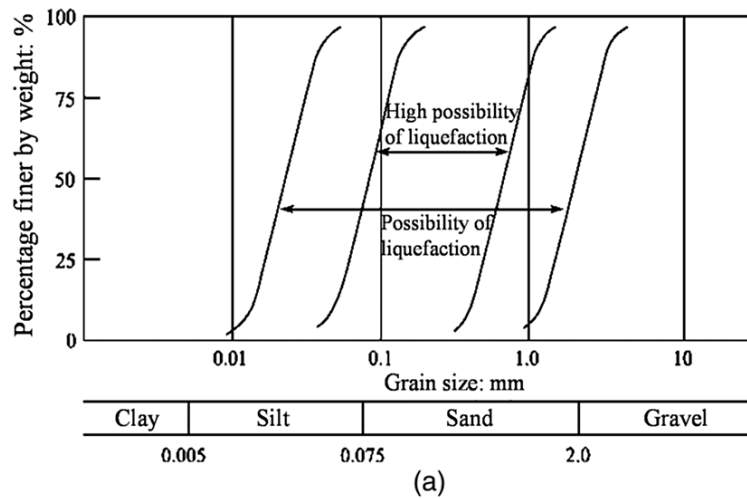


Figura 2. 1. Curvas granulométricas con distintos rangos de potencial de licuación marcados: (a) suelo con bajo coeficiente de uniformidad $C_u < 3,5$ y (b) suelos con altos coeficientes de uniformidad $C_u > 3,5$. (Obtenido de MLIT , 2007)

2.1.1.3 Fábrica

Diversos autores han estudiado los efectos de la fábrica sobre la resistencia cíclica de un suelo mediante la preparación de probetas utilizando distintos métodos que suelen ser de uso común en laboratorio. En estos estudios se han encontrado grandes diferencias en las resistencias cíclicas que confirman el efecto de la fábrica en la licuación de suelos en laboratorio.

En el trabajo realizado por Mulilis et al. (1975) con la arena de Monterrey No. 0 se constata que el método de menor resistencia cíclica es el método *air pluviation*, mientras que el de mayor resistencia cíclica es el que aplica vibraciones de alta frecuencia en muestras húmedas, seguido por el *moist-tamping*, el cual es uno de los más usados en laboratorio. Nótese que el método de preparación no afecta mayormente el estado último del suelo.

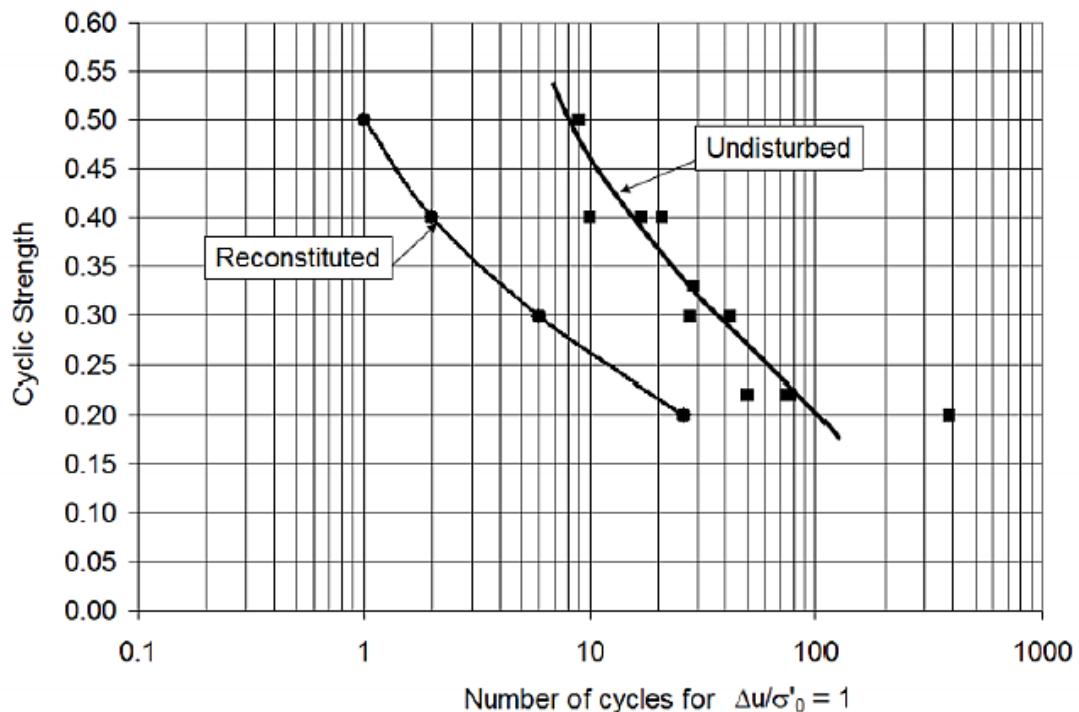


Figura 2. 2. Resistencia cíclica de probetas inalteradas y reconstituidas (Ramón Verdugo, 2005)

Por otro lado, Verdugo (2005) obtuvo curvas de resistencia cíclica en laboratorio utilizando muestras de suelo inalteradas y remoldeadas encontrando una marcada diferencia entre ellas (Figura 2.2). Por consiguiente, el método de compactación y deposición del suelo afecta altamente la resistencia cíclica, y es por lo anterior que se recomienda utilizar probetas inalteradas.

2.1.2 Distancia a la Fuente

Los primeros investigadores en desarrollar la idea de que existe un límite de distancia para el cual la licuación puede gatillarse, fueron Kuribayashi & Tatsuoka (1975) quienes compilaron datos de licuación para terremotos en Japón y mostraron que para una magnitud M , existía una distancia límite R_{max} , en la cual la licuación puede ocurrir.

Ambraseys (1988) realizó una compilación a nivel mundial de los terremotos existentes hasta esa época, incluyendo un caso de licuación registrado en Chile en el terremoto de Valdivia M_w 9,5 (Figura 2.3a), y a partir de los datos obtenidos, estableció un nuevo límite de licuación de segundo orden. Dichos límites de licuación se muestran con respecto a la distancia epicentral y la distancia a la falla en la Figura 2.3.

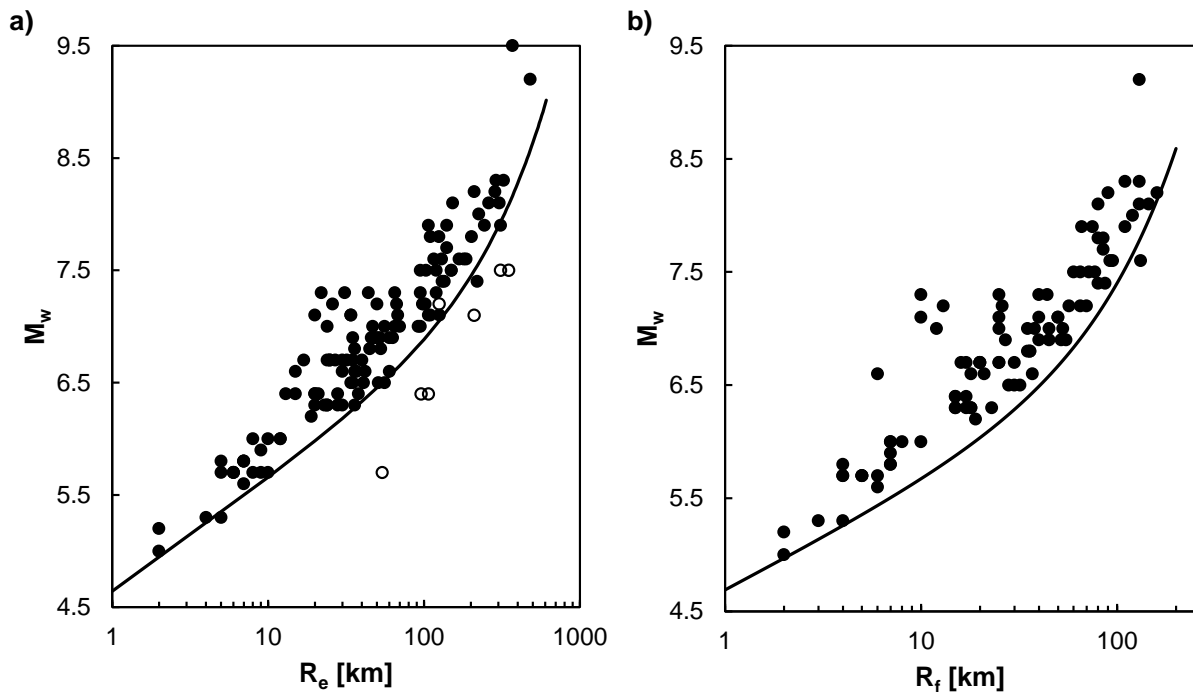


Figura 2. 3. Relación entre magnitud del sismo y: (a) distancia epicentral; (b) distancia a la falla. Los puntos blancos corresponden a terremotos de profundidad intermedia que escapan de la tendencia (Ambraseys, 1988)

Las expresiones para establecer las curvas de las Figuras 2.3a y 2.3b vienen dadas por:

$$M_w = 4,64 + 2,65 \cdot 10^{-3} \cdot R_e + 0,99 \cdot \log(R_e) \quad \text{con } R_e [km] \quad (2.1)$$

$$M_w = 4,68 + 9,2 \cdot 10^{-3} \cdot R_f + 0,90 \cdot \log(R_f) \quad \text{con } R_f [km] \quad (2.2)$$

Papadopoulos & Lefkopoulos (1993) y Gali (2000) también encontraron una relación entre M y R_{max} aumentando la base de datos de licuación para terremotos. Wang et al. (2006), amplía la cantidad de datos, logrando tener más registros de licuación que los trabajos anteriores y propone una relación lineal entre M y el logaritmo de la distancia hipocentral R_{max} . En la Figura 2.4 se puede apreciar el límite de licuación propuesto por Wang et al. (2006), el cual es el más reciente a la fecha.

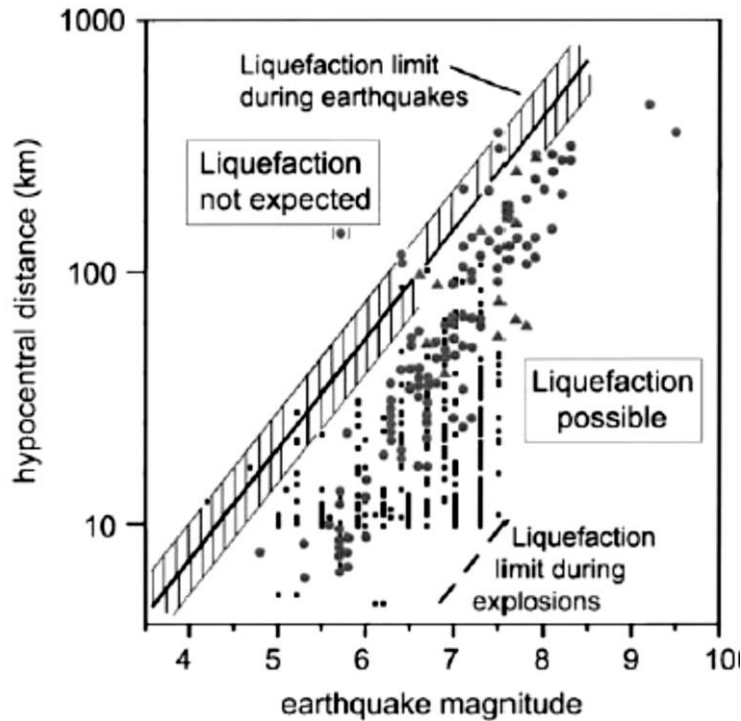


Figura 2. 4. Relación entre distancia hipocentral de licuación documentada y magnitud del sismo (Wang et al., 2006)

$$\log(R_{max}) = 2,05(\pm 0,10) + 0,45 M \quad (2.3)$$

La Ecuación 2.3 describe el límite propuesto por Wang et al. (2006), donde R_{max} corresponde a la distancia hipocentral en kilómetros y M corresponde a la magnitud de momento M_w . Nótese que para terremotos de tipo interplaca es incorrecto tomar la fuente como un evento puntual debido a que existe una zona de ruptura que genera ondas sísmicas y por ende, se debe utilizar la distancia a la zona de ruptura cuando se trabaja con este tipo de eventos y no distancias hipocentrales (Idini, 2016).

2.1.3 Evaluación del Potencial de Licuación

Una metodología sencilla, llamada “Método Simplificado” (*Simplified Procedure*), para establecer la resistencia a la licuación de suelos fue propuesta por Seed e Idriss (1971) luego de los terremotos de Alaska y Niigata el año 1964. Esta metodología ha sido modificada y mejorada por diversos autores en los últimos años, unificando los criterios y procedimientos (Youd et al., 2001).

Este método fue desarrollado mediante evaluaciones empíricas realizadas en terreno y ensayos de laboratorio. La evidencia de terreno consta principalmente de observaciones de *lateral spreading*, volcanes de arena o fisuras y los datos fueron recolectados principalmente a profundidades menores a los 15 metros de sitios con poca o nula pendiente conformados por depósitos sedimentarios aluviales o fluviales del Holoceno.

Dos parámetros son requeridos para la evaluación la resistencia a la licuación o potencial de licuación, estos son la razón de sollicitación cíclica CSR (*Cyclic Stress Ratio*) y la razón de resistencia cíclica CRR (*Cyclic Resistance Ratio*).

La mayor parte de los casos históricos que se disponían cuando se comenzó a investigar el fenómeno de licuación eran terremotos de magnitud Mw 7,5 por lo cual, la mayoría de los estudios para obtener la resistencia cíclica del suelo están calibrados para dicho valor y de ahí que $CRR_{7.5}$ sea la resistencia cíclica para un sismo de magnitud Mw=7,5. Como la licuación es un fenómeno que se da para distintas magnitudes, se incorpora el factor de escala por magnitud MSF el cual ha sido ampliamente estudiado por diversos autores.

La resistencia cíclica varía con el confinamiento y con el nivel de corte estático inicial por lo que se han desarrollado los factores de corrección por confinamiento K_σ y corte estático K_α para tomar en cuenta dichos efectos. El factor de corrección por confinamiento es utilizado generalmente cuando existen presas o tranques de gran tamaño sobre el suelo de fundación y se recomienda su uso para valores de confinamientos superiores a los 100 kPa (Youd et al. 2001); mientras que el factor de corrección corte estático se utiliza cuando existen pendientes y cortes solicitantes producto de una estructura cercana.

Considerando los parámetros de corrección, el factor de seguridad a la licuación (F.S.) y el potencial de licuación (P.L.) se definen de la siguiente forma:

$$F.S. = \frac{CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha}{CSR} \quad (2.4)$$

$$P.L. = \frac{CSR}{CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha} \quad (2.5)$$

2.1.3.1 **Solicitud Cíclica, CSR**

La razón de solicitud cíclica se puede calcular en forma simplificada de acuerdo a la propuesta de Seed e Idriss (1971).

$$CSR = \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (2.6)$$

Donde τ_{cy}/σ'_{v0} es el esfuerzo de corte cíclico solicitante normalizado por el confinamiento inicial; $a_{m\acute{a}x}$ es la máxima aceleración horizontal en superficie; g es la aceleración de gravedad, σ_{v0} y σ'_{v0} son el esfuerzo vertical total y el esfuerzo vertical efectivo; y r_d es el coeficiente de reducción de tensión.

La ecuación anterior viene de considerar el suelo como una columna rígida y de calcular la fuerza horizontal en profundidad producida por el sismo. Ya que el suelo no es completamente rígido, se utiliza el coeficiente de reducción de tensión r_d para tomar en cuenta la flexibilidad del perfil de suelo durante la demanda sísmica. El factor r_d fue originalmente desarrollado a partir de 126 casos históricos analizados por Seed e Idriss (1971).

Para proyectos prácticos y poco críticos se puede estimar el valor de r_d utilizando las siguientes ecuaciones (Liao & Whitman, 1986).

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z \quad \text{para } z \leq 9,15 \text{ m} \quad (2.7)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 \cdot z \quad \text{para } 9,15 < z \leq 23 \text{ m} \quad (2.8)$$

Donde z es la profundidad en metros. En la Figura 2.5 se muestran los resultados de las Ecuaciones 2.7 y 2.8, junto a los promedios y rangos de r_d propuestos por Seed e Idriss (1971).

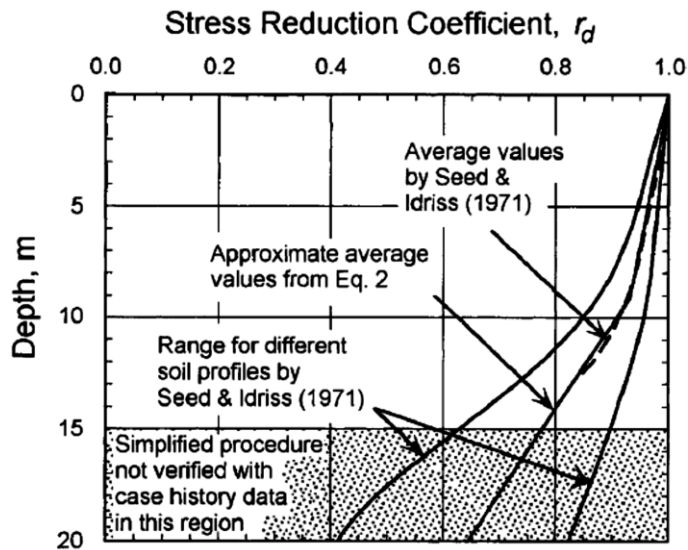


Figura 2. 5. Curvas de r_d en profundidad de Seed e Idriss (1971) modificado por Youd et al. (2001)

Reconociendo que r_d tiene una dependencia no lineal con varios factores tanto del sismo como del sitio, se han propuesto nuevas correlaciones para mejorar la aproximación del coeficiente de reducción (Seed et al. 2003). Como se muestra en la Figura 2.6, la primera aproximación de Seed e Idriss (1971) subestima la varianza y proporciona estimaciones sesgadas (generalmente altas) de r_d a profundidades de entre 3 a 15 m. Este rango de profundidades es el más crítico en gran parte de los problemas de licuación, y por tanto es de gran importancia utilizar un r_d que se ajuste a lo que sucede en la mayoría de los casos.

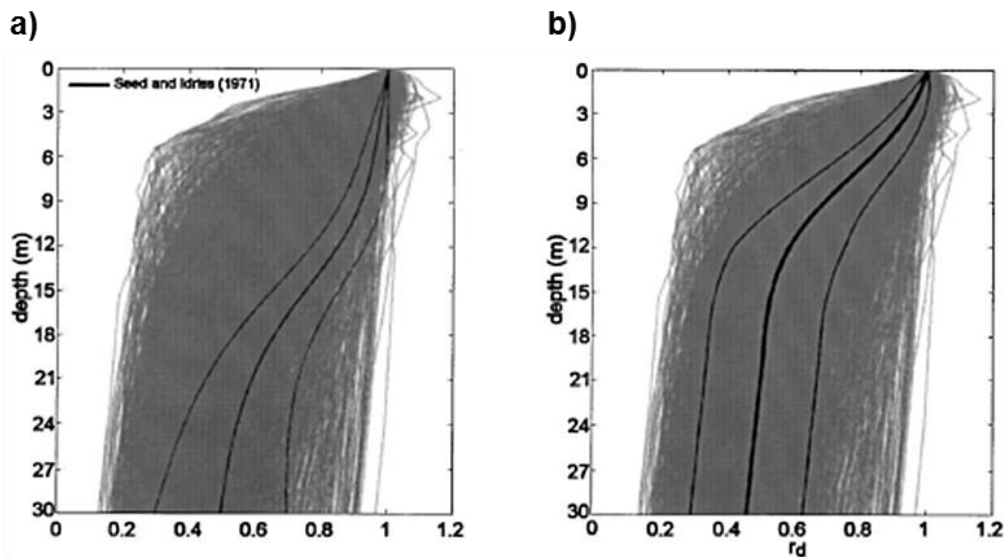


Figura 2. 6. Resultados de r_d provenientes del análisis de respuesta de 2153 combinaciones de condiciones de sitio y terremotos. En línea negras se muestra: (a) la primera aproximación de Seed & Idriss (1971) y (b) el promedio y desviación estándar de los valores de los 2153 casos analizados (Seed et al., 2003)

Cetin et al. (2004) determinaron un nuevo coeficiente r_d a partir de modelaciones estadísticas de análisis de respuesta del suelo y mostraron que r_d es no-lineal dependiente de una serie de factores como la aceleración máxima en superficie a_{max} , la magnitud del sismo M_w , la profundidad d y la velocidad de onda de corte promedio de los primeros 12.2 m $V_{s,12m}$. La nueva expresión para r_d para profundidades menores a las 20 m viene dada por:

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,12m}^*) = \frac{\left(1 + \frac{-23,013 - 2,949 \cdot a_{max} + 0,999 \cdot M_w + 0,0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16,258 + 0,201 \cdot e^{0,341 \cdot (-d + 0,0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7,586)}}\right)}{\left(1 + \frac{-23,013 - 2,949 \cdot a_{max} + 0,999 \cdot M_w + 0,0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16,258 + 0,201 \cdot e^{0,341 \cdot (0,0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7,586)}}\right)} \quad (2.9)$$

Por ser una expresión derivada probabilísticamente, la varianza $\sigma_{\varepsilon r_d}$ viene dada por las siguientes expresiones dependiendo de la profundidad del estrato crítico que se está analizando.

$$\sigma_{\varepsilon r_d}(d) = d^{0.850} \cdot 0,0198 \quad \text{para } z < 12,2 \text{ m} \quad (2.10)$$

$$\sigma_{\varepsilon r_d}(d) = 12,2^{0.850} \cdot 0,0198 \quad \text{para } z \geq 12,2 \text{ m} \quad (2.11)$$

Cetin et al. (2004) también desarrollaron una expresión de r_d para profundidades mayores a los 20 m. Sin embargo, esas profundidades escapan del rango de interés de esta memoria y de la mayoría de los casos convencionales de licuación de suelos, por tanto esta expresión no es presentada en este capítulo.

2.1.3.2 Resistencia Cíclica, CRR

La resistencia cíclica de un suelo se puede obtener mediante ensayos de laboratorio o ensayos en terreno. Para los ensayos de laboratorio se recomienda obtener una muestra “inalterada” de suelo, ya que es muy difícil reproducir las condiciones del suelo en su estado natural. Cuando se tienen materiales granulares es muy complicado obtener muestras inalteradas debido a las técnicas existentes de extracción. Solo mediante el uso de ciertas técnicas, como la de congelamiento, es posible obtener tales muestras pero con un costo muy elevado. Es por lo anterior que los ensayos en terreno han ganado un auge importante en el estudio e investigación del fenómeno de licuación y también en la caracterización geotécnica de suelos.

De los ensayos de laboratorio se encuentran el ensayo de corte simple cíclico, el ensayo de torsión cíclica y el ensayo triaxial cíclico, siendo este último el más utilizado en el rubro. Mientras que de los ensayos en terreno los más usuales son el ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo de cono de penetración (CPT) y las mediciones de velocidades de onda de corte V_s . A continuación, se explica el ensayo triaxial cíclico para obtener el potencial de licuación. El uso de la velocidad de onda de corte para evaluar el potencial de licuación y su aplicación en la ingeniería geotécnica es explicado más en detalle en la Sección 2.1.3.4 y 2.1.4, respectivamente.

2.1.3.3 Ensayo Triaxial Cíclico

El ensayo triaxial cíclico consiste en aplicar cargas cíclicas axiales a una probeta de suelo previamente consolidada, con una magnitud y frecuencia determinadas. De esta forma, realizando ensayos con diferentes magnitudes de cargas, es posible obtener la curva de resistencia cíclica para un nivel de deformación axial (del 2 al 10%) dado o para una condición del 100% de incremento de presión de poros. La resistencia cíclica en laboratorio mediante ensayos triaxiales (CRR_{tx}) difiere de la del terreno (CRR_t), y para relacionarlas se utiliza la Ecuación 2.12. Además de las correcciones dadas por k_α y k_σ (Sección 2.1.3), en este tipo de ensayos también se deben corregir posibles desajustes entre la densidad relativa de terreno y la ensayada en laboratorio.

$$CRR_t = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0,9 \cdot CRR_{cs} = 0,9 \cdot c_r \cdot CRR_{tx} = 0,9 \cdot c_r \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0} \quad (2.12)$$

Donde CRR_t es la resistencia cíclica en terreno y se representa mediante la razón τ_{cy}/σ'_{v0} que es el esfuerzo de corte cíclico normalizado por el confinamiento inicial. En contraste a los ensayos de laboratorio, los terremotos producen esfuerzos de corte en múltiples direcciones lo que facilita el aumento de presión de poros. Se ha estimado que la resistencia cíclica obtenida en laboratorio es 10% mayor a la observada en terreno y es por eso que se utiliza un factor de 0,9 para relacionarlas. La resistencia cíclica obtenida del ensayo de corte simple cíclico CRR_{cs} es comparable directamente con la resistencia cíclica en terreno CRR_t debido a que emula la sollicitación de esfuerzo de corte producto de un terremoto tal como ocurre en terreno. Finalmente la corrección por desajuste en la densidad relativa viene dada por la razón DR_t/DR_{lab} .

La forma en que el ensayo triaxial cíclico impone el esfuerzo de corte en la muestra es diferente a la forma en que se aplica esfuerzo en el ensayo de corte simple, es por esto que se utiliza el coeficiente de corrección c_r (cuyo valor se obtiene de la Figura 2.7) propuesto por Seed & Peacock, (1971) y que relaciona CRR_{tx} con CRR_{cs} . La resistencia cíclica obtenida de ensayos triaxiales cíclicos en laboratorio CRR_{tx} es equivalente al desviador de esfuerzos cíclicos aplicado sobre la probeta $\Delta\sigma_d/2$ normalizado por el esfuerzo de confinamiento inicial aplicado σ'_0 .

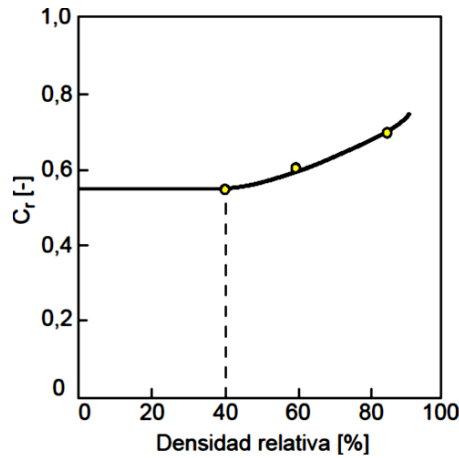


Figura 2. 7. Coeficiente de corrección por corte simple en función de la densidad relativa (Modificado de Seed & Peacock, 1971)

Los ensayos de laboratorio estiman la resistencia a la licuación imponiendo un nivel de corte cíclico uniforme. Como los registros sísmicos son irregulares, Seed et al., (1975) ideó una forma de contar los ciclos equivalentes en donde considera una amplitud del 65% del máximo peak del registro. De esta forma genera una curva de número de ciclos versus magnitud del sismo (Figura 2.8) que se utiliza para estimar los valores del número de ciclos.

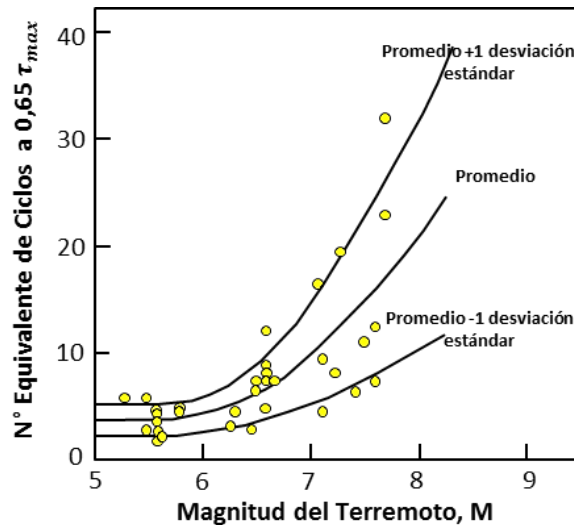


Figura 2. 8. Número equivalente de ciclos en función de la magnitud (modificado de Seed et al. 1975)

Cabe notar que en nuestro país se utiliza un criterio más conservador y se aproxima los valores a la curva +1 de desviación estándar de la Figura 2.8. Estos valores se indican en la Tabla 2.2 (González, 2015).

Tabla 2. 2. Número de ciclos equivalentes por magnitud del sismo utilizados en Chile.

Magnitud	Número de Ciclos Equivalentes
7	10
7 ½	20
8	30

En la condición natural de suelo (condición geo-estática) existen diferencias de magnitud en los esfuerzos principales (anisotropía de esfuerzos). En el laboratorio las muestras de suelo son ensayadas generalmente bajo una condición isótropa producto de la facilidad con que se puede reproducir este estado de esfuerzos.

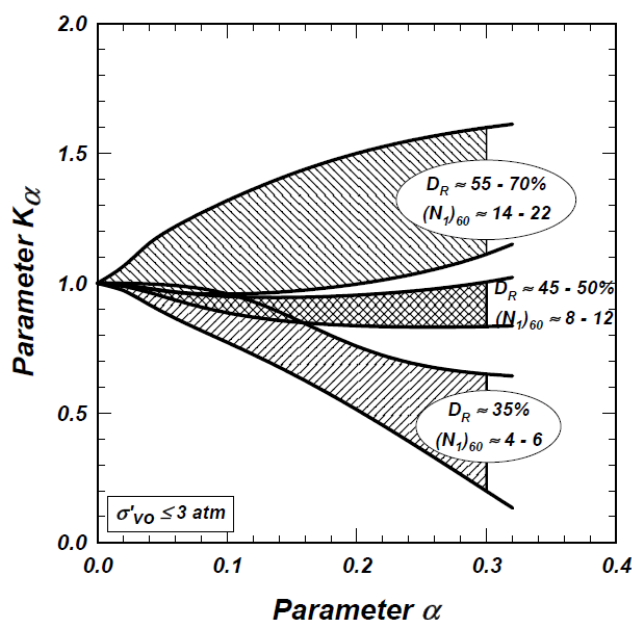


Figura 2. 9. Factor de Corrección K_α en función de la razón de esfuerzo de corte inicial α . (Harder & Boulanger, 1997)

Rollins & Seed, (1990) realizaron diversos ensayos para analizar el efecto del corte estático en muestras de arena y obtuvieron un factor de corrección por corte estático dependiendo del D.R. de la muestra y el parámetro $\alpha = \tau_s / \sigma'_0$, siendo τ_s el corte estático y σ'_0 el confinamiento inicial. Harder & Boulanger (1997) realizaron nuevos estudios coincidentes con los resultados de Rollins & Seed (1990). En estos estudios se muestra que para muestras densas (alto D.R.) la resistencia cíclica aumenta considerablemente con el aumento de α producto del efecto de la dilatancia; mientras para muestras sueltas (bajo D.R.), la resistencia cíclica disminuye con el aumento de α (Figura 2.9).

2.1.3.4 Uso de Vs como Predictor de Licuación

El uso de la velocidad de onda de corte para evaluar el potencial de licuación ha ido en aumento en los últimos años producto del desarrollo de diversos métodos que permiten su medición de manera más económica y sencilla que los otros ensayos que existen en terreno (principalmente SPT y CPT). Andrus y Stokoe (2000) propusieron la velocidad de onda de corte corregida V_{s1} , la cual toma en cuenta el confinamiento del suelo en profundidad, como parámetro para estimar la resistencia a la licuación.

La carta mostrada en la Figura 2.10 está hecha a partir de datos de terremotos históricos recopilados. La ecuación que define la curva que separa los casos donde hubo o no hubo licuación para un sismo de magnitud $M_w=7,5$, así como la definición del parámetro V_{s1} se muestran a continuación.

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \quad (2.13)$$

$$CRR = 0,022 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 2,8 \left(\frac{1}{215 - V_{s1}} - \frac{1}{215} \right) \quad \text{para } FC < 5\% \quad (2.14)$$

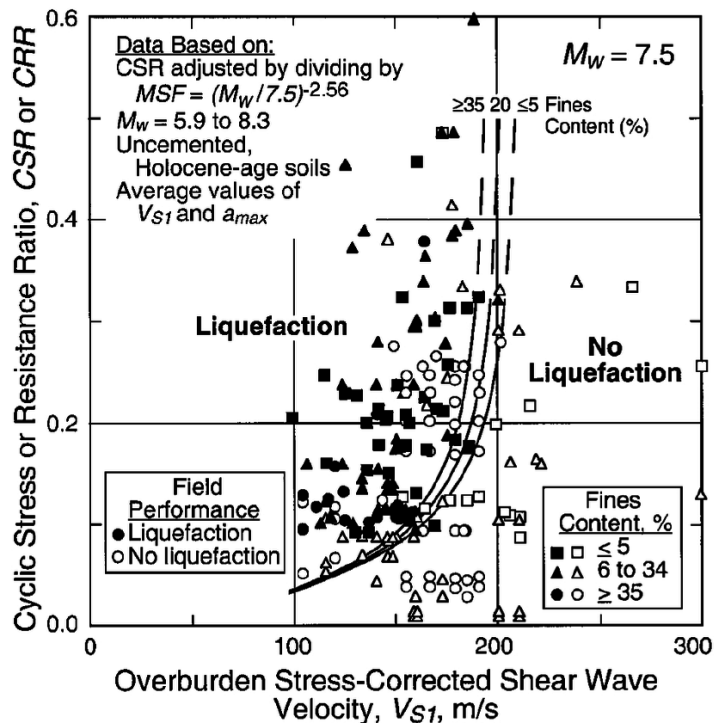


Figura 2. 10. Resistencia cíclica versus velocidad de onda de corte corregida (Andrus & Stokoe, 2000)

El factor de escalamiento por magnitud MSF fue originalmente definido por Seed & Idriss (1982) y luego estudiado por diversos autores. Una recopilación de los trabajos realizados se presenta en la Figura 2.11 confeccionada por Youd & Noble (1997).

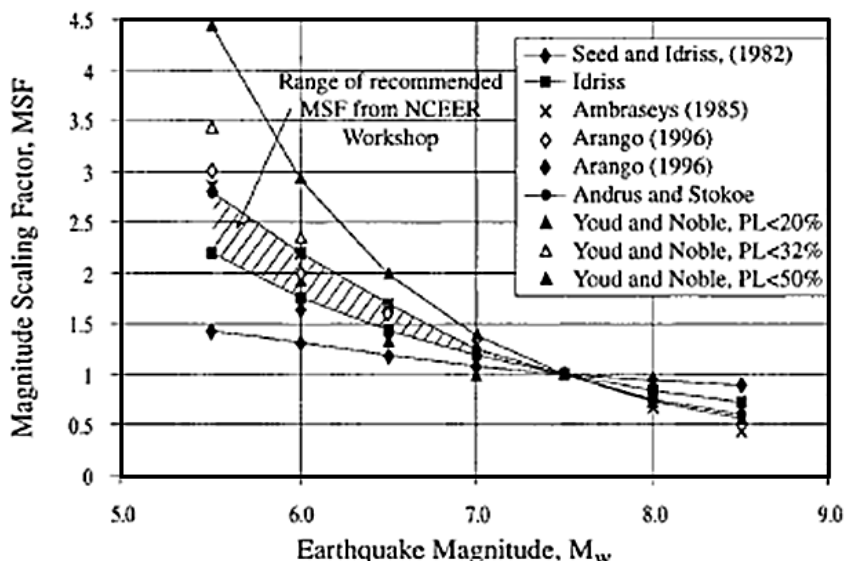


Figura 2. 11. Factores de escala por magnitud MSF propuesto por diferentes autores (Youd & Noble, 1997)

Los autores participantes de los *Workshop* NCEER 1996 y NCEER/NSF 1998 proponen la zona achurada mostrada en la Figura 2.11 para evaluar el factor MSF y proponen la siguiente ecuación (Youd et al. 2001):

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_w^{2,56}} \quad (2.15)$$

En la actualidad nuevas expresiones de MSF se han obtenido mediante métodos determinísticos desarrollados en laboratorio (Zhou & Chen, 2007) y en terreno (Idriss & Boulanger, 2008) y mediante métodos probabilísticos (Cetin et. al 2004; Kayen et al. 2013). Dada la controversia del factor de escalamiento por magnitud y ya que todos los MSF mencionados anteriormente están por debajo del límite inferior recomendado (Figura 2.14), se ha optado por trabajar con la Ecuación 2.15 cuando se haga uso de la carta propuesta por Andrus y Stokoe (2000).

Entre los años 2001 y 2011 se realizaron más de 300 mediciones a lo largo del mundo (Asia, Estados Unidos y Europa) y se amplió la cantidad de casos con mediciones de V_{s1} a un total de 422 casos históricos. Kayen et al. (2013) desarrollaron una correlación probabilística a través de un análisis bayesiano y obtuvieron la siguiente expresión para la resistencia cíclica:

$$CRR = \exp \left\{ \frac{[(0,0073V_{s1})^{2,8011} - 2,6168 \ln(M_w) - 0,0099 \ln(\sigma'_{v0}) + 0,0028FC - 0,4809\Phi^{-1}(P_L)]}{1,946} \right\} \quad (2.16)$$

Donde V_{s1} corresponde a la velocidad de onda de corte corregida (Ecuación 2.13); M_w es la magnitud del terremoto; σ'_{v0} es el esfuerzo efectivo inicial del estrato crítico que está siendo analizado; FC es el contenido de finos y P_L es la probabilidad de ocurrencia de licuación. Para casos determinísticos se recomienda utilizar un valor de P_L del 15%. La distribución normal acumulativa Φ es utilizada para desarrollar el modelo de licuación basado en el parámetro V_{s1} y para obtener la resistencia cíclica CRR .

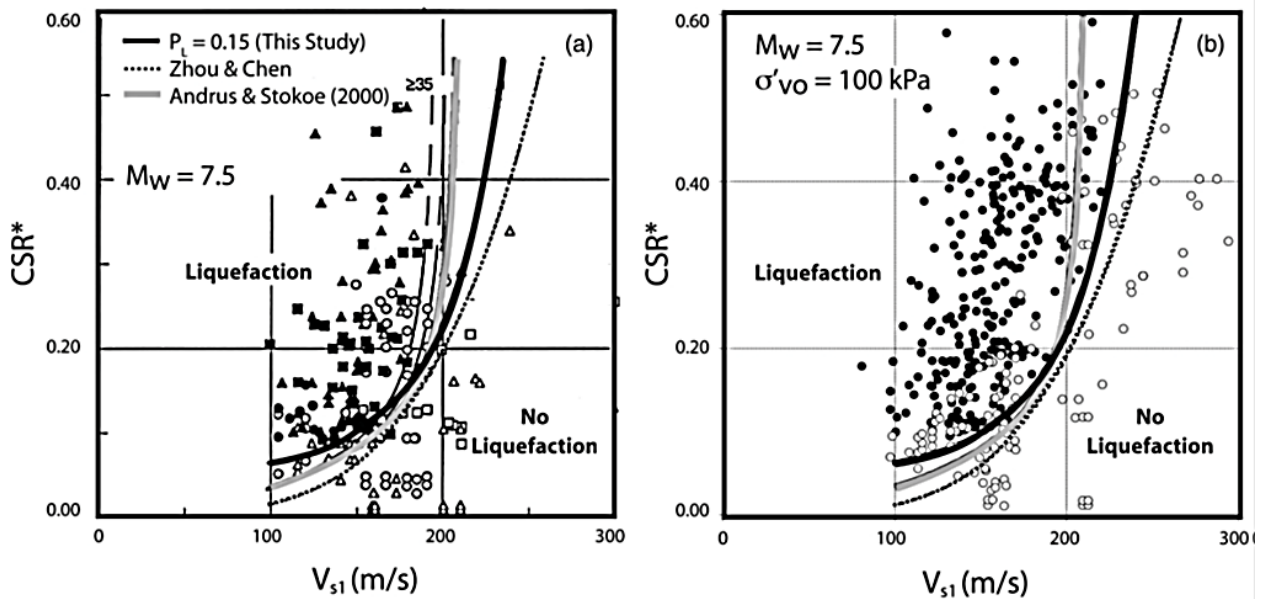


Figura 2. 12. Resistencia cíclica versus velocidad de onda de corte corregida. Se muestran las curvas propuestas anteriormente en conjunto a la curva propuesta con los nuevos datos recopilados. (a) set de datos de Andrus & Stokoe (2000) y (b) set de datos ampliados. Los puntos rellenos representan lugares donde hubo licuación y los puntos sin relleno aquellos lugares donde no hubo licuación (Kayen et al., 2013)

En la Figura 2.12 se muestran curvas de resistencia cíclica de diferentes autores para un σ'_{v0} de 100 kPa y una magnitud $M_w = 7,5$. La curva propuesta por Andrus y Stokoe (2000) muestra una saturación cuando V_{s1} toma valores cercanos a los 215 m/s producto de la menor cantidad de datos usados en su confección, lo que implica grandes diferencias en el CSR obtenido para una pequeña variación de la velocidad de onda de corte.

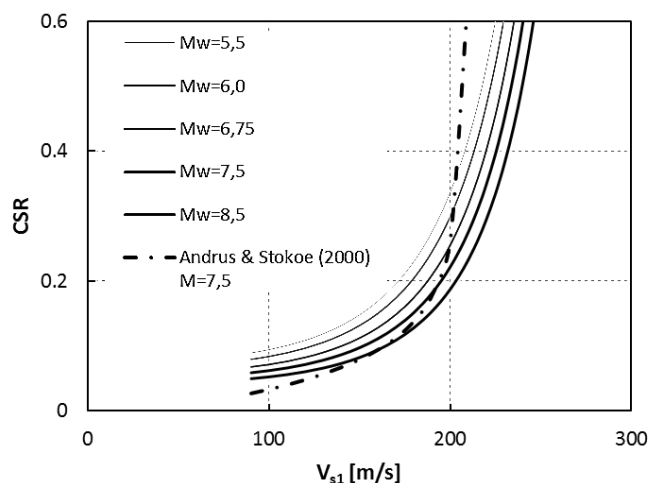


Figura 2. 13. Comparación de las curvas propuestas con distintas magnitudes de momento junto a la propuesta realizada por Andrus y Stokoe (2000) (Kayen et al. 2013)

En la Figura 2.13 se muestra el efecto en las curvas de resistencias cíclicas producto de la variación de la magnitud de momento en la Ecuación 2.16. En el desarrollo de su trabajo, Kayen et al. (2013) derivaron un nuevo factor de escalamiento de magnitud:

$$MSF = 15 \cdot M_w^{-1,342} \quad (2.17)$$

El factor de escalamiento por magnitud propuesto es similar al propuesto por Cetin et al. 2004 y Zhou & Chen (2007) y cae por debajo al propuesto por Idriss & Boulanger (2008) (Figura 2.14). El factor de seguridad FS para un caso determinístico queda dado por la Ecuación 2.18 y es recomendable para un rango de magnitudes de $5,5 < M_w < 8,5$, aunque en su desarrollo se utilizaron casos de magnitudes $5,5 < M_w < 9,0$.

$$FS_{liq} = \frac{CRR_{PL}(15\%)}{CSR} \quad (2.18)$$

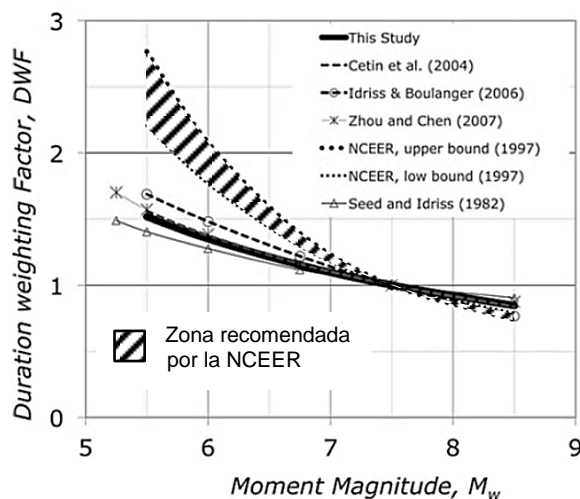


Figura 2. 14. Comparación de los factores de escalamiento obtenidos de diferentes autores (modificado de Kayen et al. 2013)

2.1.3.5 Limitaciones del V_s como predictor de Licuación

El uso de la velocidad de onda de corte como índice de resistencia a la licuación está basado en que ambos, V_s y la resistencia a la licuación, están influenciados por muchos de los mismos factores; el índice de vacíos, estado de tensiones, historia de tensiones y edad geológica (Andrus & Stokoe, 2000). Sin embargo, la velocidad de onda de corte es un parámetro que tiene relación con características elásticas del suelo, como el módulo de rigidez a bajas deformaciones, mientras que la licuación de suelos ocurre en un rango de medianas y grandes deformaciones.

Verdugo (2016) realizó una serie de ensayos de laboratorio para demostrar las limitaciones del uso de la velocidad de onda de corte en la predicción de licuación. Si bien el parámetro V_s correlaciona bien con ciertos factores que influyen la resistencia cíclica, es insensible al grado de sobre consolidación (OCR) y a la precarga sísmica del suelo, parámetros que sí afectan notoriamente la resistencia cíclica. En la Figura 2.15a se muestra que la velocidad de onda de corte es poco sensible a la sobre consolidación de una muestra de suelo (variando apenas en 14 m/s) cuando se tiene una fuerte sobre consolidación (OCR=8); mientras que en la Figura 2.15b se muestra el claro efecto sobre la resistencia cíclica de la misma muestra, cuando se tiene un OCR igual a 6. Finalmente V_s se correlaciona linealmente con el índice de vacíos, sin importar el índice de vacío máximo o mínimo, es decir, es incapaz de dar información acerca del empacamiento del suelo (Verdugo, 2016).

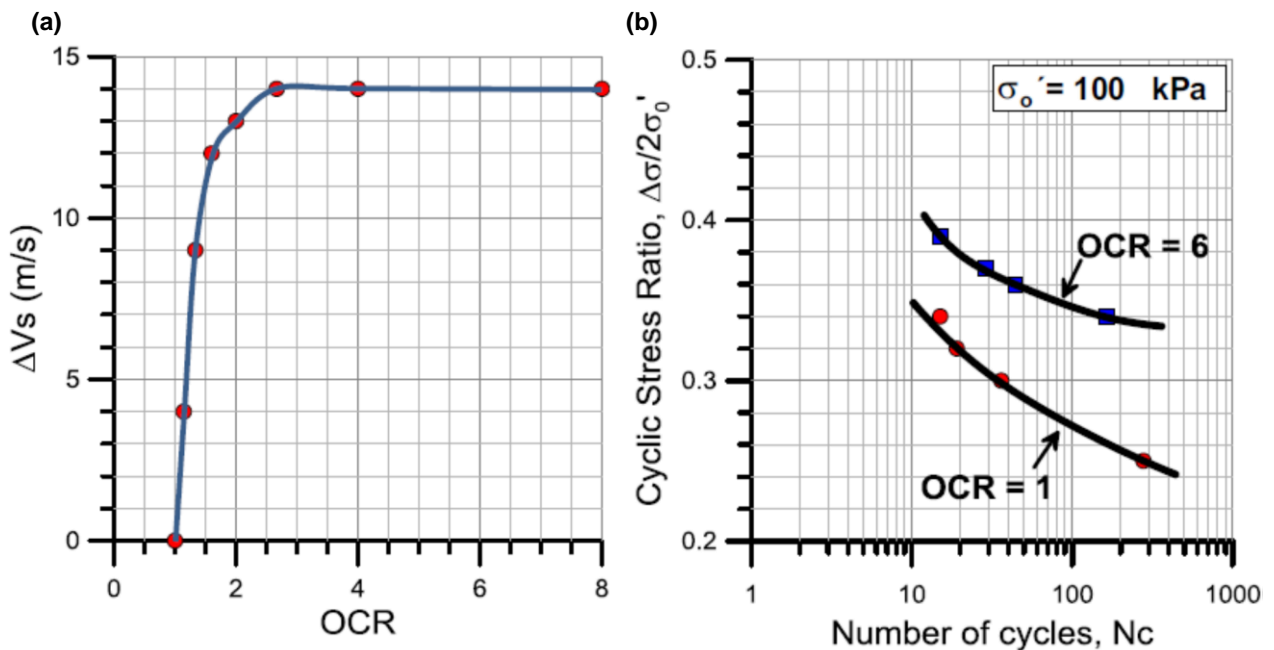


Figura 2. 15. (a) Efecto del parámetro OCR en la velocidad de onda de corte V_s ; (b) Efecto del parámetro OCR en curva de resistencia cíclica (Verdugo, 2016)

Los métodos para evaluar licuación a través de la velocidad de onda de corte están desarrollados con datos recopilados en todo el mundo. Montalva et al. (2016) realizó un estudio de las metodologías existentes para predecir licuación en zonas de subducción. Utilizando casos chilenos muestra que los métodos basados en el parámetro V_s tienen un error de falsos positivos de 46% y 57,1% para las metodologías de Andrus & Stokoe (2000) y Kayen et al. (2013), respectivamente.

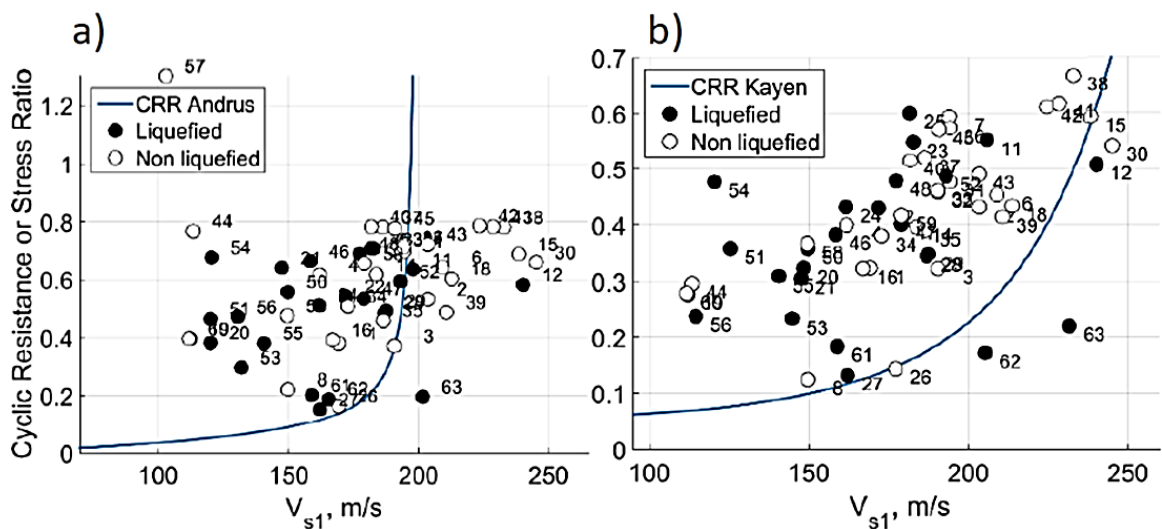


Figura 2. 16. Análisis de desencadenamiento de licuación para casos chilenos; (a) Andrus & Stokoe (2000); (b) Kayen et al. (2013) (Montalva et al. 2016)

2.1.4 Perfil de Velocidad de Onda de Corte Vs

La velocidad de onda de corte es uno de los parámetros más importantes en la caracterización geotécnica de suelos ya que permite una evaluación rápida de la respuesta dinámica de un sitio y refleja las propiedades elásticas del suelo.

Como se detalla en la Sección 2.1.3.4, existen diversos estudios que utilizan la velocidad de onda de corte para determinar el potencial de licuación de un estrato. En estos estudios se hace crítico conocer la velocidad de onda de corte en los primeros 20 m de profundidad, que es donde más se han registrado casos históricos de licuación. Sin embargo, cuando se desea realizar un modelamiento numérico para determinar la ocurrencia de licuación, por lo general, se hace necesario disponer de la mayor cantidad de información de los estratos que conforman el suelo, y por ende, del perfil de velocidad de onda de corte de todo el depósito para tomar en cuenta cualquier amplificación y efecto de sitio que afecten a la zona de interés.

Bajo este ámbito, los métodos geofísicos han adquirido gran relevancia en la caracterización geotécnica de suelos durante los últimos años. Estos ensayos entregan información de la estratigrafía, profundidad del nivel freático, profundidad de la roca, y en particular, el perfil de velocidad de onda de corte en profundidad (Stokoe et al., 2004).

2.1.4.1 Métodos Geofísicos para Obtención de Perfil Vs

En el último tiempo ha habido un gran desarrollo en los métodos activos y pasivos que determinan las propiedades del suelo de manera indirecta basándose en las propiedades de las ondas superficiales. Estos métodos utilizan la característica dispersiva de las ondas de Rayleigh y permiten la exploración del suelo a grandes profundidades mediante la obtención de la curva de dispersión.

Por lo general, las fuentes activas generan ondas de altas frecuencias y permiten caracterizar los estratos superficiales, mientras que las fuentes pasivas se caracterizan por tener bajas frecuencias y grandes longitudes de ondas, permitiendo caracterizar el suelo para profundidades mucho mayores (Socco & Strobbia, 2004). Tanto los métodos pasivos como activos tienen por objetivo obtener el perfil de velocidades de onda de corte del medio estudiado (Wathelet et al., 2004).

Métodos como Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) y Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) son ejemplos de métodos activos, mientras que Spatial Autocorrelation (SPAC) y Refraction Microtremor (REMI) son ejemplos de métodos pasivos. Debido a las distancias utilizadas en los arreglos de sensores, y al fundamento teórico que hay detrás de cada método, es difícil llegar a la roca basal de depósitos muy profundos.

Sáez (2016) y Pastén et al. (2016) utilizan el método de correlaciones cruzadas para obtener las velocidades de onda de corte del basamento rocoso de Santiago cuya profundidad es de 250 m en promedio. La correlación cruzada es equivalente a la onda superficial de la función de Green entre sensores, a partir de lo cual se hace posible estimar la velocidad de grupo y de fase (Sáez, 2016). Una de las grandes ventajas de este método es que permite estimar propiedades elásticas del suelo hasta una profundidad de una longitud de onda entre sensores.

2.1.4.2 Metodología del método de Correlaciones Cruzadas

La mayoría de los métodos geofísicos pasivos siguen la misma metodología inicial: se realiza un arreglo de sensores para mediciones de ruido, y de cada par de sensores se obtiene una curva de dispersión asociada. El método de correlaciones cruzadas puede seguir una metodología temporal o espectral siendo esta última la utilizada en este trabajo. La metodología espectral para la obtención de la curva de dispersión sigue las siguientes etapas:

Primero se realiza un acondicionamiento de señales con el fin de reducir las irregularidades instrumentales y el ruido en el rango de frecuencias deseado. Luego, se calcula la correlación cruzada normalizada de ruidos entre sensores, se identifican los cruces por cero de su parte real y se suaviza la curva utilizando una media móvil. Finalmente, se obtiene la curva de dispersión a partir de la similitud de la parte real de la correlación cruzada con la función de Bessel de primera especie y orden cero. En la Figura 2.17 se muestra un ejemplo de los pasos antes mencionados, con una medición realizada en el Lago Llanquihue durante la campaña de mediciones en Las Cascadas.

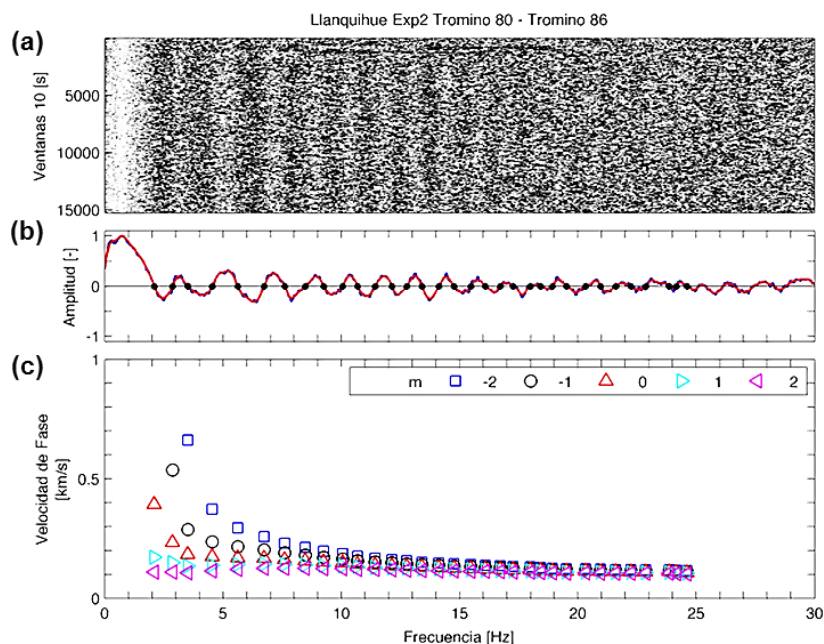


Figura 2. 17. (a) Parte real de los espectros de correlación para los trominos 80 y 86; (b) espectro de correlación promedio normalizado; (c) familia de curvas de velocidad de onda de fase obtenidas con el método espectral.

2.1.4.3 Obtención de la razón espectral H/V

Las razones espectrales H/V se obtuvieron con el software Geopsy. El proceso de obtención de la razón H/V consta en promediar los H/V de una ventana temporal del registro de vibraciones ambientales que cumplan con condiciones de amplitud.

El criterio de selección de ventanas se hace en definición a los términos *STA* y *LTA*. *STA* es la amplitud promedio de la señal en un período corto de tiempo, y *LTA* es la amplitud promedio de la señal en un período más largo de tiempo. Utilizando las sugerencias de Bonnefoy-Claudet et al. (2009) se eligen ventanas de 30 s con un periodo corto de STA de 1 s y un periodo de LTA de 30 s. Solo ventanas que cumplan con un criterio de razón STA/LTA entre los 0,3 y 2 son utilizados para calcular la razón H/V.

2.1.4.4 Inversión de curvas de dispersión

El proceso de inversión busca encontrar un modelo de perfil de velocidades de onda de corte, cuya curva de dispersión teórica se ajuste a la curva medida en terreno. Para ello existen diversos algoritmos de búsqueda, siendo el más común el algoritmo del vecindario, el cual permite una búsqueda global de modelos que se ajusten a resultados medidos. En este trabajo se utiliza el software Dinver el cual utiliza el algoritmo del vecindario como metodología de búsqueda para estimar el perfil de velocidad de onda de corte. Para complementar la información y abarcar un mayor rango de bajas frecuencias se utilizan la curva de dispersión y la razón espectral H/V medidas en terreno como curvas objetivo.

La metodología utilizada en Dinver para la obtención de los perfiles Vs en este trabajo se presenta a continuación:

Se promedian las curvas de dispersión de los distintos pares de sensores para obtener la curva de dispersión objetivo, quitando aquellas curvas que escapan de la tendencia. Ya que en la obtención de las curvas de dispersión existen incertezas producto de la metodología utilizada, se le asigna igual peso a los puntos de la curva objetivo y se le quita la desviación estándar. Dejar el peso y la desviación estándar de los puntos de la curva de dispersión puede llevar al programa a generar modelos erróneos. Luego, se ingresa la curva de H/V medida en terreno y obtenida mediante el software Geopsy (ver Sección 2.1.4.3).

Además de las dos curvas objetivo, Dinver permite determinar rangos de búsqueda para reducir el tiempo de búsqueda. Entre estos se encuentran el espesor y la cantidad de estratos, junto al rango de Vs y Vp, el módulo de Poisson y la densidad de cada estrato. Se configura para que se generen 100 modelos iniciales y en cada procesamiento se realicen 100 iteraciones generando 100 modelos nuevos en cada iteración. En total se generan más de 500.000 modelos y se considera un buen ajuste cuando existe un error de ajuste menor a 0,2.

2.2 Modelamiento Numérico Mediante Software OpenSees

El gran avance computacional de las últimas décadas ha permitido el desarrollo de nuevas herramientas para el estudio estructural y geotécnico. En particular, los programas que utilizan el método de elementos finitos han sido un gran aporte a los problemas de la ingeniería. OpenSees (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) es un software liberado de elementos finitos que permite analizar la respuesta sísmica de sistemas estructurales y geotécnicos y posee capacidades avanzadas para modelar y analizar la respuesta de sistemas no lineales utilizando un variado rango de modelos de materiales, elementos y algoritmos.

En este trabajo se utiliza *OpenSees* para estudiar los casos de licuación más alejados de la zona de ruptura ocurridos durante el terremoto del Maule Mw 8,8. Para ello se utiliza un modelo constitutivo simple que permite ver los esfuerzos efectivos y el aumento de presión de poros generados durante la propagación de onda de corte en 2-D producto de un sismo.

El código libre "*freeFieldEffective.tcl*" fue creado por Chris McGann y HyungSuk Shin, y por los profesores, Pedro Arduino y Peter Mackenzie-Heinwein de la Universidad de Washington y simulan la propagación de onda de corte por una columna de suelo en presencia de agua. Esta columna de suelo contempla el uso de elementos finitos con nueve nodos que toman en cuenta la interacción fluido-sólido en presencia de agua (suelo saturado). El código utilizado en esta memoria es una modificación del código antes mencionado adaptado para los casos de estudio y será explicado en detalle a continuación.

2.2.1 Resumen del Modelo Numérico

El análisis de respuesta de sitio en 2-D está desarrollado para depósitos de suelos sobre un semi-espacio elástico, que simula la rigidez de una roca basal. Se utiliza un amortiguador incorporado a la base de la columna de suelo para tomar en consideración la rigidez finita de la roca basal (Figura 2.18).

La columna de suelo es excitada en la base mediante un registro de esfuerzos proporcional al registro de velocidades del terremoto. El registro de esfuerzos es aplicado utilizando el comando "*Path TimeSeries*", el cual toma el registro de velocidad del terremoto, lo amplifica por un factor equivalente al coeficiente de amortiguación c de Lysmer & Kuhlemeyer (1969) y le asigna un tiempo y paso de tiempo durante el cual se aplica. El amortiguador de Lysmer & Kuhlemeyer (1969) utiliza las propiedades de velocidad de onda de corte y densidad de masa de la roca basal (correspondiente al semi-espacio).

Los registros de salida para cada nodo ubicado en el borde son los esfuerzos: σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{xy} y η_r , donde η_r corresponde a la razón entre el esfuerzo de corte y el peak de la resistencia al corte para un esfuerzo medio dado. Por otro lado, los registros de salida para cada nodo ubicado en el borde son las deformaciones ε_{xx} , ε_{yy} y γ_{xy} . También se incluye los registros de las aceleraciones, desplazamientos y presiones de poros en el tiempo de todos los nodos centrales (nodos p, r y m de la Figura 2.18b).

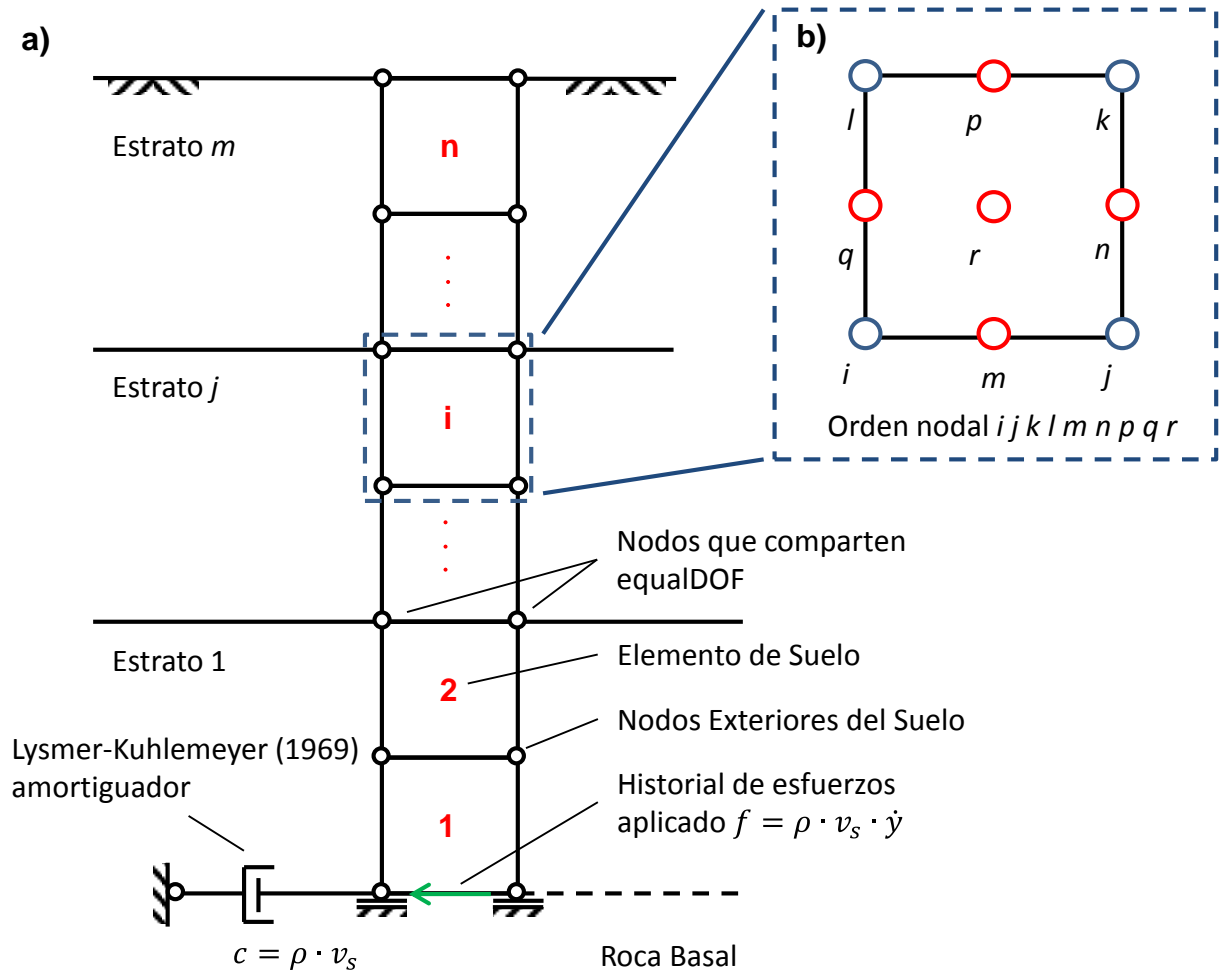


Figura 2. 18. (a) Esquema general del modelo de propagación de onda de corte por una columna de suelo; (b) Detalle de elemento con 9 nodos y orden de numeración utilizado en la modelación (Modificado de McGann & Arduino, 2006)

2.2.2 Generación de la Columna de Suelo

- **Geometría de la Malla**

La geometría de la malla está basada en resolver de manera satisfactoria la propagación de la onda de corte bajo cierta frecuencia de interés asegurando que un adecuado número de elementos quepan en una longitud de onda de la onda de corte. Esto asegura que la malla esté lo suficientemente discretizada para capturar correctamente los aspectos más importantes de la propagación de la onda.

Los registros que se utilizan tienen frecuencias de muestreo de 100 y 200 Hz. Tomando como frecuencia de interés la mitad de esos valores (50 o 100 Hz) y ocupando elementos de 0,25 y 0,1 m respectivamente, se tienen 10 y 12 elementos por longitud de onda para una velocidad de onda de corte de 127 m/s, obtenida en la Sección 3.5.3. En la práctica, se recomienda el uso de 8 a 10 elementos por longitud de onda mínima. La longitud horizontal de los elementos es la misma que la longitud vertical, es decir 0,25 o 0,1 m según sea el caso.

- **Nodos del Suelo y del Amortiguador**

Para tomar en cuenta de manera fidedigna la variación de presión de poros y simular de manera correcta el acoplamiento fluido-sólido, se utilizan elementos con 9 nodos. En la Figura 2.18, se muestra cómo está construida la malla de la columna y el orden de conexión de cada elemento. Los nodos de la esquina poseen 3 grados de libertad, dos de traslación y uno para las presiones de poro, y los nodos interiores solo poseen 2 grados de libertad de traslación.

Para el caso del amortiguador solo son necesarios dos nodos, ya que el amortiguador se considera un solo elemento.

- **Condiciones de Borde**

Los nodos de la base de la columna tienen restringidos el desplazamiento en la dirección vertical de acuerdo a la suposición de que el suelo yace sobre una roca basal. Por otro lado, los nodos que se encuentran sobre el nivel freático están restringidos en la presión de poros, es decir que no permiten una variación de presión de poros (simulando una condición de drenaje). Los demás nodos están conectados entre sí utilizando el comando “*equalDOF*” para poder obtener un patrón más simple de deformación producto del corte. El comando “*equalDOF*” es aplicado a todos los nodos que compartan la misma coordenada “Y” y se considera una condición de borde periódica que conecta dos nodos e impone que compartan los grados de libertad.

Uno de los nodos del amortiguador está totalmente restringido mientras que otro tiene solamente restringido los desplazamientos en la dirección vertical. Para incorporar el elemento de amortiguador a la columna de suelo, nuevamente se utiliza el comando “*equalDOF*” entre el nodo restringido al desplazamiento y un nodo de la base de la columna de suelo.

- **Definición del Material**

El comportamiento constitutivo del suelo es modelado mediante el material "PressureDependMultiYield02" PDMY02 (Mazzoni et al., 2006). Este tipo de material es elasto-plástico para simular las características esenciales de la respuesta de materiales sensibles a cambios de presiones de poro bajo condiciones de cargas generales. Tales características incluyen dilatancia (contracción y dilatancia inducidas por corte) y fallas por movilidad cíclica. Durante la aplicación de gravedad o cualquier carga estática, el comportamiento del material es elástico, mientras que para cargas dinámicas rápidas, la respuesta tensión-deformación es del tipo elasto-plástica. La plasticidad está formulada basada en el concepto de múltiples superficies, con una regla de flujo no asociativa para reproducir los efectos de dilatancia. Tanto el criterio de falla como las superficies de fluencia ("yield surfaces") siguen el modelo de Drucker & Prager (1952).

Los parámetros necesarios para definir el material de los elementos se muestran a continuación:

- p'_r = Presión de confinamiento de referencia equivalente a 101[kPa]
- G_r = Módulo de corte de referencia para pequeñas deformaciones angulares, específico para una presión confinamiento de referencia.
- B_r = Módulo de compresibilidad asociado al confinamiento de referencia.
- φ = Ángulo de fricción asociado a la resistencia de corte máxima (φ_{peak}).
- γ_{max} = Deformación angular máxima utilizando un espacio octaédrico para la cual se tiene la máxima resistencia al corte relacionada al esfuerzo de confinamiento de referencia. La deformación angular se define como:

$$\gamma = \frac{2}{3} \left[(\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy})^2 + (\varepsilon_{yy} - \varepsilon_{zz})^2 + (\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{zz})^2 + 6\varepsilon_{xy}^2 + 6\varepsilon_{xz}^2 \right]^{1/2}$$

- d = Una constante positiva que define la variación de G y B en función del cambio de confinamiento efectivo p' .

$$G = G_r \left(\frac{p'}{p'_r} \right)^d \quad y \quad B = B_r \left(\frac{p'}{p'_r} \right)^d$$

- \varnothing_{pT} = Ángulo de transformación de fase.
- e y ρ = Índice de vacíos inicial (opcional) y densidad del suelo.
- λ y κ = Parámetros que definen la línea de estado crítico en el espacio e- p' (opcional).

- c_1, c_2, c_3, d_1, d_2 y d_3 = Parámetros de calibración del modelo que toman en cuenta contractancia y dilatancia (ver Sección 4.3)

Además de la definición de cada material, otros parámetros son necesarios para el correcto funcionamiento del modelo. Estos son el espesor del elemento, las fuerzas horizontales y verticales sobre el elemento, el módulo no drenado de compresión y las permeabilidades verticales y horizontales. Se recomienda utilizar un módulo de compresión no drenado equivalente al módulo de compresión del fluido (2,2 GPa para el agua) dividido por la porosidad de cada estrato de suelo. Dado que el fluido es agua, la densidad de masa del fluido para cada estrato es de $1,0 \text{ Mg/m}^3$.

La permeabilidad de todos los elementos es igual a $1,0 \text{ m/s}$ de modo de asegurar que exista una condición hidrostática durante de la aplicación de la gravedad en el modelo. Antes de la aplicación del registro de velocidades, las permeabilidades son actualizadas mediante el comando "*updateParameter*" de modo de tener una condición no drenada y capturar de manera correcta el aumento de presión de poros en cada elemento.

Para el amortiguador de Lysmer-Kuhlemeyer (1969) se utiliza un material de tipo viscoso "*viscous uniaxial*", el cual solo necesita un coeficiente de amortiguamiento c . Siguiendo la metodología de Joyner y Chen (1976), el coeficiente de amortiguamiento se define como el producto de la densidad de masa y la velocidad de onda de corte del semi-espacio, el cual se asume con la propiedades de la roca basal. El coeficiente de amortiguamiento debe incluir el área de la base de la columna de suelo para mantener resultados proporcionales para cualquier tamaño de elemento horizontal. Como los elementos son creados con un espesor unitario (1 metro de espesor), el área es simplemente la longitud de los elementos. El amortiguador de Lysmer-Kuhlemeyer (1969) es un elemento de tipo "*zeroLength*" (elemento de largo cero) que conecta los dos nodos definidos anteriormente y se le asigna el tipo de material "*viscous uniaxial*" al primer grado de libertad (dirección horizontal).

2.2.3 Aplicación de Cargas

- **Análisis Gravitacional**

El análisis gravitacional es conducido como un análisis transiente con pasos muy largos, de esta forma se simula un análisis estático y se evitan conflictos al mezclar un análisis estático y transiente. La gravedad es aplicada por 10 pasos con un comportamiento constitutivo completamente elástico. Esto permite al material actualizar varios parámetros para tomar en cuenta la presión de confinamiento. Una vez que estos pasos convergen, el material se actualiza utilizando el comando "*updateMaterialStage*" para considerar el comportamiento plástico. De esta forma el análisis gravitacional es repetido por otros 40 pasos.

- **Carga y Análisis Dinámico**

La excitación dinámica es aplicada a la base de la columna mediante un historial de esfuerzos en el tiempo. El historial de esfuerzos se obtiene multiplicando el historial de velocidades del registro sísmico con el coeficiente de amortiguación “c” definido por la densidad de masa y velocidad de onda de corte de la roca basal multiplicada por el área de la base de la columna de suelo (Joyner & Chen, 1976). Esta técnica considera la rigidez finita del estrato subyacente (roca basal) permitiendo que parte de la energía sea irradiada de vuelta al estrato.

El historial de esfuerzos es aplicado al modelo como un objeto “*Path TimeSeries*” utilizando el objeto “*Plain load pattern*”. El esfuerzo de corte aplicado en cada paso es producto de un factor de carga indicada en el objeto “*pattern*” (1,0 en este caso), el factor de carga adicional incluido en el objeto “*timeSeries*” y el valor encontrado en el historial de velocidad del registro a ese paso. Este factor de carga incluido en el objeto “*timeSeries*” es usado para crear el historial de esfuerzos a partir del historial de velocidades.

El análisis transiente es conducido mediante el integrador de Newmark utilizando un coeficiente gamma y beta con valores 0,5 y 0,25 para asegurar que no exista un amortiguamiento numérico en el análisis.

El tiempo de cada paso utilizado en el análisis se selecciona para satisfacer las consideraciones de estabilidad utilizando la condición de Courant-Friedrich-Lewy (CFL) la cual ya ha sido discutida ampliamente por LeVeque (2007). Cumplir los requisitos de esta condición asegura que el paso de tiempo es lo suficientemente pequeño para la estabilidad dada la velocidad máxima de onda de corte y el tamaño mínimo de elementos verticales en el modelo. El código utilizado se configura de tal manera que el paso de tiempo de análisis y el número correspondiente de pasos se generan automáticamente para satisfacer esta condición. Si el paso de tiempo requerido es mayor que el incremento de paso de tiempo encontrado en el historial de fuerzas, se utiliza el valor especificado en el historial de fuerzas, de lo contrario, se utiliza el valor que cumpla la condición.

Para la resolución del análisis se utiliza el método de restricción de “*penalty method*” y se utiliza el algoritmo matemático de Krylov-Newton, ya que los desarrolladores han visto que el análisis se ejecuta de manera más suavizada que con otro tipo de algoritmos.

2.2.4 Modelo Constitutivo

El material PressureDependentMultiYield02 (PDMY02) disponible en la base de datos de OpenSees[®] y que modela la interacción fluido-sólido en un elemento finito de 9 nodos sigue un comportamiento lineal isótropo en la zona elástica; y un comportamiento no-lineal y anisótropo en la zona plástica de deformación.

El criterio de falla tiene una superficie cónica de tipo Drucker & Prager (1952) y sigue una función de superficie de fluencia propuesta por Prevost (1985) que considera la plasticidad mediante múltiples superficies (Figura 2.19). La superficie de fluencia más externa se asocia al ángulo de fricción interno mediante el parámetro $M = 6 \sin \varphi / (3 - \sin \varphi)$. La función propuesta por Prevost (1985) incorpora un p'_0 muy pequeño para evitar problemas numéricos, además esta función no replica de forma correcta el efecto del ángulo de Lode.

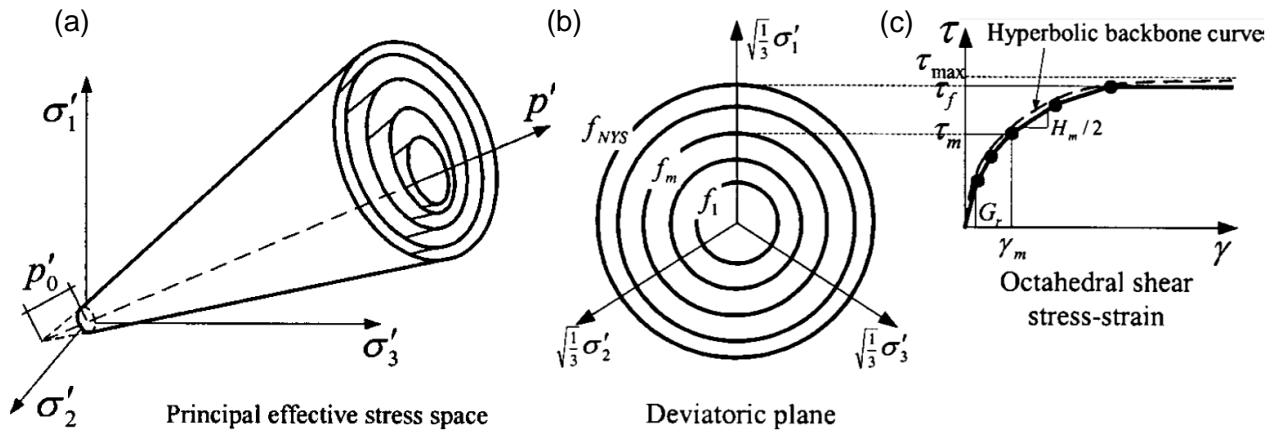


Figura 2. 19. (a) Superficies de fluencias cónicas en el espacio de los esfuerzos principales; (b) en el plano deviatorico; (c) la curva esqueleto del modelo hiperbólico (Yang et al. 2003)

Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, se utiliza el modelo hiperbólico asociado a un confinamiento. La curva hiperbólica es reemplazada mediante segmentos lineales que representan el dominio de una superficie de fluencia f_m caracterizada por el módulo de corte H_m y tamaño M_m , siendo m es el número de superficies de fluencias. El modelo constitutivo, para una presión media de referencia queda definida por:

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma_{max}}{1 + \frac{\gamma_{max}}{\gamma_r}} = \frac{2\sqrt{2} \sin(\varphi)}{3 - \sin(\varphi)} \cdot p'_r \quad (2.19)$$

El módulo de deformación sigue una ley potencial de la forma:

$$G = G_0 [(p' + p'_0)/(p'_r + p'_0)]^d \quad (2.20)$$

El modelo constitutivo emplea una ley de endurecimiento puramente desviat6rica para generar la curva hist6rica y usa una regla de traslado de la superficie de fluencia desarrollada por Parra (1996) basada en puntos conjugados. Este modelo define a las normales de la superficie de fluencia y la superficie potencial pl6stica mediante las siglas \tilde{P} y \tilde{Q} de acuerdo a lo propuesto por Prevost (1985) y se expresan mediante las expresiones $\tilde{Q} = \tilde{Q}' + Q''\tilde{I}$ y $\tilde{P} = \tilde{P}' + P''\tilde{I}$, donde \tilde{Q}' es el desviador, $Q''\tilde{I}$ es la componente volum6trica del vector normal a la superficie de fluencia y \tilde{P}' es el desviador, y $P''\tilde{I}$ es la componente volum6trica del vector normal al potencial pl6stico. Las leyes de flujo asociativas siguen $\tilde{P}' = \tilde{Q}'$ mientras que las leyes no asociativas siguen $P'' \neq Q''$.

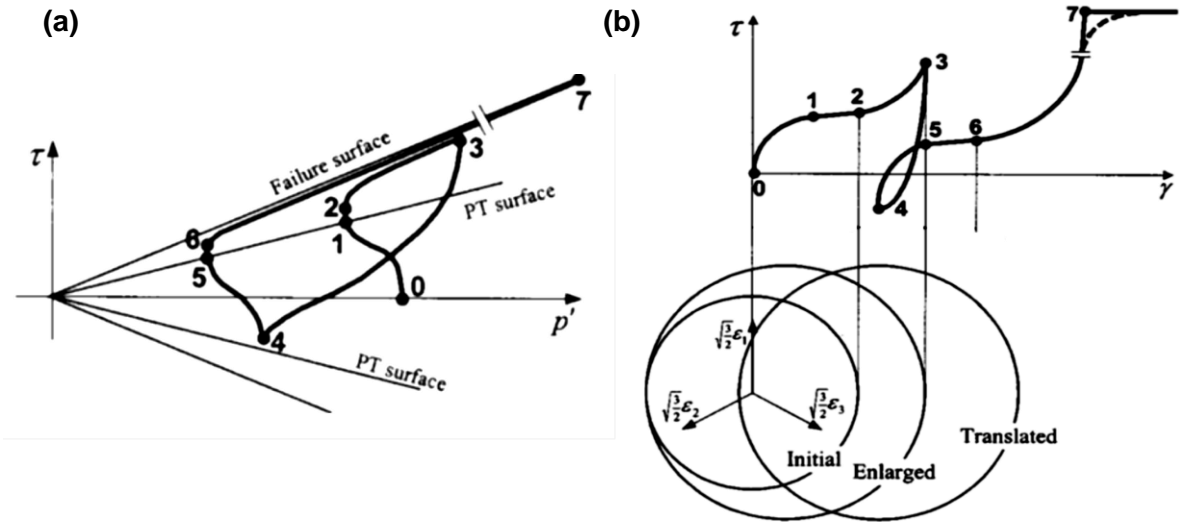


Figura 2. 20. Esquema de la respuesta del modelo constitutivo con (a) respuesta en el espacio p' - τ octa6drico y (b) espacio de deformaci6n γ - τ octa6drico junto a la configuraci6n del dominio de fluencia y la regla de endurecimiento propuesta por Parra (1996)

La componente volum6trica normal a la superficie de fluencia Q'' queda bien definida por la funci6n de Prevost (1985), mientras que P'' queda definida por las Ecuaciones 2.21a y 2.21b. En la Figura 2.20 se pueden ver los espacios contractivos y dilatantes definidos mediante la l6nea de transformaci6n de fase. Los tramos 0-1, 3-4 y 4-5 quedan definidos mediante la Ecuaci6n 4.4a, mientras que los tramos 2-3 y 6-7 quedan definidos mediante la Ecuaci6n 4.4b.

$$P'' = - \left(1 - \frac{\tau}{\tau_{PT}} \right)^2 (c_1 + \varepsilon_c c_2) \left(\frac{p' + p'_0}{p_{atm}} \right)^{c_3} \quad (2.21a)$$

$$P'' = \left(\frac{\tau}{\tau_{PT}} - 1 \right)^2 (d_1 + \gamma_d^{d_2}) \left(\frac{p' + p'_0}{p_{atm}} \right)^{-d_3} \quad (2.21b)$$

3. CASOS DE ESTUDIO

3.1 Evidencia de Licuación a Grandes Distancias

González (2015) realizó una compilación de todos los lugares que se encontró licuación en Chile durante el terremoto del Maule 2010 Mw 8,8. Este estudio muestra que las zonas más alejadas del epicentro que licuaron son los lagos Ranco y Llanquihue, en la playa Calcurrupe y sector Las Cascadas, respectivamente.

En el lago Ranco, un sector de más de 500 m de playa se hundió y desplazó hacia el lago en varios metros, quedando terrazas escalonadas y arboles sumergidos. Se formaron lagunas de barro compuestas por arenas blandas, las que fueron denominadas como “arenas movedizas” por gente del sector (González, 2015). En el sector más alejado de donde se tiene evidencia de licuación (Las Cascadas) se cuenta con el testimonio de Magaly Teiller del Valle quien entregó el siguiente testimonio (obtenido de <http://www.madrismas.org>):

“...Se oyeron ruidos muy fuertes y después, de pronto, el agua asomó por agujeros enormes que se hicieron más arriba de la playa, casi en el camino, inundando todo... Entró subterráneamente por debajo de la tierra y asomó por estos agujeros... Impresionante, como para una película.... la playa y parte del camino que la rodea quedó todo inundado. Ayer nos comunicamos con una persona del sector y nos cuenta que una vez que el agua bajó un poco, quedaron al descubierto enormes agujeros bordeando la playa...”

La Figura 3.1 muestra una vista aérea general de las zonas afectadas en estudio. En rojo se denotan las posibles zonas de licuación. Las Figuras 3.2 a 3.4 presentan evidencias de licuación producto del terremoto.



Figura 3. 1. Vista en planta de zona de estudio. (Obtenido de GoogleEarth)



Figura 3. 2. Evidencias de licuación en las cercanías del Lago Ranco. Evidencia de licuación (a) al interior de la playa y (b) en la playa. (Obtenidas de youtube/José Ríos y GoogleEarth)

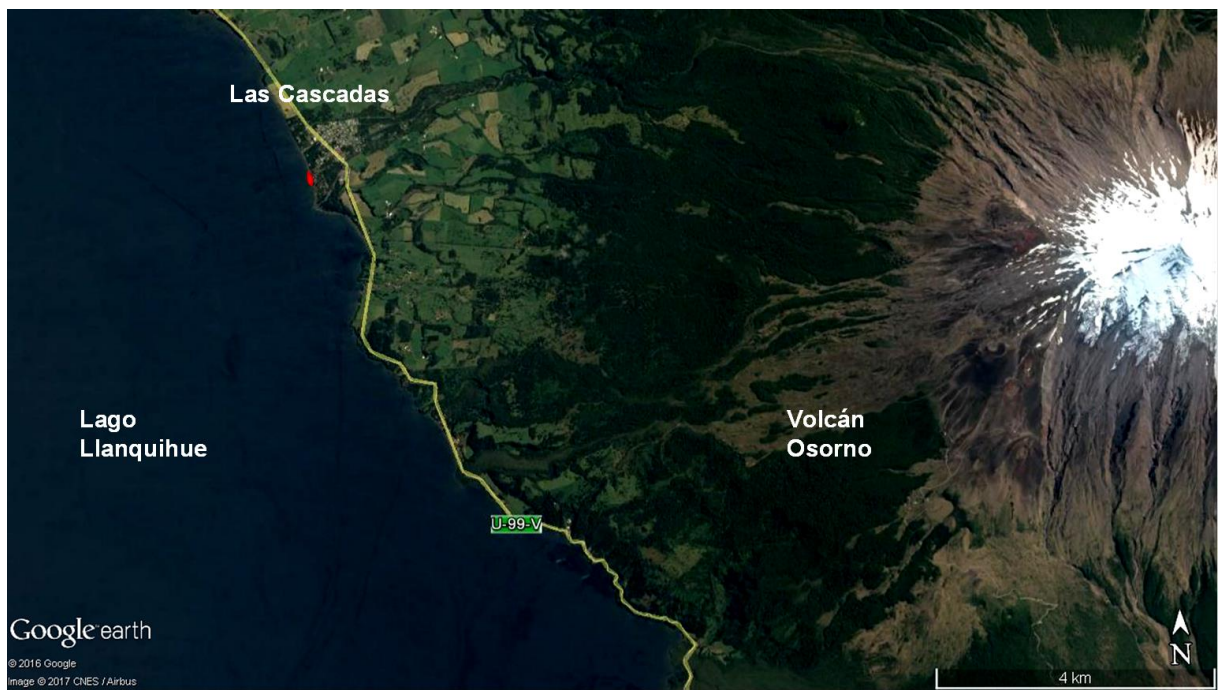


Figura 3. 3. Vista en planta del Lago Llanquihue, la localidad de "Las Cascadas" y el Volcán Osorno (Obtenido de GoogleEarth)



Figura 3. 4. Evidencia de licuación en el sector de Las Cascadas; (a) Asentamientos productos de licuación en la playa; (b) en el camino peatonal (Obtenidas de González, 2015; y GoogleEarth).

La estación más al sur que registró el terremoto del Maule Mw 8,8 es la estación acelerográfica en la ciudad de Valdivia, específicamente en el Hospital de Valdivia a 185 km de la zona de ruptura y a 412 km del hipocentro. En esta estación se obtuvieron aceleraciones máximas (PGA) del orden de 0,12 g con una duración de registro cercana a los 80 s. Estos valores de PGA y duración son bajos en comparación a los otros casos de licuación ocurridos en Chile durante el terremoto; en Concepción por ejemplo, se tiene un registro de PGA de 0,4 g (González, 2015). Un análisis más detallado de la estación acelerográfica de Valdivia se encuentra en el Anexo A1.

Santucci et al. (2013) realizó un estudio con antecedentes históricos de licuación y a partir de esto muestra que al menos se necesita una aceleración peak del orden de 0,08 g para que se gatille la licuación. En el estudio se ajustaron los resultados obtenidos a una función distribución beta de cuatro parámetros y se obtuvo que el PGA umbral necesario para ocasionar licuación es de 0,09 g. Este valor umbral de PGA será tomado como referencia en el análisis de los resultados obtenidos del modelamiento numérico.

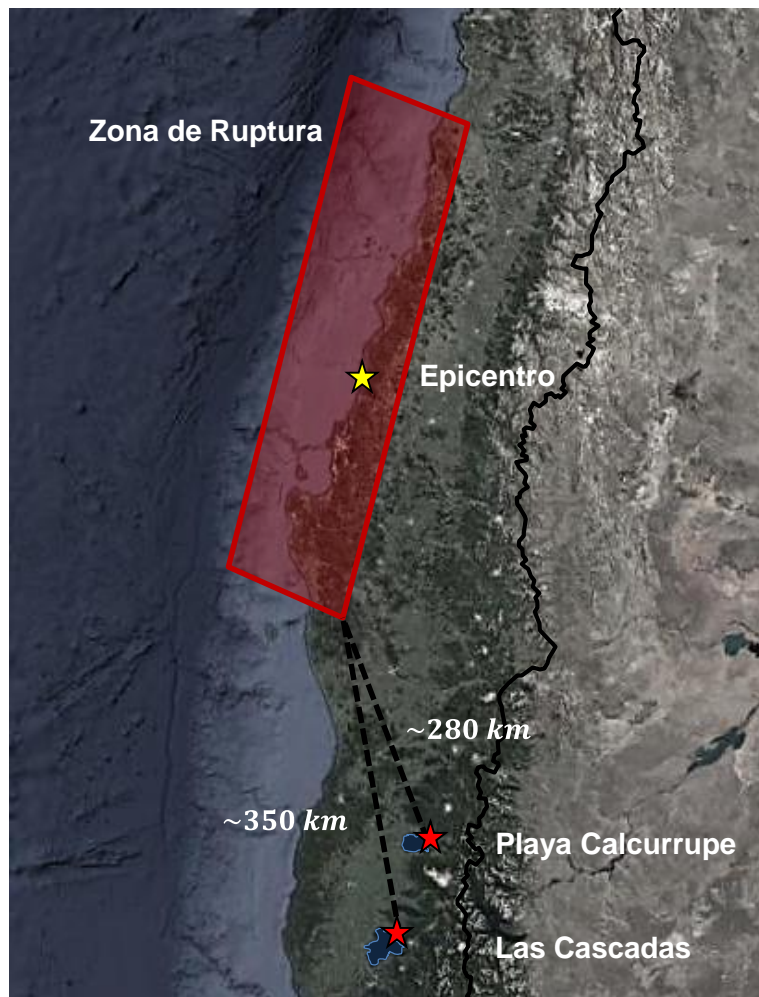


Figura 3. 5. Zonas de ruptura estimada del terremoto del Maule Mw 8,8 y distancias de las zonas de interés a la zona de ruptura

Como se muestra en la Figura 3.5, se ha estimado que las distancias a la zona de ruptura e hipocentrales para el caso de Las Cascadas son de 350 y 550 km, mientras que en la playa Calcurrupe, las distancias son de 280 y 450 km. Dado que ambas zonas están a una mayor distancia del hipocentro y de la zona de ruptura que la estación de Valdivia, se infiere que las aceleraciones producto del terremoto deberían ser de una menor intensidad y duración; por tanto, estudiar la licuación ocurrida en estos casos plantea interrogantes interesantes.

3.2 Marco Geológico de las Zonas de Estudio

De acuerdo a Campos et al. (1998), la zona de estudio en el Lago Ranco estaría compuesto por depósitos sedimentarios no consolidados pertenecientes al Holoceno. Estos depósitos son de tipo deltaicos compuestos principalmente por gravas y arenas con redondeamiento regular a bueno, con estratificación cruzada que gradan y/o se interdigitan con lentes de arena.

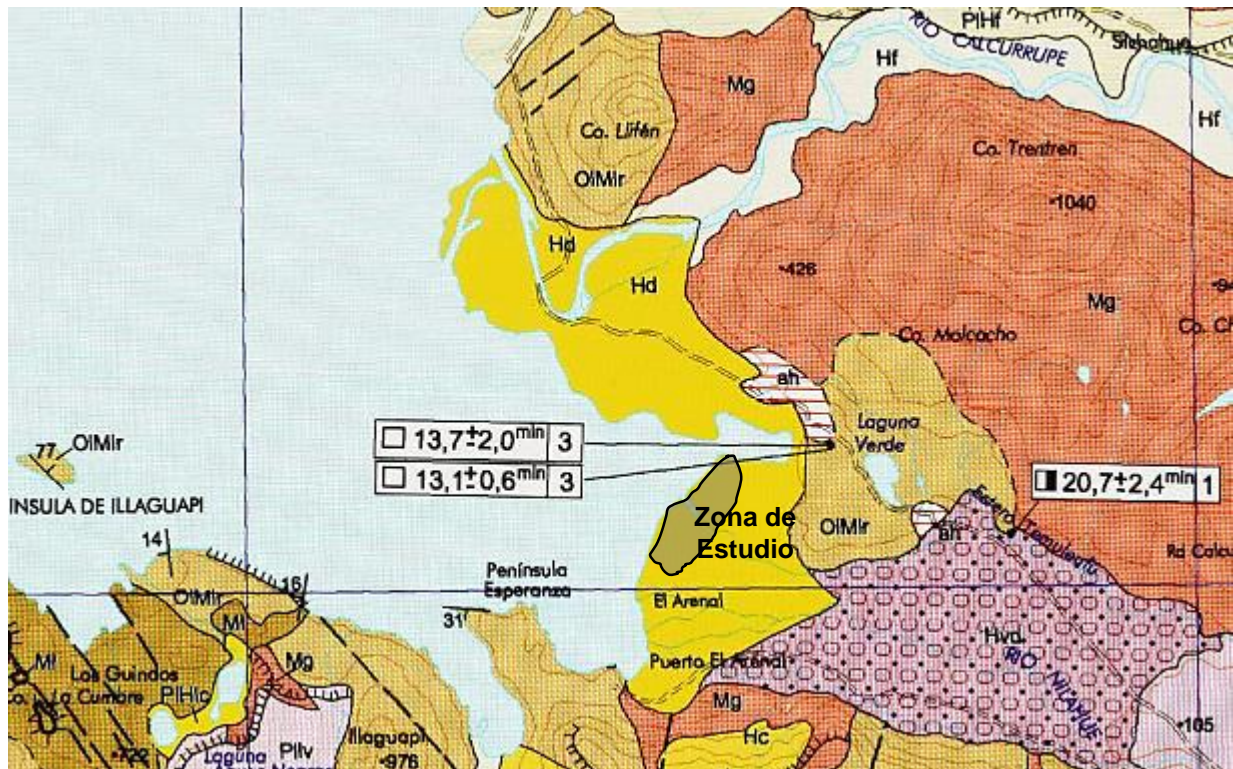


Figura 3. 6. Mapa geológico de la zona de interés en el Lago Ranco (Modificado de Campos et al. 1998)

En el mapa geológico de la Figura 3.6 se aprecian además los ríos Nilahue al sur, el río Calcurrupe y el estero Temuleufu al norte, la laguna Verde al noreste y el Lago Ranco al poniente que bordean perimetralmente la zona de estudio indicada en gris.

Moreno et al. (2010) realizó un mapa geológico del volcán Osorno abarcando la localidad de Las Cascadas y en particular la zona donde hubo licuación. La zona de estudio corresponde a un depósito sedimentario no consolidado perteneciente a la época de Holoceno de tipo lacustre reciente y está formado por arenas y gravas finas a medias bien seleccionadas.



Figura 3. 7. Mapa geológico de la localidad de Las Cascadas (Modificado de Moreno et al. 2010)

Los depósitos aluviales, fluviales y lacustres que se encuentran en esta zona corresponden al retrabajo de flujos de lava y depósitos piroclásticos del volcán Osorno, los que en su mayoría son de composición basáltica y andesítica basáltica que se caracterizan por tener una gran cantidad de componentes ferro-magnesianos. De acuerdo a la Figura 3.7, los cuerpos de agua cercanos a la zona de estudio corresponden al río Blanco Las Cascadas por el sur, el estero Las Marinas por el norte y el Lago Ranco al poniente. Es importante señalar que tanto el Cordón Caulle (ubicado en la cercanía del Lago Ranco) como el volcán Osorno han sido fundamentales en el proceso de formación de ambos depósitos.

De acuerdo a la Tabla 2.1 de susceptibilidad de licuación de Youd & Perkins (1978) mostrada en la Sección 2.1.1.1 que recopila antecedentes de diferentes depósitos sedimentarios junto a su potencial de licuación; los depósitos continentales lacustres y deltaicos del período del Holoceno (Hl y Hd) presentes en la localidad de Las Cascadas y la Playa Calcurrupe, tienen una probabilidad moderada de licuación.

3.3 Programa de Ensayos

Se desarrolla una campaña de exploración en los sitios de estudio (Playa Calcurrupe en el Lago Ranco y el pueblo Las Cascadas en el Lago Llanquihue) para caracterizar geotécnicamente la parte superficial y estimar los parámetros necesarios para el modelamiento numérico.

La Tabla 3.1 detalla el programa de ensayos en terreno y en laboratorio para obtener los parámetros presentados en la Sección 2.2.2 y que corresponden al ángulo peak de fricción interna, la cohesión del suelo, el módulo de corte y el módulo de compresibilidad para pequeñas deformaciones, el ángulo de transformación de fase, el índice de vacíos, la densidad del suelo y los parámetros que definen la línea de estado último en el espacio e-log p'.

Tabla 3. 1. Programa de ensayos en terreno y en el laboratorio

Terreno		
Ensayo	Descripción	Parámetro
Mediciones geofísicas	Set de dos arreglos con cuatro geófonos de período corto Tromino [®] para mediciones pasivas.	V_s y T_o
Densidad <i>in situ</i>	Obtención de muestra superficial.	ρ_t y w
Laboratorio		
Ensayo	Descripción	Parámetro
Granulometría	Clasificación del suelo acuerdo a la USCS	Tipo de suelo
Gravedad específica	Medición de acuerdo a la norma ASTM D 854.	G_s
Densidad máxima y mínima	Para suelos granulares, se realiza el método japonés para densidades máximas y la deposición por cono para densidades mínimas.	ρ_{max} , ρ_{min} y D.R.
Ensayo de Consolidación Isótropa	Consolidación isótropa drenada en un rango de presiones menores a 6 kg/cm ² .	Curva de Consolidación Isotrópica
Triaxial CIU Monótono	Set de tres ensayos con diferentes confinamientos.	c , ϕ , λ y κ
Triaxial CIU Cíclico	Set de cuatro ensayos para obtener la curva de resistencia cíclica en laboratorio.	ϕ_{PT} y CRR_{tx}
Permeabilidad	Ensayo de permeabilidad con pared rígida a carga constante.	k

Nota: Todos los ensayos triaxiales se realizan con una muestra cuyo tamaño de partícula es menor a los 5 mm de diámetro (bajo malla #4) siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM D7181 y para asegurar homogeneidad de los esfuerzos generados por la aplicación de la carga

3.4 Lago Ranco – Playa Calcurrupe

3.4.1 Trabajo en Terreno

En la Figura 3.8 se muestra la ruta de acceso a la zona de estudio (línea punteada roja), parte del Lago Ranco y el estero Temuleufu. Las mediciones geofísicas se realizaron en la zona de acceso ya que las zonas que licuaron en

Se realizaron dos arreglos pasivos, uno triangular y otro trapezoidal, con mediciones de ruido de 20 min de duración y una frecuencia de muestreo de 128 Hz. Las distancias entre cada geófono junto a la disposición de cada arreglo son incluidas en la Figura 3.8. Cruzando el estero Temuleufu se identificaron las zonas de estudio de donde se obtuvieron muestras de suelo y se realizaron los ensayos de densidad *in situ*.

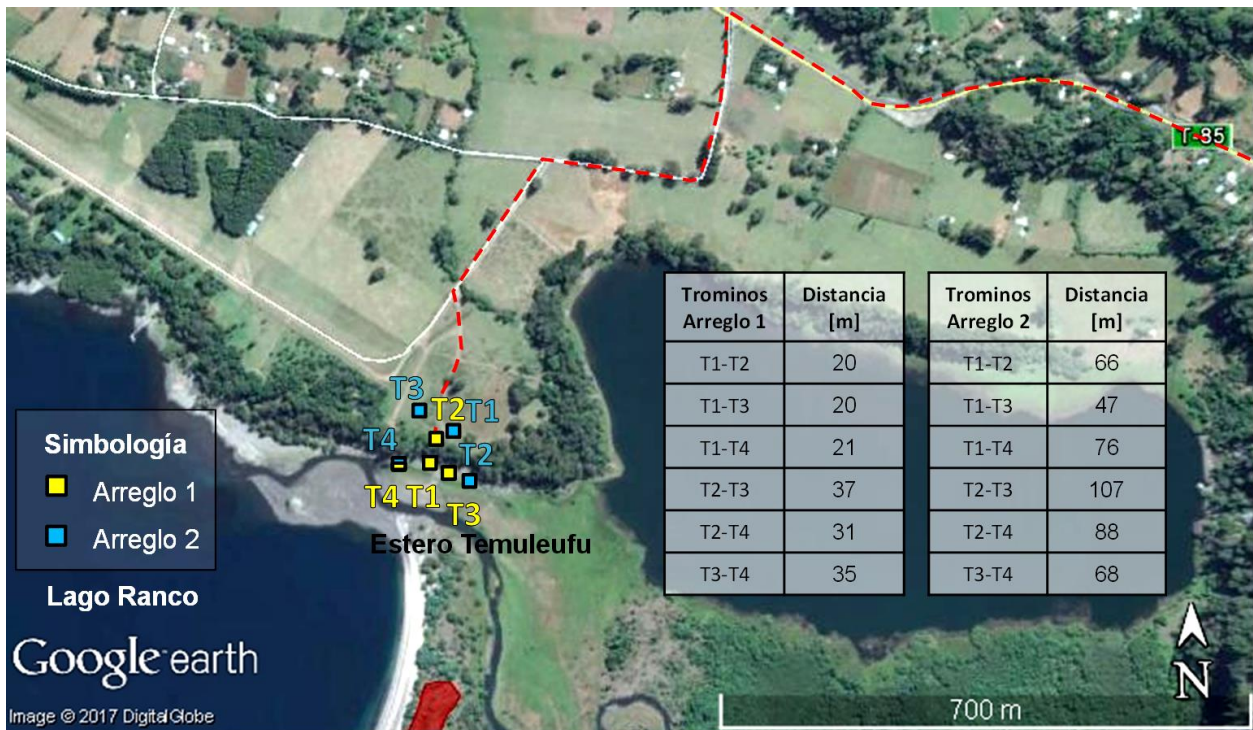


Figura 3. 8. Vista en planta del lugar de medición (Obtenida de GoogleEarth®), junto al acceso a la zona, los dos arreglos realizados y la distancia entre trominos (representados por las siglas T1, T2, T3 y T4) en cada arreglo

En la Figura 3.9 se muestran las zonas donde se tiene evidencia de licuación y los lugares de donde se tomaron muestras (siglas M1 y M2). En la playa Calcurrupe se reconocen dos zonas con tamaño de partículas distintas. La zona más cercana al lago (M1) se caracteriza por estar conformada por arena media, mientras que la zona al interior (M2) se conforma por arena gruesa. Ambos suelos identificados son arenas de color gris con una compacidad suelta y son mal graduados.



Figura 3. 9. Imagen en planta (Obtenida de GoogleEarth®) con las zonas donde posiblemente ocurrió la licuación (en rojo); los lugares donde se obtienen las muestras de suelo (M1 y M2) y las zonas de donde se toman fotos del terreno (a, b, c y d) expuestas en la Figura 3.10

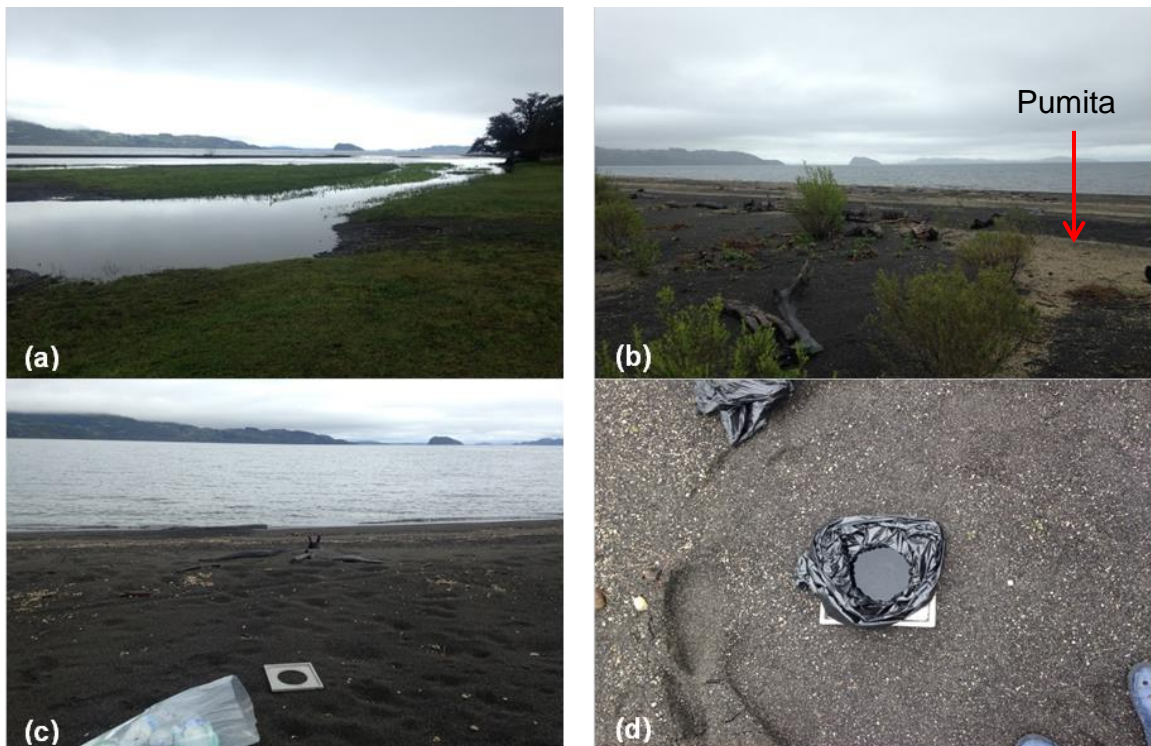


Figura 3. 10. Fotos del terreno. (a) Estero Temuleufu desembocando en el Lago Ranco; (b) playa Calcurrupe con abundante pumacita; (c) lugar donde se obtiene la primera muestra de suelo; (d) ensayo de densidad en terreno terminado.

Gran cantidad de material volcánico color café claro, identificado como pumita, se encontraba esparcido por la playa con diferentes gradaciones pasando de un tamaño grueso al interior de la playa a un tamaño fino en la orilla. La alta presencia de este material se explica por la erupción del complejo volcánico Puyehue – Cordón Caulle el año 2012, que arrojó gran cantidad de ceniza. La pumita se caracteriza por ser poroso y tener poco peso específico. Si bien se encuentra mayormente de manera superficial, es muy probable la existencia del mismo en profundidad producto de erupciones anteriores (Figura 3.10b).

Las mediciones de densidad en terreno fueron realizadas con agua en vez de arena normalizada. Conociendo la densidad y el peso del agua, y utilizando un plástico impermeable para cubrir cuidadosamente el agujero realizado al extraer la muestra, se puede estimar la densidad superficial en terreno tal como se muestra en la Figura 3.10d. Utilizar un plástico para realizar este procedimiento va a sub-estimar el volumen real del material retirado producto del espesor propio del plástico ($\sim 0,5$ mm) y de la dificultad misma de que adopte la forma de la excavación posterior a la toma de muestra.

3.4.2 Resultados de Ensayos de Laboratorio

Las muestras M1 y M2 se etiquetan como LR-M1 y LR-M2 respectivamente y se relacionan con las dos zonas identificadas en terreno con diferente tamaño de partícula. En la Figura 3.11 se aprecia la diferencia en tamaño de las muestras antes mencionadas.

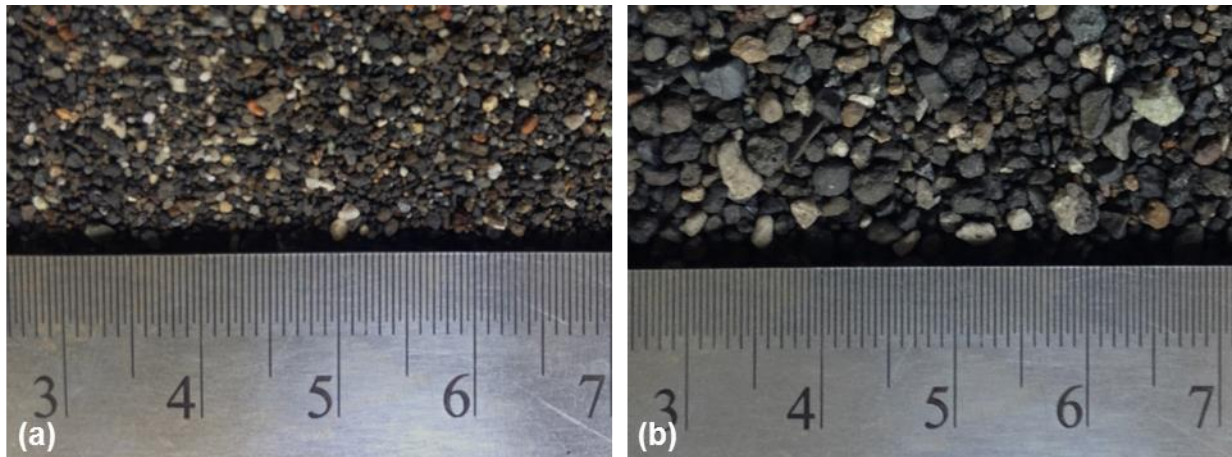


Figura 3. 11. (a) Muestra de suelo M1 (LR-M1); (b) Muestra de suelo M2 (LR-M2)

Como se mencionó anteriormente, gran cantidad de pumita fue encontrada en la playa, presentándose en mayor cantidad en la muestra LR-M2. La pumita es un material volcánico poroso, liviano, frágil y con bajo peso específico en comparación a la mayoría de las arenas (Orense & Pender, 2012).



Figura 3. 12. (a) Muestra de suelo LR-M2 con presencia de pumita; (b) selección de pumitas halladas en terreno.

- **Ensayo de Granulometría**

El ensayo de granulometría realizado a ambas muestras extraídas indica que ambos suelos tienen una clasificación SP (Figura 3.13) de acuerdo al sistema de clasificación USCS. Ambas muestras tienen una forma de partícula sub-angular (Figura 3.12) con un tamaño medio de 0,86 mm (LR-M1) y 1,43 mm (LR-M2) y con un porcentaje de finos en ambos casos inferior al 1%.

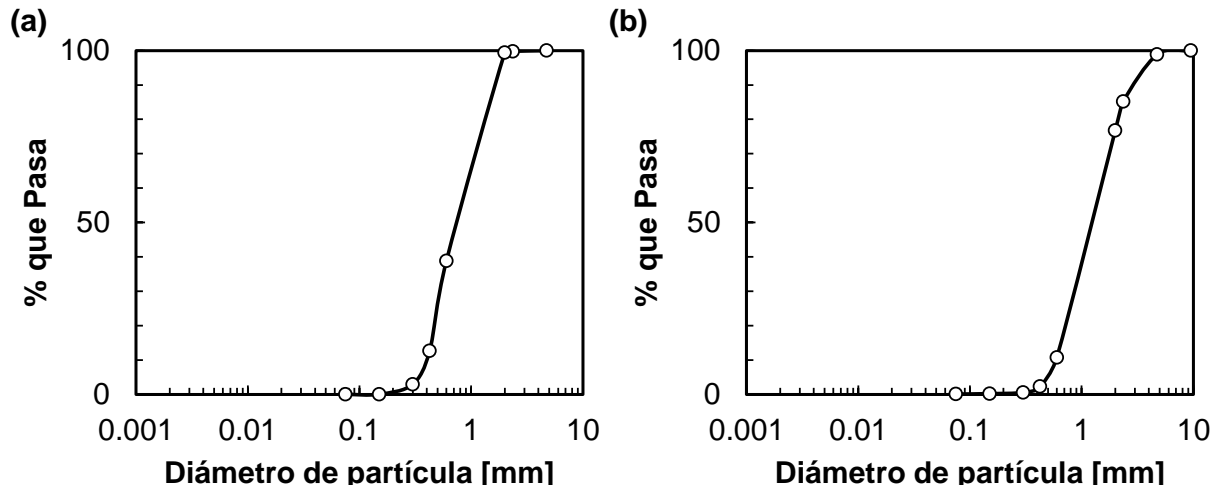


Figura 3. 13. (a) Curva granulométrica del suelo LR-M1; (b) curva granulométrica del suelo LR-M2.

Cuando se comparan las curvas granulométricas obtenidas con los límites propuestos por el código japonés para suelos mal graduados se observa en ambos casos que el suelo está dentro de los rangos de posibilidad de licuación, y que la curva granulométrica de LR-M1, coincide en parte con el rango de alta posibilidad de licuación (Figura 3.14).

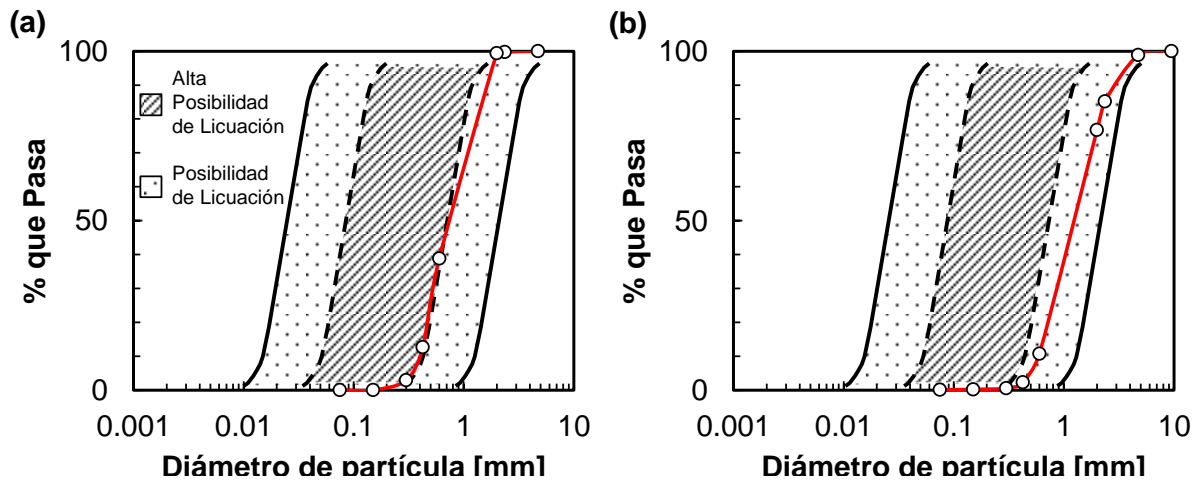


Figura 3. 14. Rangos de potencial de licuación propuestos por el código japonés MLIT (2007) y curvas granulométricas obtenidas: (a) LR-M1 y (b) LR-M2.

- **Peso Específico del Suelo**

El peso específico obtenido en laboratorio de las muestras LR-M1 y LR-M2 es de 2,7 y 2,67, respectivamente, siendo LR-M1 un poco más alto que el rango común de las arenas (2,65 – 2,67) lo que se puede deber a una mayor cantidad de suelo volcánico con presencia de minerales pesados.

- **Densidad *in situ* y Densidad Relativa D.R.**

La densidad *in situ* de las muestras extraídas es de $\rho_t = 1,508 \text{ g/cm}^3$ para LR-M1 y $\rho_t = 1,475 \text{ g/cm}^3$ para LR-M2 con una humedad en terreno igual para ambos de un valor del 10%. Los ensayos de densidad mínima ρ_{min} y densidad máxima ρ_{max} realizados en laboratorio entregan valores de ρ_{min} iguales a 1,32 y 1,27 g/cm^3 y valores de ρ_{max} iguales a 1,59 y 1,53 g/cm^3 , que permiten establecer que las densidades relativas de ambas muestras son de 23% y 30% para LR-M1 y LR-M2, respectivamente.

- **Ensayos Triaxiales No Drenados**

La mayoría de los casos de licuación ocurridos en el Lago Ranco en el terremoto del Maule Mw 8,8 se identificaron en el interior de la playa, es por esto que solo se realizó la caracterización mecánica de la muestra LR-M1. Se realizaron 3 ensayos triaxiales de consolidación isotrópica no drenado con confinamientos iniciales de 1, 2 y 3 kg/cm^2 a un DR del 30%.

Todas las probetas fueron preparadas mediante 5 capas con 10 cm de alto y 5 de diámetro, siguiendo una relación de 2:1; confeccionadas mediante el método de *air pluviation* o depositación en seco por tratarse de arenas limpias. Todos los ensayos son realizados a deformación controlada con un back pressure de 3 kg/cm^2 para evitar la cavitación en las probetas. La velocidad de deformación es de 0,13 mm/min, siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM D4767-11, y se ensayó hasta alcanzar una deformación axial del 20%.

Los resultados muestran que el valor del ángulo de fricción último φ_{ult} es de 36°, mientras que el ángulo de fricción peak φ_{peak} es de 40°. La cohesión del suelo es 0 kg/cm^2 en concordancia al comportamiento de las arenas limpias. El desarrollo de los esfuerzos de corte y de las presiones de poro en función de la deformación axial se muestra en la Figura 3.16a y Figura 3.16b, respectivamente. Para obtener el índice de vacíos posterior al ensayo y obtener de manera confiable la línea de consolidación isotrópica LCI y la línea de estado último LEU en el espacio e-p' (Figura 3.17b) se realiza la metodología propuesta por Verdugo & Ishihara (1996).

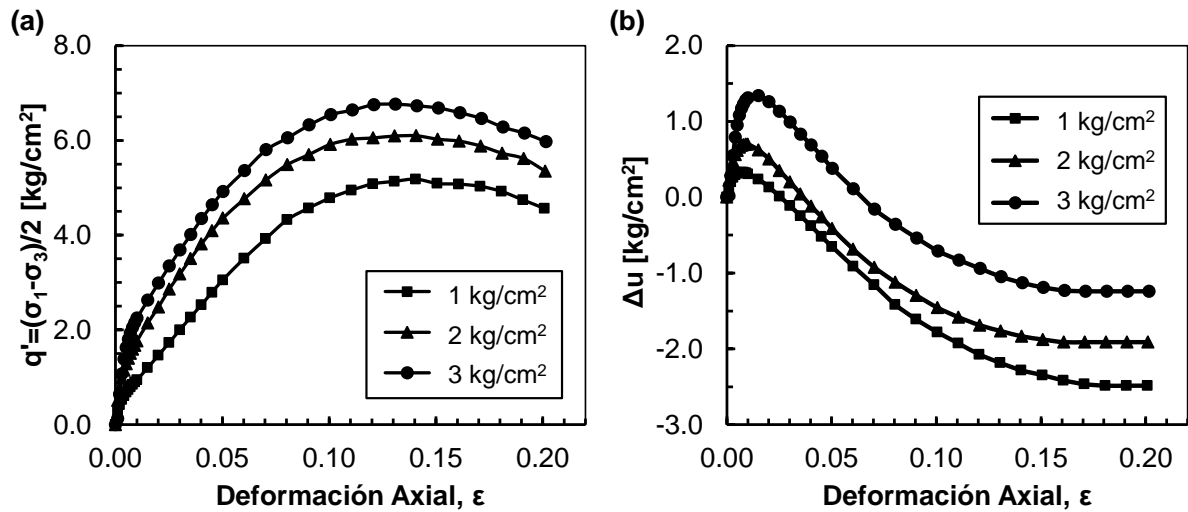


Figura 3. 15. (a) Esfuerzo de corte vs deformación axial; (b) variación de presión de poros vs deformación axial

Las Figuras 3.16 y 3.17 muestran un comportamiento dilatante de la muestra en el rango de tensiones ensayados, evidenciado en una resistencia al corte peak mayor a la resistencia última (Figura 3.16a) y en variaciones de presiones de poros negativas (Figura 3.16b); mientras que la Figura 3.17a muestra en el espacio p' - q' una caída en los esfuerzos luego de llegar al esfuerzo máximo. En la Figura 3.17b, se muestra el resultado del ensayo de consolidación isótropa realizado en un rango de tensiones de 0,5 a 4,5 kg/cm^2 (línea punteada negra). Esta LCI es coincidente con los resultados de los ensayos CIU.

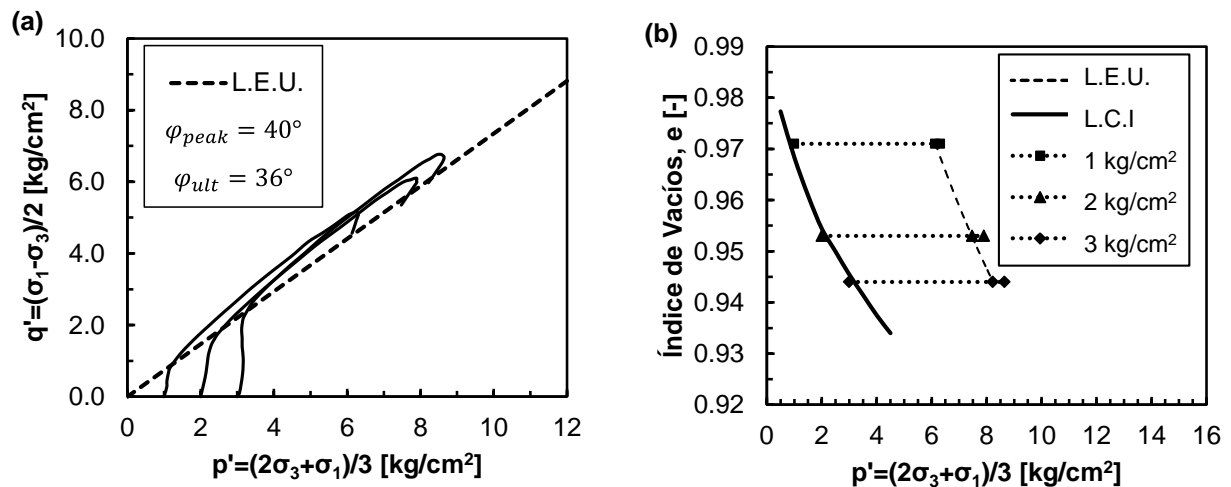


Figura 3. 16. Determinación de la línea de estado último LEU en el espacio de tensiones p' - q' ; (b) línea de consolidación isótropa LCI y LEU en el espacio e - p'

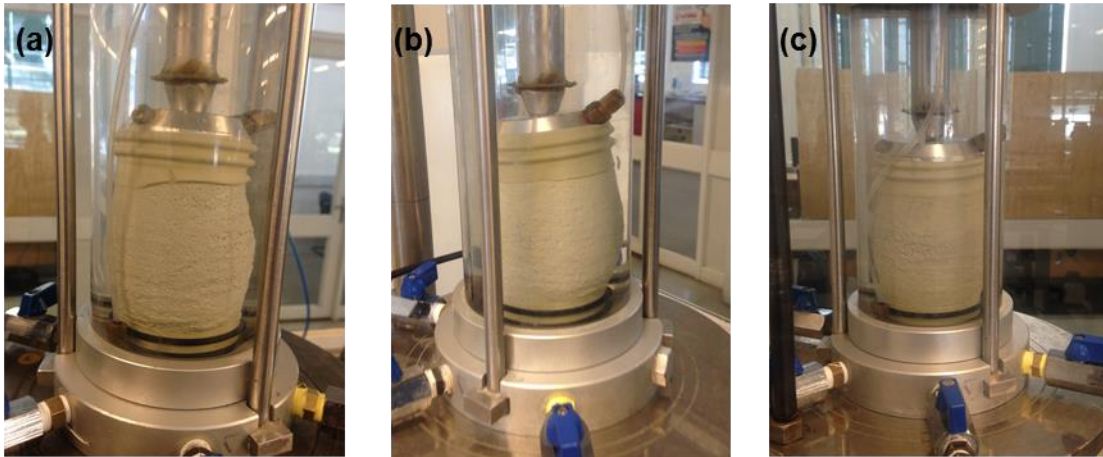


Figura 3. 17. Estado final de probeta luego de ser ensayada a: (a) 1 kg/cm^2 ; (b) 2 kg/cm^2 y (c) 3 kg/cm^2

Las imágenes de las probetas luego de ser ensayadas se muestran en la Figura 3.18. En ellas se puede ver localizaciones de deformación generadas durante la aplicación del esfuerzo desviador desarrolladas en la parte final de los ensayos.

Durante la realización de los ensayos triaxiales monótonos se detectó rotura de partículas producto del esfuerzo de corte aplicado a las muestras al notar mayor cantidad de arena fina una vez recuperado el material. La rotura de partículas quedó mayormente expuesta cuando se logró romper una partícula de arena con la mano. Más estudios de este fenómeno deben ser realizados en las muestras, ya que en este trabajo no se midió el porcentaje de rotura posterior a los ensayos. También se constató rotura de membrana durante la aplicación del esfuerzo de corte producto de que el tamaño de partícula (arena gruesa) y la homogeneidad (mal graduado) de la muestra LR-M2 generasen penetración de membrana al momento de ser confinada. En aquellos casos en que hubo rotura de membrana, el ensayo se tuvo que repetir nuevamente.

3.4.3 Resultados de Ensayos Geofísicos

A partir de las mediciones realizadas en terreno y utilizando el software Geopsy se obtuvieron las razones espectrales H/V de la zona afectada siguiendo las recomendaciones vistas en la Sección 2.1.4.3. En la Figura 3.19 se aprecia que el suelo tiene una frecuencia predominante de 0,4 Hz (período predominante $T_0 = 2,5$ s). La presencia de un peak con una amplitud mayor a dos es propia de suelos blandos o poco rígidos (Pastén, 2007) y da cuenta de un sitio con un marcado contraste de velocidades en alguna profundidad y con mayor susceptibilidad a presentar amplificaciones dinámicas (Bonney – Claudet et al., 2009).

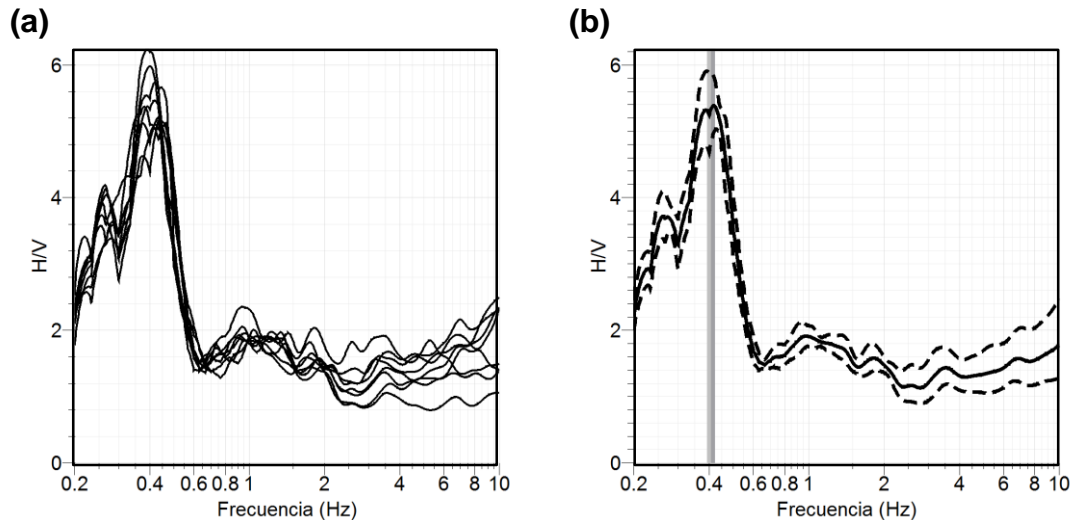


Figura 3. 18. Resultados de mediciones de la razón H/V, (a) resultados de registros individuales de Trominos; (b) promedio de las mediciones y desviación estándar.

Siguiendo la metodología descrita en la Sección 2.1.4.4, se obtuvieron las curvas de dispersión asociadas a los pares de sensores de cada arreglo (Figura 3.20a), se sacaron aquellas curvas que presentaban errores o eran inconsistentes y se obtuvo la curva objetivo promedio (Figura 3.20b). La profundidad de inspección en este tipo de mediciones está acotada por la distancia entre sensores de cada arreglo. La metodología seguida en este trabajo no está sujeta a la aproximación de campo lejano y, por tanto, la máxima profundidad creíble de inspección es igual a la máxima separación entre sensores (Sáez, 2016), equivalente a 107 m (Figura 3.8). De ahí que la curva de dispersión objetivo sea acotada inferiormente a una frecuencia ~ 3 Hz, donde tiene una velocidad ~ 290 m/s y por ende, una profundidad de inspección cercana a los 100 m de profundidad.

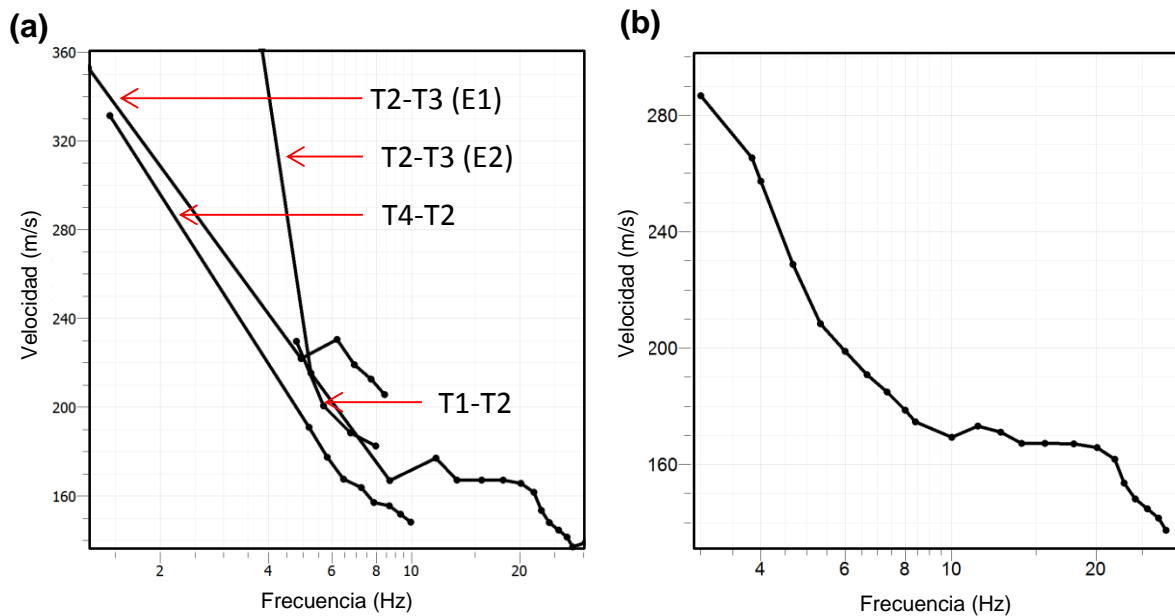


Figura 3. 19. Metodología para obtener curva de dispersión objetivo en la Playa Calcurrupe. (a) curvas de dispersión entre pares de sensores; (b) curva de dispersión objetivo

Conocer la profundidad del depósito ayuda a reducir el costo computacional en la inversión y a obtener mejores resultados. Una forma sencilla de estimar la profundidad es a través de la teoría unidimensional de propagación de la onda (Ecuación 3.1). Considerando un rango de V_s entre los 150 y 400 m/s y el T_0 hallado (2,5 s), se estimó que la profundidad del depósito puede variar entre los 94 y 250 m.

$$T_0 = \frac{4 \cdot H}{V_s} \quad (3.1)$$

Ya que la curva de dispersión objetivo permite obtener información hasta 100 m de profundidad, y el rango de profundidades descrito escapa en su mayoría a dicho valor, se utilizaron en conjunto la curva de dispersión objetivo y la curva de razones espectrales H/V, que permite recuperar información de la parte profunda del depósito de suelo.

Para realizar la inversión se dividió el suelo en 4 estratos de suelo y se impuso que las velocidades de onda de corte encontradas fueran homogéneas y mayores a las velocidades del estrato superior. Se ha demostrado que la onda de Rayleigh es insensible al nivel freático, el confinamiento, el poisson y a los cambios de V_p , razón por la cual se dejaron valores fijos para estos parámetros (Wathelet, 2004; Sáez, 2016).

Los mejores resultados de la inversión se muestran en la Figura 3.21 junto a una tabla que especifica el número de estratos que mejor ajustan los datos, el espesor H de cada uno de ellos y su velocidad de onda de corte. La profundidad total del depósito es de 233 m, mientras que la velocidad de onda de corte de la roca basal es de aproximadamente 1200 m/s.

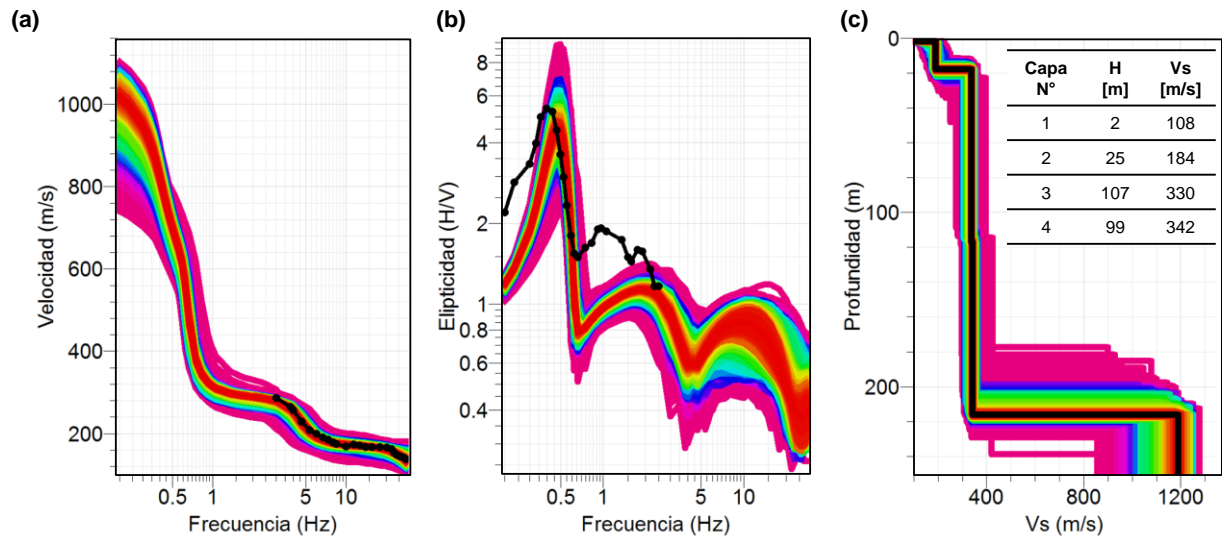


Figura 3. 20. Resultados de inversión mediante software Dinver para la Playa Calcurrupe; (a) curva de dispersión real y generada; (b) razón H/V real y generada; (c) perfil de vs en profundidad generado junto a los valores de Vs y el espesor de cada estrato

3.5 Lago Llanquihue– Las Cascadas

3.5.1 Trabajo en Terreno

Como se menciona en la sección 3.1, existe evidencia de licuación en la playa y en el camino peatonal (áreas en rojo). Debido a que el camino ya ha sido previamente compactado y que con la metodología utilizada solo se pueden obtener muestras superficiales, se obtuvieron muestras de suelo únicamente en la zona de la playa (M1).

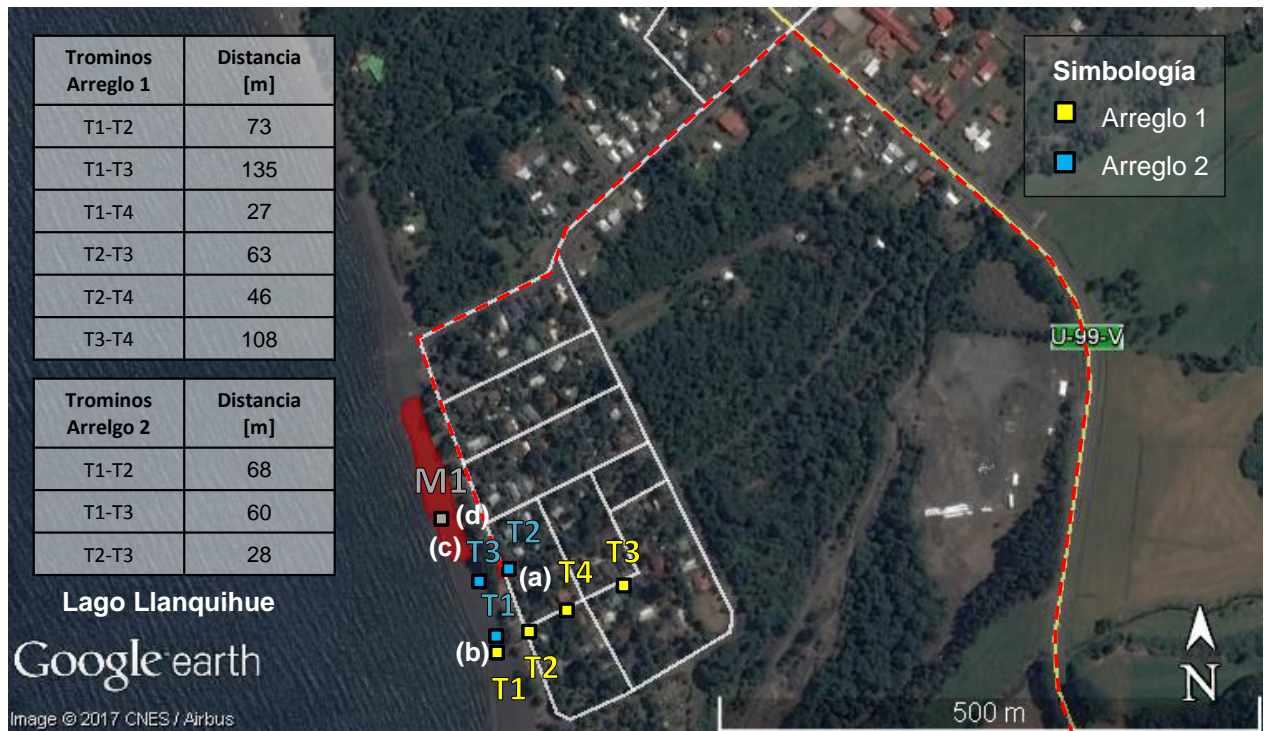


Figura 3. 21. Imagen en planta con las zonas donde posiblemente ocurrió la licuación (en rojo), el lugar donde se toma la muestra (M1), los dos arreglos realizados y los lugares donde se toman fotos en terreno (a, b, c y d).

Se realizaron dos arreglos pasivos utilizando trominos 3g (T1, T2, T3 y T4); un arreglo lineal (arreglo 1) y otro poligonal (arreglo 2). Las mediciones de ruido fueron de 20 minutos de duración con una frecuencia de muestreo de 128 Hz. Las distancias entre trominos durante las mediciones de cada ensayo se incluyen en la Figura 3.22 mientras que la instalación del primer arreglo de trominos se muestra en la Figura 3.23b. En la segunda medición el tromino T4 presentó problemas en la obtención de datos, razón por la cual no está incluido en la Figura 3.22.

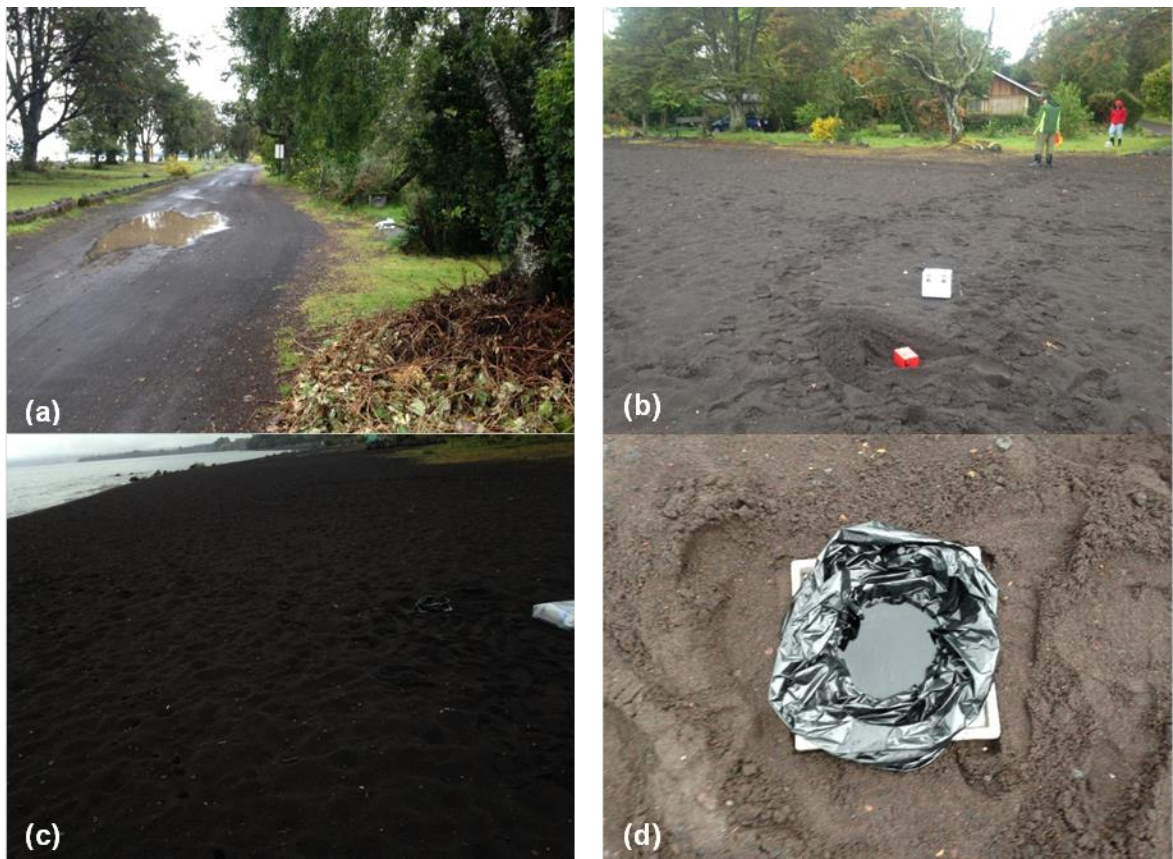


Figura 3. 22. Fotos de las mediciones en terreno. Lugar donde licuó en el terremoto del Maule 2010 (a); instalación de trominos para hacer mediciones de ruido (b); extracción de muestras en la playa del lago (c); vista en detalle del ensayo para obtener la densidad en terreno.

En terreno se pudo reconocer el camino peatonal donde hubo licuación en el terremoto del Maule Mw 8,8 y se estimó la zona donde hubo licuación en la playa en donde se reconoce que el suelo superficial está conformado por una arena media de color gris oscuro y compacidad media, de tamaño homogéneo con algunas gravas de 2 a 3,5 cm de diámetro dispersas. (Figuras 3.23a y 3.23c). Al igual que en el Lago Ranco, se realizó un ensayo de densidad en terreno utilizando agua, y un nylon impermeable (Figura 3.23d).

3.5.2 Resultados de Ensayos en Laboratorio

- **Ensayo de Granulometría**

El ensayo de granulometría realizado sobre la muestra extraída de la playa de Las Cascadas (denominada en laboratorio como LL-P) indica que el suelo tiene una clasificación SP, arena limpia mal graduada, de acuerdo al sistema de clasificación USCS. La forma de las partículas de arena varía de angular a sub-angular con un tamaño medio de 0,72 mm (Figura 3.24a) con algunas gravas aisladas en terreno de hasta 3,5 cm. La cantidad de finos de la muestra es menor al 1%.

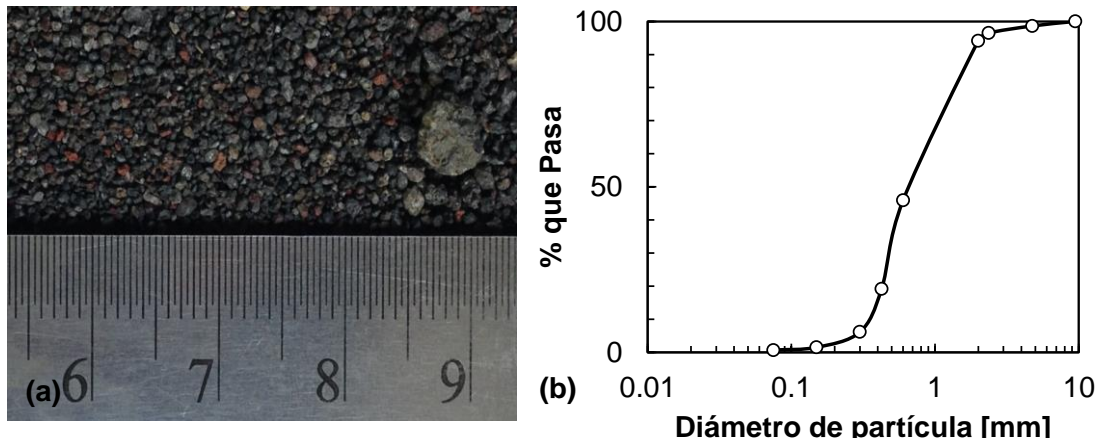


Figura 3. 23. (a) Muestra de suelo analizada en laboratorio; (b) curva granulométrica del suelo.

Cuando se compara la curva granulométrica obtenida con los límites propuestos por el código japonés para suelos mal graduados (MLIT, 2007) se observa que el suelo está dentro de los rangos de alta posibilidad de licuación y posibilidad de licuación. (Figura 3.25).

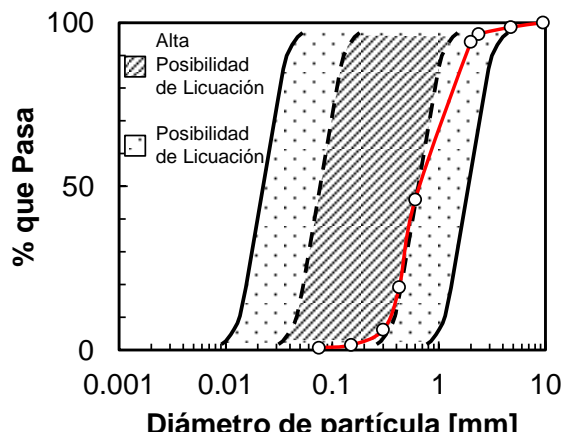


Figura 3. 24. Comparación de rangos de potencial de licuación propuestos por el código japonés MLIT (2007) y la curva granulométrica obtenida.

- **Peso Específico del Suelo**

El valor del peso específico es de 2,83 siendo alto en comparación al rango típico de las arenas (2,65-2,67). El peso específico tiene directa relación con la mineralogía del suelo, siendo el cuarzo ($G_s=2,65$) el mineral predominante en las arenas comunes (Lambe & Whitman, 1969). Sin embargo, como se menciona en la Sección 3.2, el suelo es de origen volcánico con una gran cantidad de componentes ferro-magnesianos que se caracterizan por su elevado peso específico y explican el elevado peso específico de la muestra.

- **Densidad *in situ* y Densidad Relativa D.R.**

La densidad *in situ* de la muestra extraída es de $\rho_t = 1,765 \text{ g/cm}^3$ con una humedad en terreno w del 10% lo que implica una densidad saturada equivalente a $\rho_{sat} = 2,04 \text{ g/cm}^3$. Los ensayos de densidad mínima ($\rho_{min} = 1,45 \text{ g/cm}^3$) y máxima ($\rho_{max} = 1,75 \text{ g/cm}^3$) permiten establecer la densidad relativa D.R. cuyo valor es del 53%.

- **Ensayo de Permeabilidad**

Se realizó un ensayo de permeabilidad de pared rígida (para suelo granular) a carga constante. El valor de la permeabilidad de la muestra de suelo es de $9 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ encontrándose en el límite inferior del rango esperado de las arenas. Las cargas utilizadas, la diferencia de alturas, las dimensiones de la probeta utilizada en cada ensayo y los resultados obtenidos se adjuntan en el Anexo A2.1

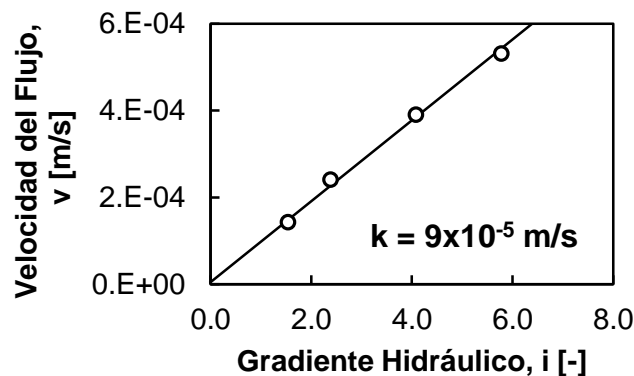


Figura 3. 25. Estimación de la permeabilidad del suelo mediante la Ley de Darcy

- **Ensayos Triaxiales No Drenados**

Se realizaron 3 ensayos de consolidación isotrópica no drenado con confinamientos iniciales de 1, 2 y 4 kg/cm^2 . Las probetas fueron confeccionadas siguiendo la misma metodología utilizada en la Sección 3.4.2. Se observa que el comportamiento de la muestra es dilatante en el rango de tensiones ensayadas evidenciado en una resistencia peak mayor a la resistencia última (Figura 3.27a); en las variaciones de presiones de poro negativas (Figura 3.27b) y en el comportamiento mostrado en los espacios $p'-q'$ y $e-\log p'$ (Figura 3.28).

El valor del ángulo de fricción último φ_{ult} es de 34° , mientras que el ángulo de fricción peak φ_{peak} es de 36° . La cohesión del suelo es nula en concordancia al comportamiento de las arenas limpias. Nuevamente se utilizó el método de Verdugo & Ishihara (1996) para obtener el índice de vacíos final post ensayo.

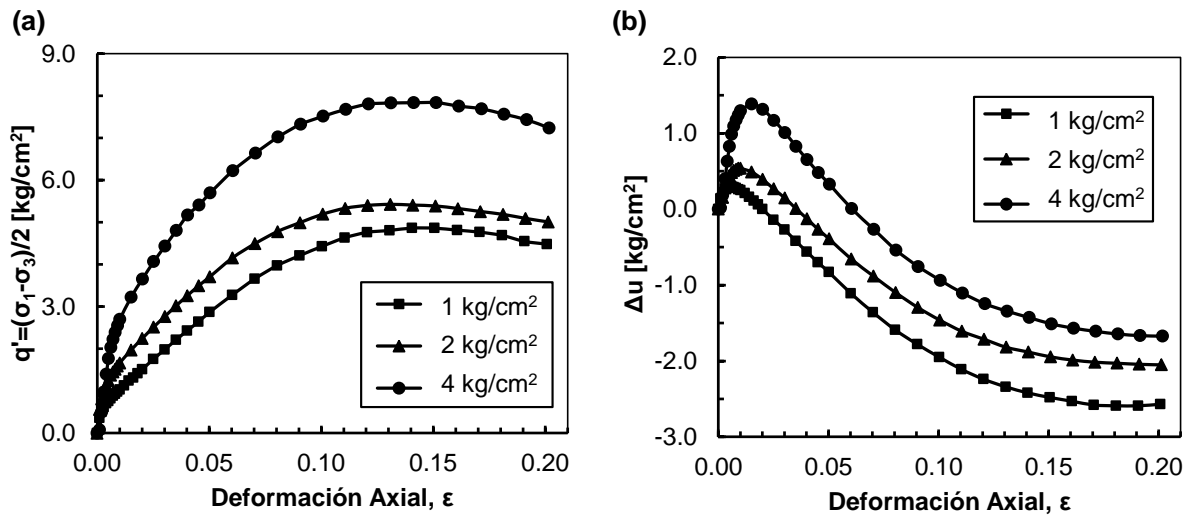


Figura 3. 26. (a) Esfuerzo de corte vs deformación axial; (b) variación de presión de poros vs deformación axial

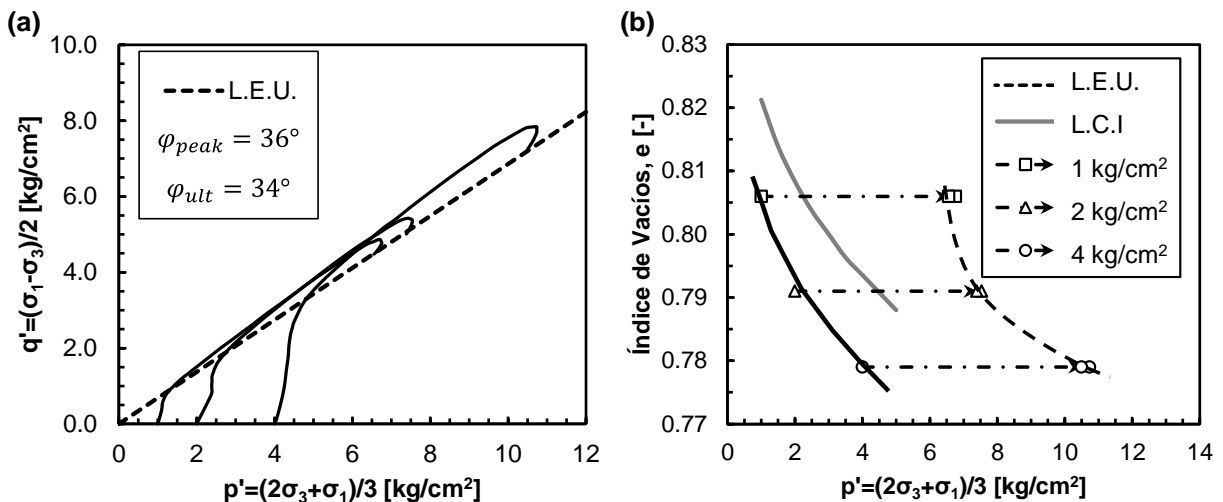


Figura 3. 27. (a) Determinación de la línea de estado último LEU en el espacio de tensiones p' - q' ; (b) línea de consolidación isotrópica LCI y LEU en el espacio e - p' .

Al igual que lo observado en la muestra del Lago Ranco (LR-M2) la curva LCI obtenida difiere de la LEU en el espacio e - p' . En la Figura 3.28b la LCI gris corresponde a la obtenida mediante el ensayo de consolidación isotrópica en un rango de tensiones de 1 a 5 kg/cm² mientras que la LCI negra es la transposición de la misma en los resultados de los ensayos monótonos. Esta diferencia se explica por diferencias en el D.R. inicial al momento de realizar el ensayo de consolidación isotrópica.

Se puede notar que existe una gran concordancia entre los resultados de los ensayos triaxiales monótonos y la LCI traspuesta. En la Figura 3.29 se muestran las imágenes de las probetas luego de ser ensayadas.

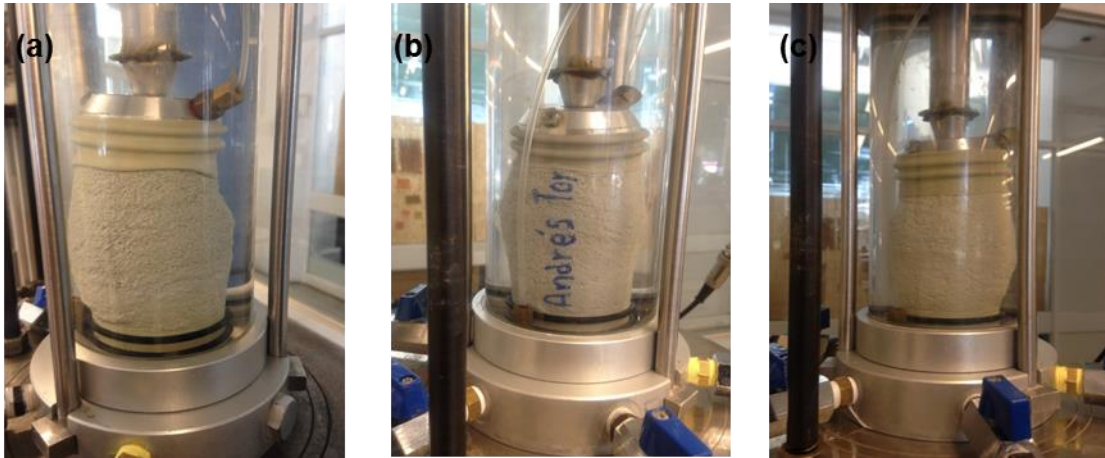


Figura 3. 28. Estado final de probeta luego de ser ensayada a: (a) 1 kg/cm²; (b) 2 kg/cm² y (c) 4 kg/cm²

Se realizaron 4 ensayos triaxiales cíclicos no drenados bajo un confinamiento isótropo de 1 kg/cm² con un D.R. de confección del 50% y se consideró que la muestra licua cuando alcanzó un 5% de deformación axial en doble amplitud $\varepsilon_{D.A.}$. La frecuencia de cada ciclo de carga es de 0,05 Hz, es decir que cada ciclo demoraba 20 s y se utilizaron cargas cíclicas de 0,4 (dos ensayos), 0,35 y 0,3 kg/cm². Los resultados de estos ensayos son incluidos en el Anexo A2.2. En general, las muestras ensayadas no llegaron al criterio de razón de poros $r_u = \Delta u / \sigma'_o = 1$ y cuando las muestras alcanzaban el 5% $\varepsilon_{D.A.}$ el valor de r_u varía en un rango de valores de 0,8 a 0,9. La Figura 3.30 muestra la curva de resistencia cíclica obtenida en laboratorio; es posible apreciar que está curva entrega altos valores de resistencia cíclica, posiblemente por la dilatancia encontrada en las muestras durante los ensayos.

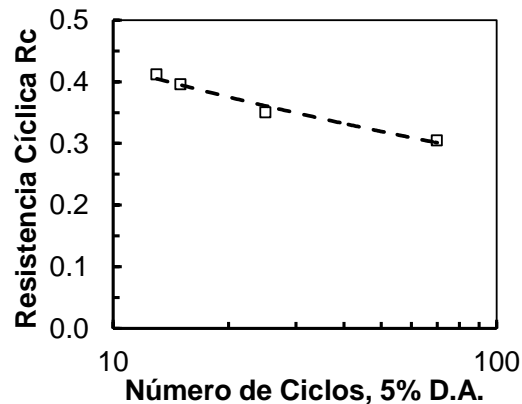


Figura 3. 29. Curva de resistencia cíclica obtenida en laboratorio CRR_{tx} . Se define licuación cuando la probeta alcanza una deformación $\varepsilon_{D.A.}$ del 5%.

La Figura 3.31 muestra un ejemplo de los resultados de un ensayo triaxial cíclico bajo una carga cíclica de $0,35 \text{ kg/cm}^2$ en donde es posible apreciar que la probeta no llega a una variación de presión de poros del 100%. La Tabla 3.2 muestra los detalles de la probeta confeccionada a un D.R. del 53%, siendo el D.R. de ensayo 53,2% determinado a partir del método de Verdugo & Ishihara (1996). El Rc se encuentra corregido por la diferencia de densidad relativa.

Tabla 3. 2. Ensayo a carga cíclica de $0,35 \text{ kg/cm}^2$

p'_0 [kg/cm^2]	1	B-value [-]	0,97
B.P. [kg/cm^2]	3	Rc [-]	0,349
<i>D. R.</i> _{ensayo} [%]	53,2	$N_{5\%D.A.}$ [-]	25

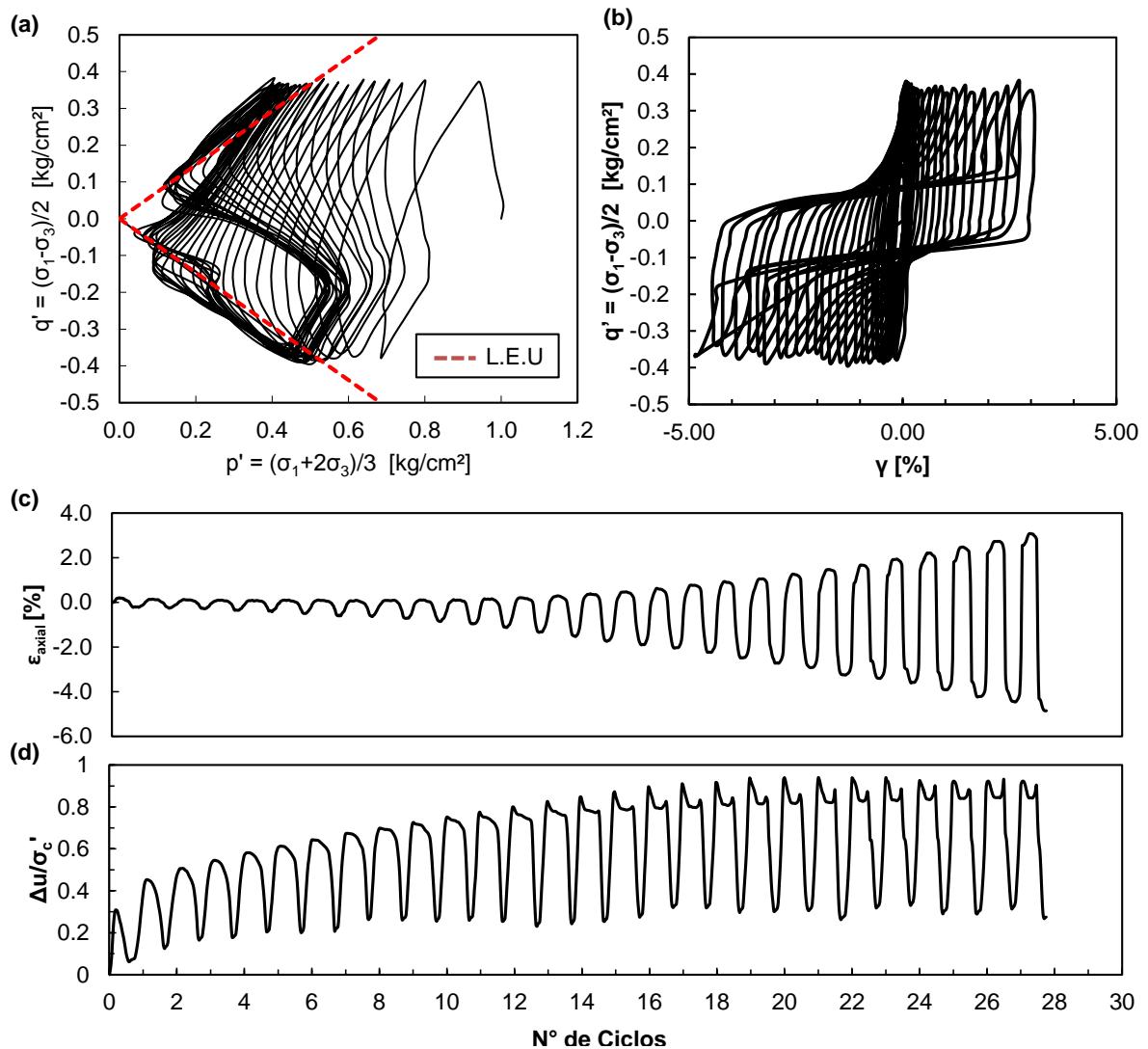


Figura 3. 30. Resultados de ensayo triaxial cíclico con $\Delta\sigma'/2$ de $0,35 \text{ kg/cm}^2$ y un σ'_c de 1 kg/cm^2 : (a) espacio p' - q' ; (b) espacio γ - q' ; (c) deformación axial ϵ_{axial} versus número de ciclos y (d) razón de presión de poros $r_u = \Delta u / \sigma'_c$ versus número de ciclos.

3.5.3 Resultados de Ensayos Geofísicos

- **Mediciones de H/V**

A partir de las mediciones realizadas en terreno y utilizando el software Geopsy se obtuvieron las razones H/V de la zona afectada siguiendo las recomendaciones vistas en la Sección 2.1.4.3. En la Figura 3.32 se puede apreciar que el suelo tiene una frecuencia fundamental de 0,45 Hz (T_0 igual a 2,22 s) y un peak marcado con una amplitud mayor a dos, lo que da cuenta de un suelo blando o poco rígido (Pastén, 2007) y que existe una alta impedancia entre el depósito sedimentario y la roca basal al igual que en la zona de estudio de Lago Ranco.

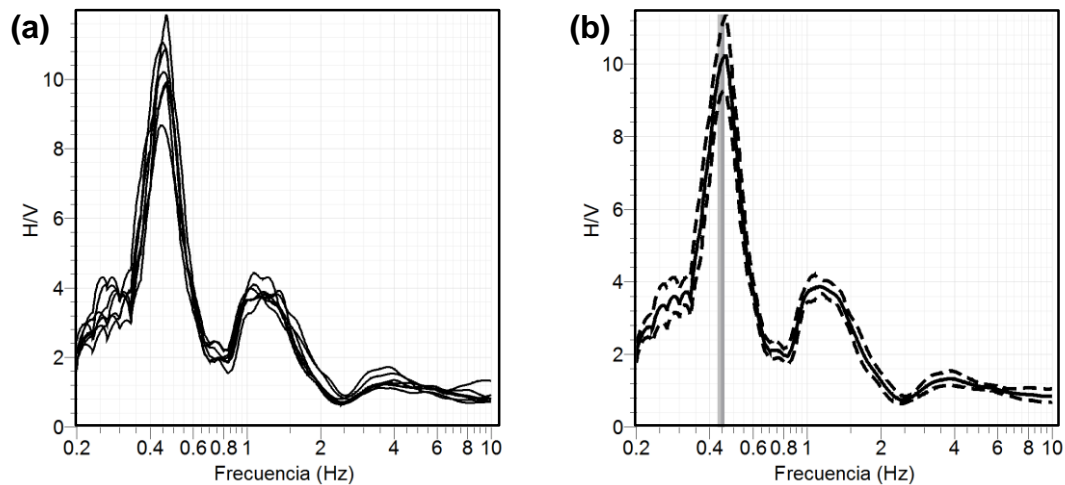


Figura 3. 31. Resultados de mediciones de la razón H/V, (a) promedio de mediciones entre pares de trominos; (b) promedio total con desviación estándar.

- **Obtención del Perfil de Velocidad de Onda de Corte V_s**

Siguiendo la metodología descrita en la Sección 2.1.4.4 se obtuvieron las curvas de dispersión asociada a los pares de sensores (Figura 3.33a), se sacaron los que presentaban y se obtuvo la curva objetivo promedio (Figura 3.33b). Como se dijo anteriormente, la profundidad máxima de inspección está dada por la distancia máxima de separación entre trominos, siendo esta igual a 135 m (Figura 3.22). Es por lo anterior, que se eligió un rango de frecuencias entre los 2,5 y 17 Hz, asegurando que la mayor longitud de onda sea de 120 m.

Se utilizó la misma metodología empleada en Lago Ranco para realizar la inversión y obtener el perfil V_s , es decir, se ocuparon como curvas objetivo en conjunto la curva de dispersión obtenida y la razón espectral H/V. Como se mencionó anteriormente, este procedimiento permite abarcar las características del depósito en un rango mayor de profundidades dada la forma de la razón espectral H/V y la característica de presentar un peak marcado en bajas frecuencias (menores a 1 Hz).

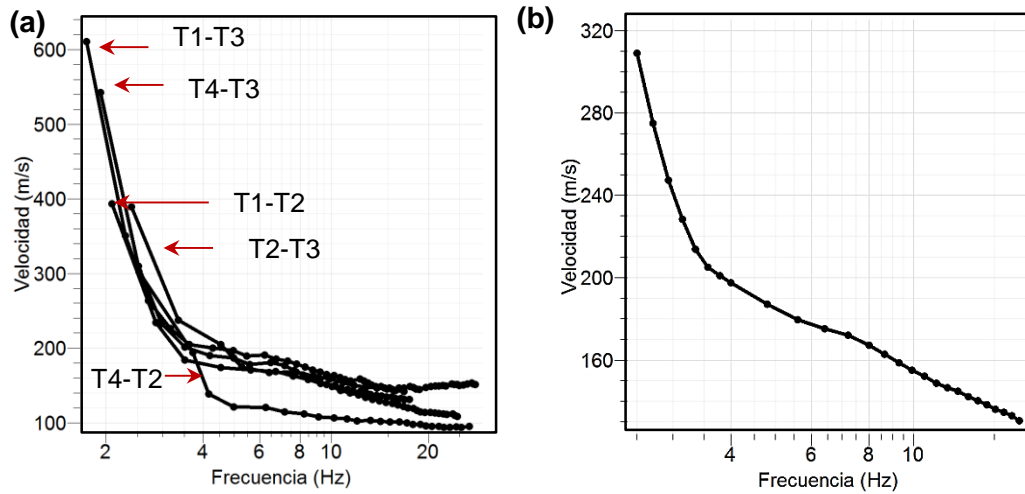


Figura 3. 32. Metodología para obtener curva de dispersión objetivo. (a) curvas de dispersión entre pares de sensores; (b) curva de dispersión objetivo

El mejor resultado obtenido se muestra en la Figura 3.34 junto a una tabla que especifica el número de estratos simulados, el espesor H de cada uno de ellos y la velocidad de onda de corte de ese estrato. La profundidad total del depósito es de 236 m, mientras que la velocidad de onda de corte de la roca basal es de aproximadamente 2300 m/s.

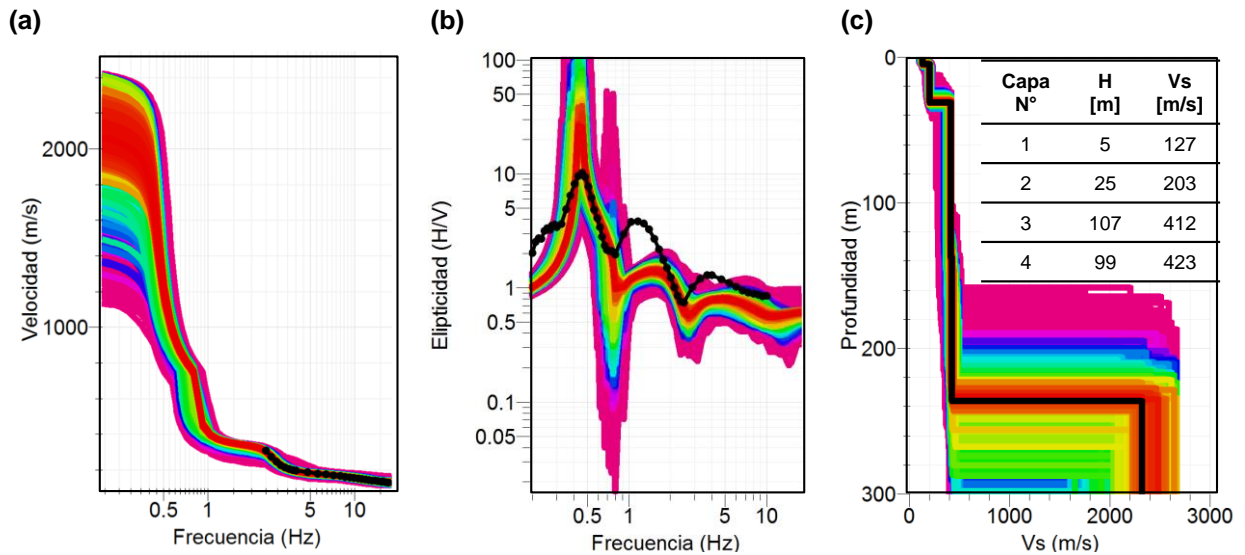


Figura 3. 33. Resultados de inversión mediante software Dinver; (a) curva de dispersión real y generada; (b) razón H/V real y generado; (c) perfil de v_s en profundidad generado junto a los valores de V_s y el espesor de cada estrato

3.6 Potencial de Licuación en el Lago Llanquihue

3.6.1 Mediante la Curva de Resistencia Cíclica

Como se mencionó en la Sección 2.1.3.3, para obtener la resistencia cíclica del suelo, es necesario conocer el número de ciclos equivalentes a un terremoto de magnitud M_w 8,8. Ya que la curva de resistencia cíclica en laboratorio se obtuvo a través de ensayos con amplitud constante es necesario convertir los ciclos irregulares de un sismo en ciclos uniformes. En la Figura 3.35 se muestra las curvas propuestas por Seed et al. (1975) junto a la experiencia chilena (González, 2015).

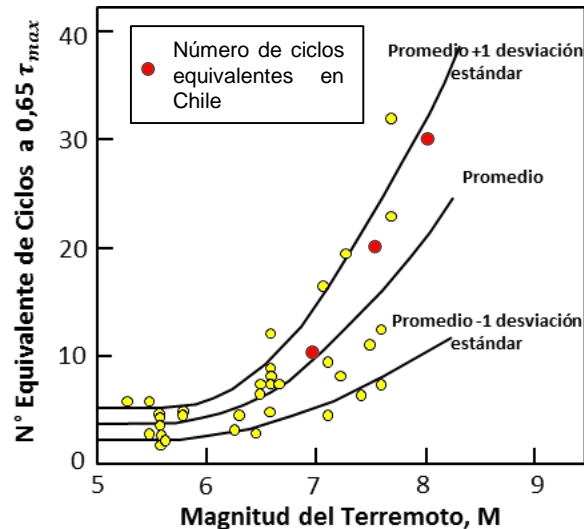


Figura 3. 34. Número de ciclos equivalentes propuestos por Seed et al. (1975) junto a los valores para Chile (Modificado de Gonzalez, 2015)

Es recomendable utilizar esta metodología para suelos potencialmente licuables ya que la magnitud de un sismo considera la cantidad de energía liberada por la zona de ruptura, siendo un valor único asociado a un movimiento telúrico, mientras que las aceleraciones son variables por sector, es decir, no hay una relación directa entre su magnitud y el número de ciclos. Dicho lo anterior, es posible ver que en la Figura 3.35 no existen datos para magnitudes mayores a 8, ante lo cual, siguiendo la curva promedio más una desviación estándar y utilizando un criterio conservador, González (2015) escoge un número de ciclos equivalentes igual a 40 ciclos, valor que será igualmente utilizado en este trabajo.

De la curva de resistencia cíclica obtenida en laboratorio de las muestras del Lago Llanquihue (Figura 3.30), se determina que para un número equivalente a 40 ciclos se tiene una resistencia cíclica CRR_{tx} de 0,326 y mediante la Ecuación 2.12 se tiene una resistencia en terreno CRR_t de 0,175. La sollicitación sísmica se determina mediante el método simplificado de Seed & Idriss (1971) a través de la Ecuación 2.6. De manera comparativa, se utilizó el coeficiente de reducción r_d propuesto Seed & Idriss (1971) (Ecuaciones 2.7 y 2.8) y el propuesto por Cetin et al. (2004) (Ecuación 2.9), para la obtención de la sollicitación cíclica CSR.

El potencial de licuación en profundidad fue calculado para los primeros 15 m de profundidad mediante la Ecuación 2.5. Es importante notar que el factor de magnitud de escala está considerado en el número equivalente de ciclos, mientras que el factor de corrección por confinamiento se recomienda utilizarlo cuando existen confinamientos mayores a 1 kg/cm^2 (Youd et al. 2001), situación que no ocurre en las profundidades de estudio en las cuales esta metodología es implementada.

Como se mencionó en la Sección 2.1.3.3, el suelo en estado natural está sometido a corte estático. Ya que las curvas de resistencia cíclica fueron obtenidas bajo una consolidación isótropa, se estima el factor de corrección por corte estático a través de las curvas propuesta por Harder y Boulanger (1997). Con un $\alpha = \tau_s / \sigma'_0 = 0,28$ y considerando una densidad relativa del 55%, mediante la Figura 2.9 se estima un valor de K_α equivalente a 1,1, de esta forma la resistencia cíclica es de 0,192. Las curvas de potencial de licuación en profundidad obtenidas mediante la curva de resistencia cíclica se muestran en la Figura 3.36 para distintos valores de aceleración máxima en superficie.

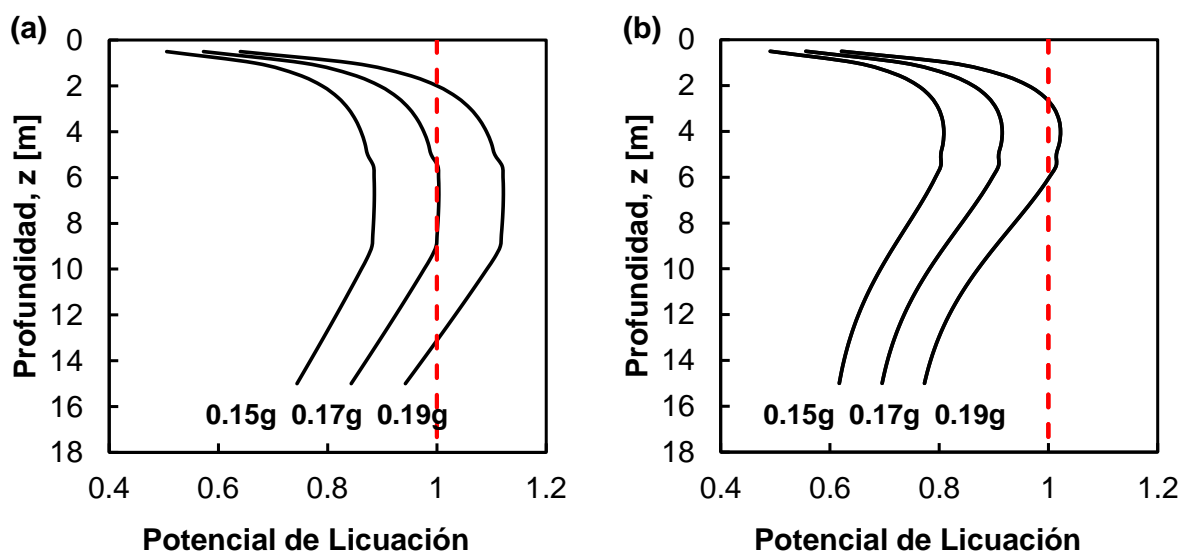


Figura 3. 35. Evaluación del potencial de licuación utilizando: (a) coeficiente de reducción propuesto por Seed & Idriss (1971) y (b) coeficiente de reducción propuesto por Cetin et al. (2004)

Las curvas obtenidas consideran dos estratos de suelo homogéneo cuyas densidades se infirieron a partir de la densidad en terreno ($\rho_{sat} = 2,04 \text{ g/cm}^3$) y del trabajo expuesto en el Capítulo 4.1; mientras que se consideró el nivel freático cercano a la superficie a una profundidad de 0,5 m. Es importante notar el efecto del coeficiente de reducción en la determinación del potencial de licuación no deja de ser relevante. El r_d propuesto por Seed e Idriss (1971) requiere de menores aceleraciones máximas en superficie para que un estrato sea potencialmente licuable, es decir, sigue un criterio más conservador que el coeficiente de reducción propuesto por Cetin et al. (2004).

3.6.2 Mediante el Uso de la Velocidad de Onda de Corte

Utilizando el perfil de velocidad de onda de corte en profundidad obtenido en la Sección 3.5.3, se estima el potencial de licuación mediante la velocidad de onda de corte corregida por el confinamiento V_{s1} . Se analizan los primeros 15 m de profundidad, con un V_s de 127 m/s en los primeros 5 m y V_s de 203 m/s de los 5 a los 15 m. A modo comparativo se obtienen las curvas de potencial de licuación mediante el método determinístico propuesto por Andrus y Stokoe (2000) y mediante el método probabilístico propuesto por Kayen et al. (2013), utilizando una probabilidad de licuación del 15% de acuerdo a lo visto en la Sección 2.1.3.4 para simular un análisis determinístico y poder comparar ambos métodos.

Las curvas de resistencia de Andrus y Stokoe (2000) fueron calibradas utilizando el r_d propuesto por Seed et al. (1971), mientras que las curvas probabilísticas de Kayen et al. (2013) fueron ajustadas utilizando el r_d propuesto por Cetin et al. (2004), por tanto, se utiliza el coeficiente de reducción correspondiente a cada metodología en el cálculo de la sollicitación cíclica mediante la Ecuación 2.6.

El factor de escalamiento por magnitud MSF es aplicado a ambos resultados. El factor MSF propuesto por Youd et al. (2001) (Ecuación 2.15) se utiliza solo en las curvas obtenidas por Andrus & Stokoe (2000) ya que el método de Kayen et al. (2013) incorpora el efecto de la magnitud en la Ecuación 2.16 utilizada para obtener la resistencia cíclica.

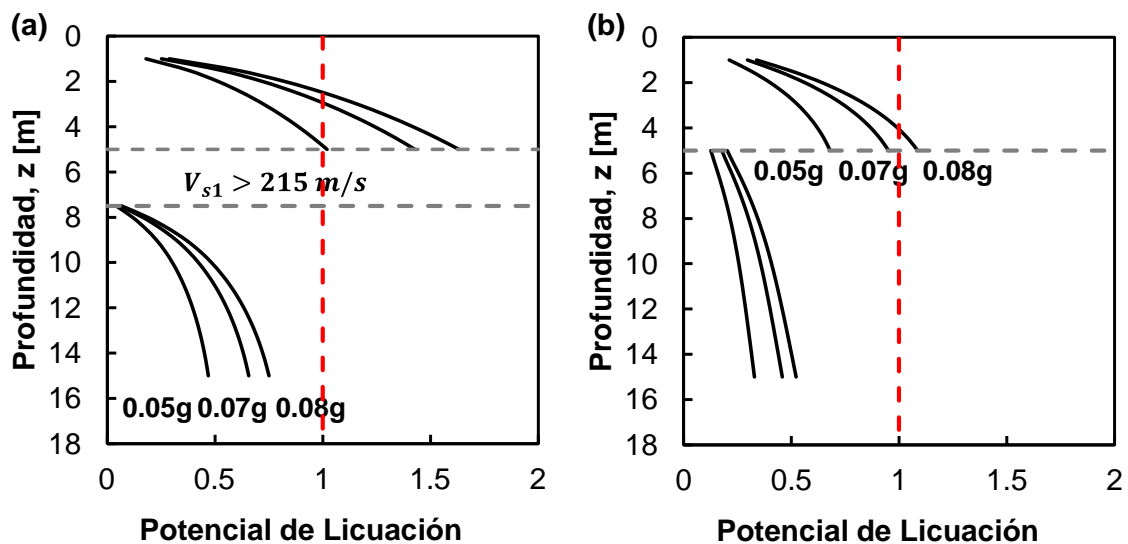


Figura 3. 36. Evaluación del potencial de licuación utilizando: (a) propuesta hecha por Andrus & Stokoe (2000) y (b) propuesta hecha por Kayen et al. (2013)

En la Figura 3.37 se muestran los resultados de la evaluación del potencial de licuación en profundidad mediante ambos métodos como función de la aceleración máxima en superficie.

En la Figura 3.37a se aprecian algunas de las limitaciones del método de Andrus & Stokoe (2000) como la indeterminación del potencial de licuación entre los 5 y los 7,5 m de profundidad producto de un V_{s1} mayor a 215 m/s y la rápida reducción del potencial de licuación cuando las velocidades se aproximan a 215 m/s (independiente la aceleración máxima, las curvas parten casi de un mismo valor a los 7,5 m).

De los resultados de la Figura 3.37, y de las curvas de las Figuras 2.6 y 2.12, se puede observar que el criterio de Andrus & Stokoe es más conservador que el método de Kayen et al. (2013) ya que en el rango de V_{s1} de 100 a 200 m/s, la curva propuesta por Andrus & Stokoe (2000) estima una menor resistencia cíclica que la propuesta por Kayen et al. (2013) y por consiguiente un mayor potencial de licuación para una misma sollicitación. Por otro lado, el coeficiente r_d de Cetin et al. (2004) se reduce más rápido en profundidad que el coeficiente propuesto por Seed et al. (1971). Finalmente, el factor de MSF utilizado en las curvas de Andrus & Stokoe (2000) tiene un valor de 0,725, menor que el utilizado implícitamente en el método Kayen et al. (2013) (Ecuación 2.17) y cuyo valor es de 0,81.

Utilizando V_{s1} como predictor de licuación, se necesitan menores aceleraciones máximas en superficie para gatillar licuación, un poco más de 0,05 g y 0,08 g utilizando las aproximaciones de Andrus & Stokoe (2000) y Kayen et al. (2013), respectivamente. Ambos valores están muy por debajo de las aceleraciones máximas necesarias de acuerdo a las curvas de resistencia cíclicas en laboratorio cuyas aceleraciones máximas en superficie son de al menos 0,17 g y 0,19 g.

Una gran variedad de autores han discutido las diferencias de los resultados de evaluación de licuación en laboratorio y en terreno. La redistribución de presiones de poro y el flujo ascendente de agua producto de un sismo son efectos que contribuyen al desencadenamiento de licuación y que no son tomados en cuenta en los ensayos de laboratorio (Dobry & Abdoun, 2015). Por otro lado el uso de una muestra de suelo superficial y remoldeada en los ensayos triaxiales cíclicos también pueden aumentar la resistencia cíclica obtenida en laboratorio. Como se mencionó anteriormente, siempre es recomendable utilizar muestras de suelo inalteradas para evaluar el potencial de licuación en laboratorio (Verdugo, 2005), lo cual es casi imposible desde un punto de vista práctico. En la Tabla 3.3 se muestran todos los parámetros utilizados en la obtención de las Figuras 3.36 y 3.37.

Tabla 3. 3. Parámetros utilizados para la obtención de la Figuras 3.36 y 3.37

Parámetros	Valores
Profundidad nivel freático	0.5 m
ρ_{sat} para $z \leq 5$ m	2,04 g/cm ³
ρ_{sat} para $5 \text{ m} < z \leq 15$ m	2,06 g/cm ³
V_s para $z \leq 5$ m	127 m/s
V_s para $5 \text{ m} < z \leq 15$ m	203 m/s

Nota: z representa la profundidad, en metros, desde la superficie.

3.7 Resumen de Resultados

En la Tabla 3.4 se muestran resumidos todos los parámetros obtenidos en el laboratorio y en los ensayos geofísicos para la muestra de Las Cascadas (LL-P), y las muestras de la Playa Calcurrupe (LR-M1 y LR-M2).

Tabla 3. 4. Resumen de las propiedades obtenidas mediante los ensayos de laboratorio y los ensayos geofísicos

Parámetro	LR-M1	LR-M2	LL-P
Clasificación USCS	SP	SP	SP
Peso específico, G_s [-]	2,7	2,67	2,83
Densidad en terreno, ρ_t [g/cm ³]	1,508	1,475	1,765
Humedad en terreno, w [%]	10	10	10
Densidad mínima, ρ_{min} [g/cm ³]	1,32	1,27	1,45
Densidad máxima, ρ_{max} [g/cm ³]	1,59	1,53	1,75
Densidad relativa, D.R. [%]	23	30	53
Permeabilidad, k [m/s]	-	-	9x10 ⁻⁵
Ángulo de fricción último, φ_{ult} [°]	-	36	34
Ángulo de fricción máximo, φ_{peak} [°]	-	40	36
Cohesión, c [kg/cm ²]	-	0	0
Coefficiente de recarga, κ [-]	-	0,048	0,056
Coefficiente de carga, λ [-]	-	0,18	0,12
Ángulo de transformación de fase, ϕ_{PT} [°]	-	33	29
Velocidad de onda de corte de los 30 primeros metros, V_{s30} [m/s]	185	185	184
Periodo predominante, T_0 [s]	2,5	2,5	2,22

4. MODELAMIENTO MEDIANTE OPENSEES®

Para la evaluación de licuación en las zonas de estudio, se utiliza el software OpenSees®, que permite modelar mediante elementos finitos la propagación de onda de corte producto de un sismo en una columna de suelo, estimando los esfuerzos efectivos y las presiones de poro generadas a lo largo de la columna. Por tratarse del lugar más alejado de la zona de ruptura, solo se hará el modelamiento de la localidad de Las Cascadas.

Para modelar correctamente la propagación de onda de corte se necesita conocer: (1) las características geotécnicas de todos los estratos que conforman la columna de suelo; (2) el registro de velocidad de entrada aplicado en la roca basal; (3) los parámetros de calibración que utiliza el modelo constitutivo y que ayudan a definir el comportamiento del suelo (dilatante y contractivo) durante la aplicación de fuerzas dinámicas.

Como se expone en la Sección 3.1, el registro más al sur disponible corresponde al de la estación acelerográfica de Valdivia. Este registro está condicionado por la respuesta de sitio de la zona mostrada por Alvarado & Valdebenito (2015) y por ello se utilizan los registros de aceleraciones medidos en afloramientos rocosos durante el terremoto del Maule Mw 8,8 que no incorporan los efectos propios de los depósitos de suelo (Anexo A.1). Los registros son procesados y escalados siguiendo leyes de atenuación que contemplan el régimen subductivo de los terremotos chilenos. Una vez escalados, los registros son traspasados a la roca basal.

A modo resumen, la Figura 4.1 muestra el procedimiento realizado para modelar la propagación de onda de corte por una columna de suelo y las condiciones asumidas para la modelación. Es importante señalar que en la modelación se asume un nivel freático en superficie ya que las licuaciones observadas fueron en zonas de playa cercanas a lagos.

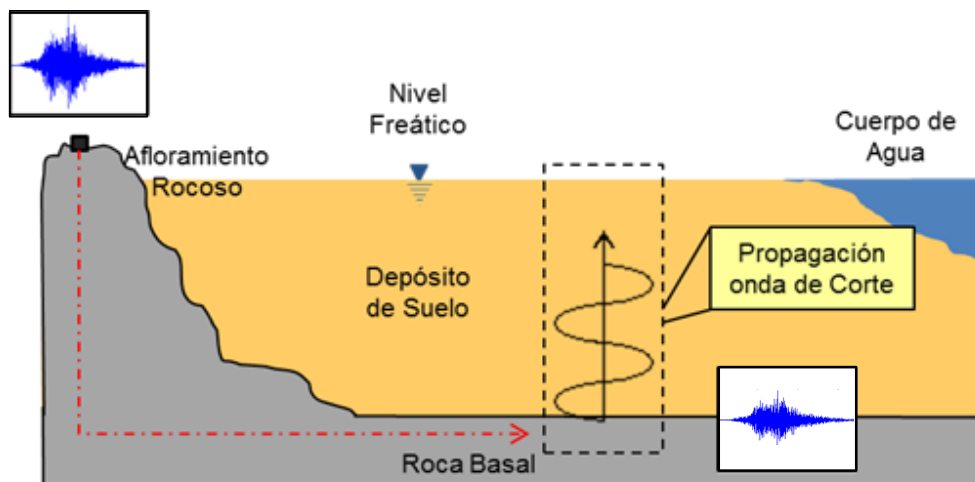


Figura 4. 1. Metodología para modelar la propagación de onda de corte representando las condiciones en terreno.

4.1 Perfiles de Suelo

Para definir la columna de suelo donde será propagada la onda de corte, se asume que todo el depósito está conformado por el mismo material. A través de un método iterativo, se calculan las densidades representativas de cada estrato. Primero se asume que la columna entera está saturada y con la misma densidad saturada obtenida en laboratorio $\rho_{sat} = 2,04 \text{ ton/m}^3$. Luego se obtienen los valores de la presión media efectiva p' de toda la columna. Utilizando el espacio $e-p'$ y asumiendo que la consolidación de la columna de suelo tiene la misma pendiente que la línea de consolidación isótropa hallada en laboratorio, se toma el esfuerzo medio efectivo del punto medio de cada estrato y se obtiene el valor del índice de vacíos asociado. Con el valor del índice de vacíos se vuelve a obtener la densidad saturada, se recalculan los esfuerzos medios y se obtienen nuevos índices de vacíos. El proceso continua hasta que convergen los resultados. En las Figuras 4.2a y 4.2b se muestra la línea de consolidación asumida para el modelo y el perfil de suelo generado.

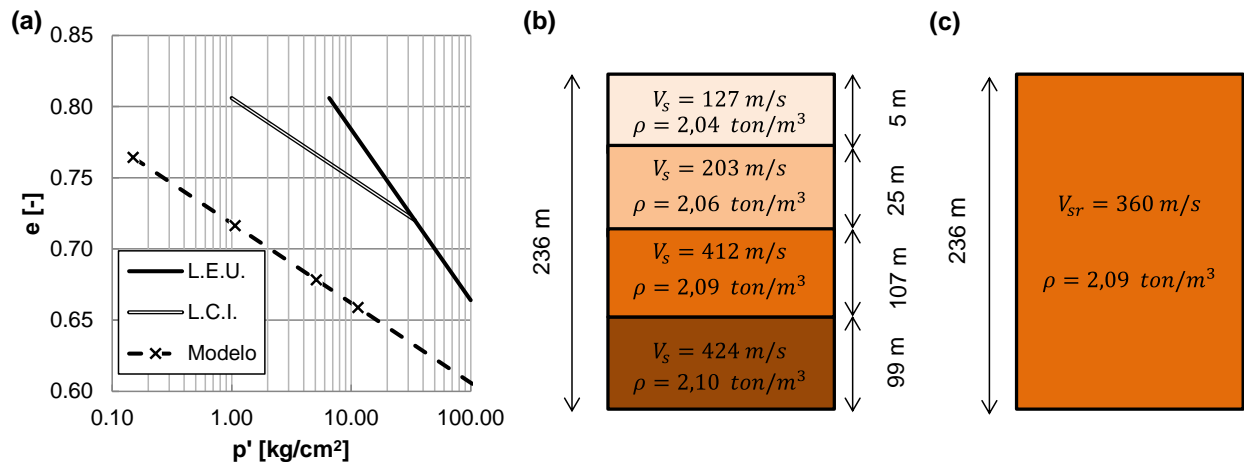


Figura 4. 2. (a) Líneas de consolidación isótropa (LCI) y de estado último (LEU) obtenidos en laboratorio en el espacio e -log p' junto a la consolidación asumida para el modelo; (b) columna de suelo modelada conformada por 4 estratos con sus respectivos espesores, velocidad de onda de corte y densidad representativa; (c) columna de suelo conformada por un estrato equivalente con su respectiva velocidad de onda de corte y densidad representativa

Para estudiar el efecto del cambio de la velocidad de onda de corte en los distintos estratos, se propone el análisis, además, de otro perfil de suelo equivalente al encontrado, con una velocidad de onda de corte de referencia V_{sr} para toda la columna de 360 m/s con una densidad de $2,09 \text{ ton/m}^3$. En este trabajo se hará referencia a la primera columna como modelo de capas, y a la segunda columna como modelo equivalente (Figura 4.2c).

4.2 Registros de Aceleración de Entrada

Las estaciones en afloramientos rocosos que registraron el terremoto del Maule Mw 8,8 corresponden a estaciones de Convento Viejo (CV), Melado (M), Rapel (Ra), Roble (Ro), Santa Lucía (SL), Tórtolas (To) y Valparaíso en la Universidad Técnica Federico Santa María (VU). En el resto de este trabajo se utilizará las siglas abreviadas para referirse a cada uno de los registros en roca. En las Figuras 4.3 y 4.4 se muestran los registros y sus espectros de respuesta por dirección, normalizados por su aceleración máxima PGA.

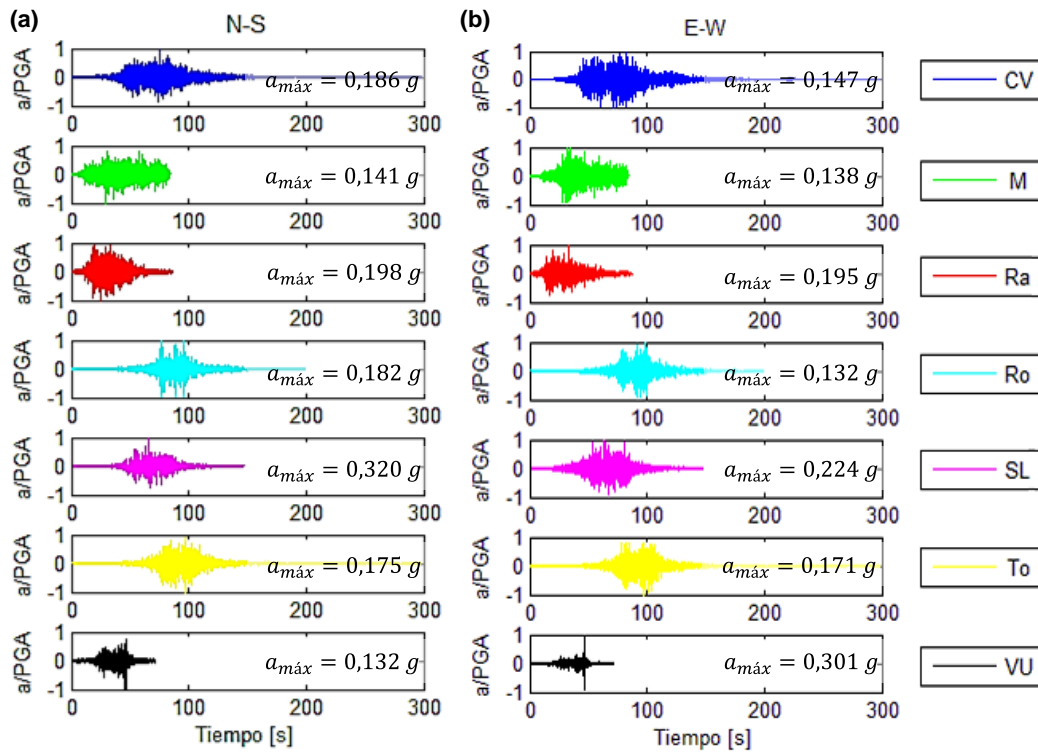


Figura 4. 3. Registros en roca del terremoto del Maule Mw 8,8, normalizados por la aceleración máxima PGA (a) componente E-W; (b) componente N-S

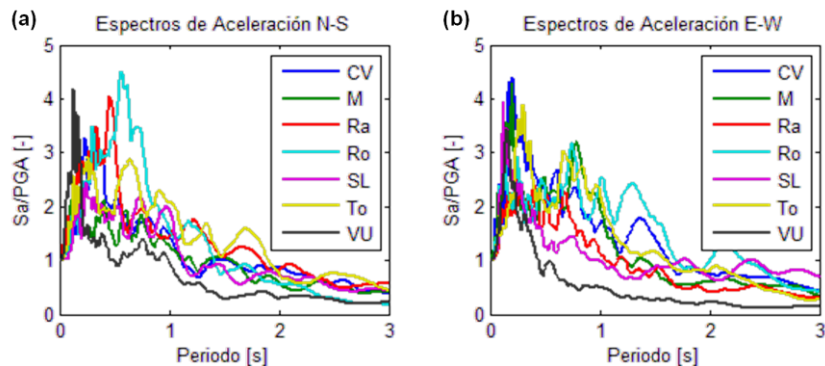


Figura 4. 4. Espectros de aceleración de los registros en roca, normalizados por su aceleración máxima PGA; (a) componente E-W; (b) componente N-S

Es posible observar que los registros más largos corresponden a CV y To, mientras que los más cortos son M, Ra y VU, siendo este último parecido a un impulso en la componente E-W. De los espectros de aceleración normalizados por el PGA es importante destacar que en la componente E-W los peaks se encuentran en un rango de períodos que va de los 0,12 a los 0,3 s, con algunos registros como Ro, M y To con un doble peak marcado mientras que en la componente N-S este rango es más amplio destacando Ro con un peak a los 0,56 s.

Si bien se dispone de los registros de aceleración en roca, estos tienen un PGA y aceleraciones asociadas al lugar donde están ubicadas las estaciones. Por ello, se utilizan las curvas de atenuación propuestas por Contreras & Boroschek (2012) e Idini et al. (2017), que contemplan el régimen de subductivo chileno, para estimar la aceleración máxima en superficie rocosa que podría haberse registrado en Las Cascadas producto de un terremoto de magnitud Mw 8,8. Por simplicidad, las curvas de atenuación propuestas por Contreras & Boroschek (2012) e Idini et al. (2017) serán denominadas por las siglas CB12 e I17 respectivamente. En general, las curvas de atenuación son dependientes de la distancia a la zona de ruptura, de la magnitud de momento Mw, de la profundidad del evento sísmico y si hay suelo o roca en superficie. En particular la curva de atenuación I17 puede diferenciar entre el tipo de evento sísmico (terremoto intraplaca o interplaca) y entre el tipo de depósito mediante el V_{s30} y el período predominante de vibración del suelo.

Utilizando una distancia a la zona de ruptura de 350 km, una profundidad del evento sísmico de 28,1 km y una magnitud Mw de 8,8 se obtienen los espectros de aceleración en roca mediante ambos método. Los espectros de aceleraciones máximas obtenidos difieren en forma, pero presentan un PGA similar a 0,05 g (Figura 4.5a).

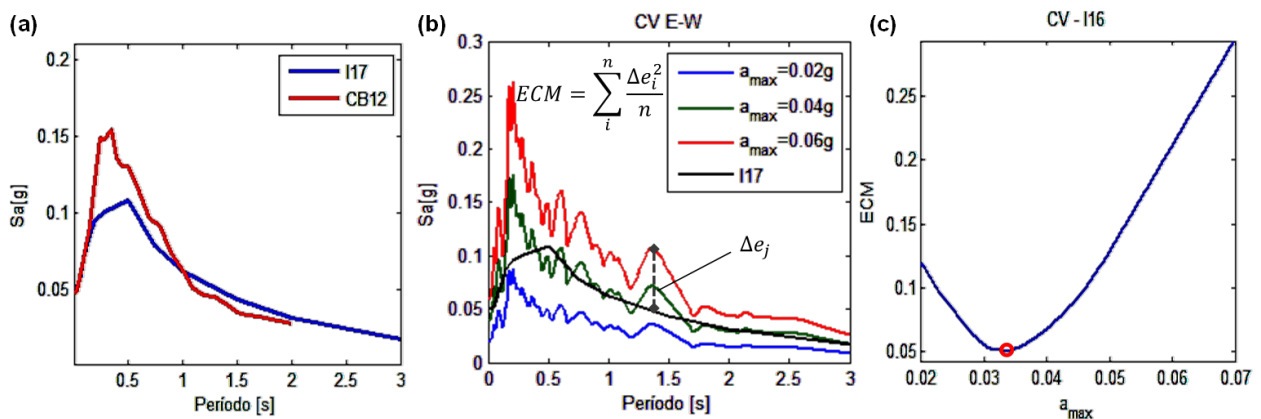


Figura 4. 5. (a) Espectros de aceleración en roca a una distancia a la zona de ruptura de 350 km utilizando las curvas de atenuación CB12 e I17; (b) metodología para obtener aceleración máxima en roca; (c) Error cuadrático medio (ECM) en función de la aceleración máxima en superficie del espectro de respuesta, en círculo rojo se indica aquella aceleración que tiene el menor ECM

Para definir el registro de velocidad que será usado en las modelaciones, se toman los espectros de aceleración por componente de cada registro y se obtiene el error cuadrático medio ECM entre el espectro de aceleración propuesto por CB12 e I17 y los espectros de aceleración escalados a un rango de aceleraciones máximas en superficie $a_{m\acute{a}x}$ de 0,02 a 0,07 g.

$$ECM = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta e_i^2}{n} \quad (4.1)$$

En la Ecuación 4.1 se muestra la expresión para calcular el error cuadrático medio ECM de cada registro, dónde Δe_i es la diferencia entre el espectro de aceleración escalado y el espectro propuesto por CB12 e I17 para un período en específico; y n representa el número de puntos comparados (Figura 4.5b). La aceleración máxima que tenga el menor ECM entre espectros de aceleración será el valor con que deba ser escalado cada registro (Figura 4.5c).

Tabla 4. 1. Aceleración máxima en superficie rocosa por dirección con el menor error cuadrático medio asociado utilizando las curvas de atenuación CB12 e I17

Estación Acelerográfica	Contreras & Boroschek (2012)				Idini et al. (2017)			
	E-W		N-S		E-W		N-S	
	$a_{m\acute{a}x}$ [g]	ECM [g]	$a_{m\acute{a}x}$ [g]	ECM [g]	$a_{m\acute{a}x}$ [g]	ECM [g]	$a_{m\acute{a}x}$ [g]	ECM [g]
Convento Viejo (CV)	0,041	0,049	0,051	0,052	0,034	0,039	0,043	0,036
Melado (M)	0,044	0,098	0,053	0,095	0,033	0,052	0,044	0,065
Rapel (Ra)	0,059	0,069	0,042	0,072	0,046	0,021	0,038	0,031
Roble (Ro)	0,039	0,094	0,04	0,082	0,037	0,042	0,039	0,049
Santa Lucía (SL)	0,066	0,097	0,055	0,062	0,047	0,045	0,043	0,039
Las Tórtolas (To)	0,04	0,088	0,044	0,093	0,038	0,048	0,043	0,055
USM (VU)	0,08	0,167	0,081	0,179	0,048	0,125	0,048	0,101

En la Tabla 4.1 se puede ver las aceleraciones máximas en superficie por dirección asociadas al menor ECM. En general, la curva de aceleraciones máximas propuesta por CB12 para la zona de estudio tiene un mayor error asociado que la curva propuesta por I16, del mismo modo las aceleraciones máximas obtenidas mediante I16 están por debajo de los 0,05 g, mientras que con CB12 se llega a valores de 0,08 g. En la Figura 4.6 se muestran los resultados de los espectros escalados.

Una vez escalados los registros a las aceleraciones máximas obtenidas, se llevan desde el afloramiento rocoso a la roca basal mediante la función de transferencia de 1D para un medio visco-elástico. Utilizando las propiedades de cada estrato del modelo de capas y asumiendo un amortiguamiento del 5%, se obtiene la función de transferencia entre el afloramiento rocoso y la roca basal dada por la Ecuación 4.2 a, b y c, siendo H el espesor de cada estrato, Δ la impedancia entre cada uno y n el número de estratos. El valor promedio es de 0,85 (Figura 4.7) y este valor será utilizado en todos los registros para pasar de un afloramiento rocoso a la roca basal.

$$Aab = (E_{n+1} + F_{n+1})/2E_{n+1} \quad (4.2a)$$

$$E_j = 0.5 \cdot [E_{j-1}(1 + \Delta_{j-1}) \cdot e^{ik_{j-1}H_{j-1}} + F_{j-1}(1 - \Delta_{j-1}) \cdot e^{-ik_{j-1}H_{j-1}}] \quad (4.2b)$$

$$F_j = 0.5 \cdot [E_{j-1}(1 - \Delta_{j-1}) \cdot e^{-ik_{j-1}H_{j-1}} + F_{j-1}(1 + \Delta_{j-1}) \cdot e^{ik_{j-1}H_{j-1}}] \quad (4.2c)$$

Finalmente los registros de aceleración en roca basal son integrados mediante el método trapezoidal para obtener los registros de velocidad que serán aplicados en la base de la columna de suelo.

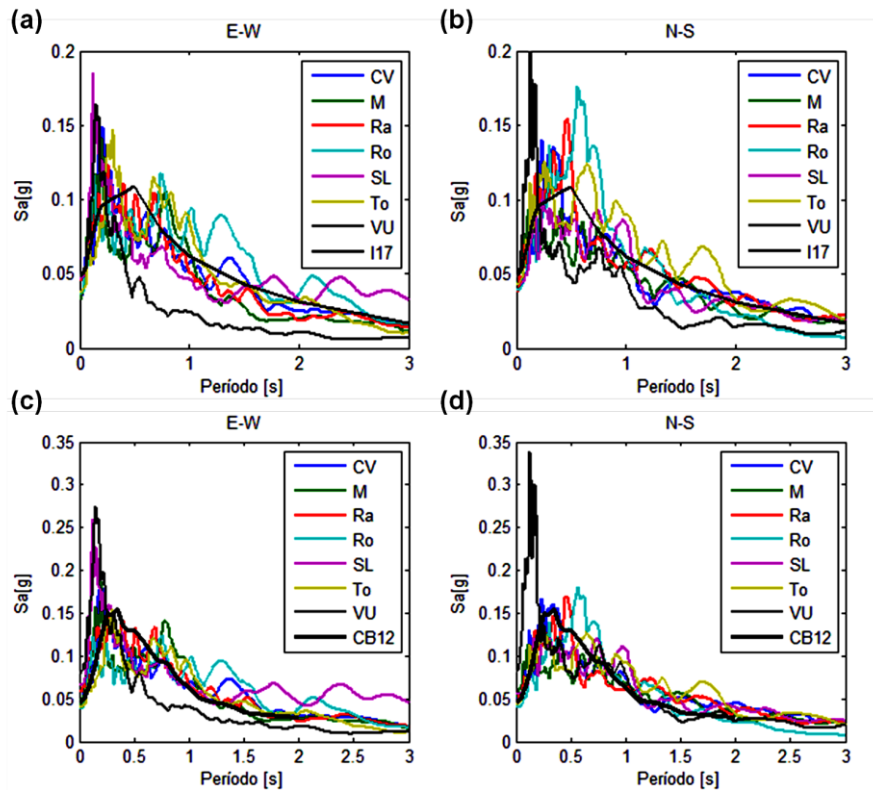


Figura 4. 6. Espectros de aceleración de respuesta ajustados a curvas I16: (a) componente E-W; (b) componente N-S; y ajustados a curvas CB12: (c) componente E-W; (d) componente N-S

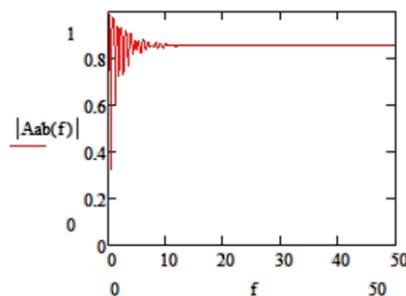


Figura 4. 7. Función de transferencia en 1D de un medio visco-elástico entre afloramiento rocoso y roca basal

4.3 Calibración Mediante Ensayos de Laboratorio

4.3.1 Calibración de Parámetros

Las ecuaciones 2.21a y 2.21b mostradas en la Sección 2.2.4 dependen de los parámetros de calibración c_1 , c_2 , c_3 , d_1 , d_2 y d_3 . En esta sección se explica la influencia de cada parámetro y su calibración mediante los ensayos triaxiales cíclicos realizados en el laboratorio. Como se mencionó anteriormente, el comportamiento del suelo en la zona contractiva (bajo la línea de transformación de fase) está gobernado por los parámetros c_1 , c_2 y c_3 , mientras que en la zona dilatante (sobre la línea de transformación de fase) el comportamiento está gobernado por los parámetros d_1 , d_2 y d_3 . Si bien los desarrolladores del modelo proponen valores para estas constantes de acuerdo a la densidad relativa del suelo granular, estos deben ser calibrados para simular correctamente el comportamiento de cada suelo.

La generación de presión de poros y la tasa de contracción y dilatación de las deformaciones están controladas por los parámetros c_1 y d_1 , respectivamente. El parámetro c_1 es el principal controlador del aumento de presión de poros en cada ciclo. Un valor bajo de c_1 implica una baja acumulación de deformaciones, y por ende, un lento aumento de presiones por cada ciclo de carga. Para visualizar la influencia del parámetro c_1 se varía en un rango de 0,001 a 0,4, siendo este último el valor recomendado para suelos muy sueltos. En la Figura 4.8 se muestra el efecto sobre la generación de presión de poros y las deformaciones axiales acumuladas de la simulación de un ensayo triaxial cíclico bajo una amplitud de esfuerzo de corte de $0,35 \text{ kg/cm}^2$ y con un confinamiento de 1 kg/cm^2 . En las siguientes Figuras los resultados en color azul representan los obtenidos mediante laboratorio y en color verde las simulaciones realizadas.

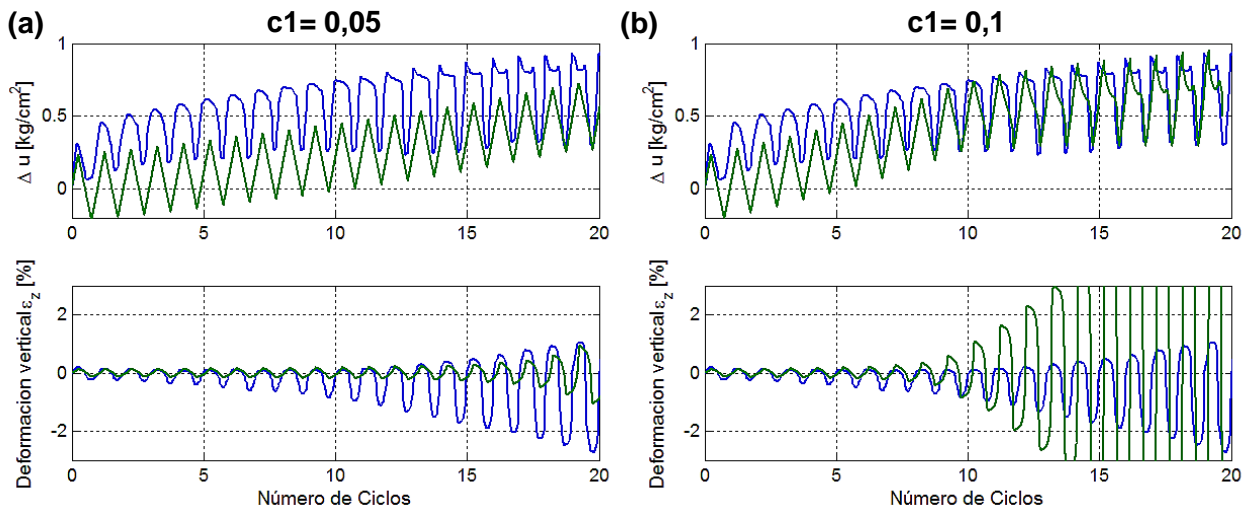


Figura 4. 8. Variación de presión de poros y la deformación axial en función del número de ciclos. Comparación de resultados de laboratorio (curva azul) y simulaciones numéricas (curva verde), considerando (a) $c_1= 0,05$ y (b) $c_1= 0,1$.

Del mismo modo se varían el parámetro d_1 entre 0,01 y 0,4, siendo 0,3 el valor recomendado por los desarrolladores para suelos dilatantes. El parámetro d_1 controla la generación de presión de poros y la acumulación de la deformación por corte para cada ciclo cuando los estados de esfuerzos se encuentran por sobre la línea de transformación de fase. A mayor valor de d_1 , menor es la variación de presión de poros y acumulación de deformaciones por ciclo. En la Figura 4.9 se muestra la influencia de este parámetro en el espacio $\gamma - q$.

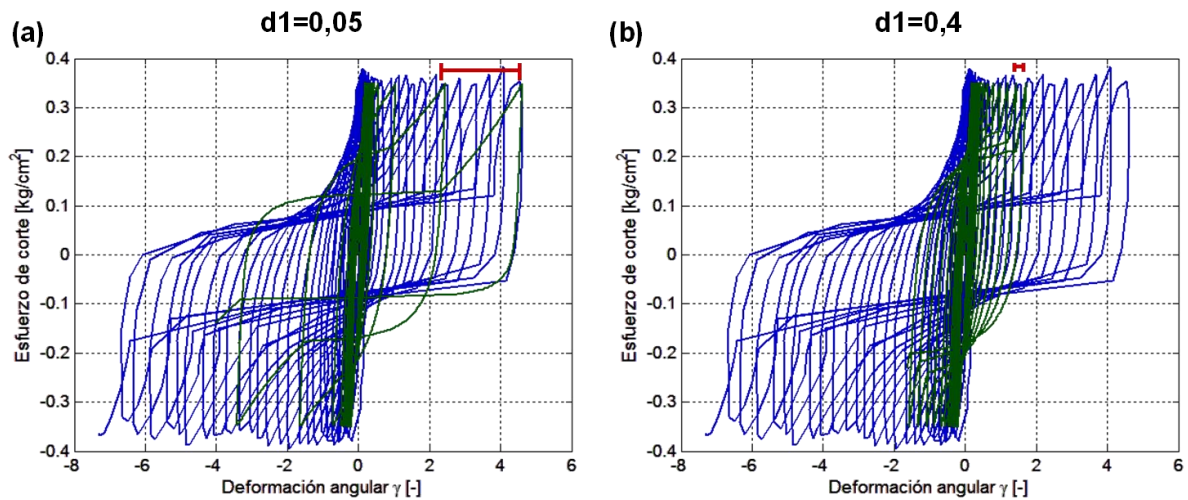


Figura 4. 9. Influencia del parámetro d_1 en la acumulación de deformaciones por corte. Comparación de resultados de laboratorio (curva azul) y simulaciones numéricas (curva verde), considerando (a) $d_1= 0,05$ y (b) $d_1= 0,4$.

Los parámetros c_2 y d_2 toman en cuenta el daño de fábrica que experimenta el suelo tras cada ciclo de carga. El parámetro c_2 controla el efecto de fábrica del material en la zona contractiva y que tan cerca llegan las tensiones efectivas al cero absoluto. Mientras mayor es el valor de este parámetro, más cerca las tensiones efectivas pueden llegar al origen en el espacio p - q . No tiene influencia sobre la generación de presión de poros en la parte contractiva. Para estudiar este parámetro se varían sus valores de 0,1 a 5,0, siendo 5,0 el propuesto por los desarrolladores. El parámetro d_2 toma en cuenta el daño de fábrica en la zona dilatante, un mayor d_2 implica mayores deformaciones por corte cada vez que los estados de esfuerzo pasen la línea de transformación de fase.

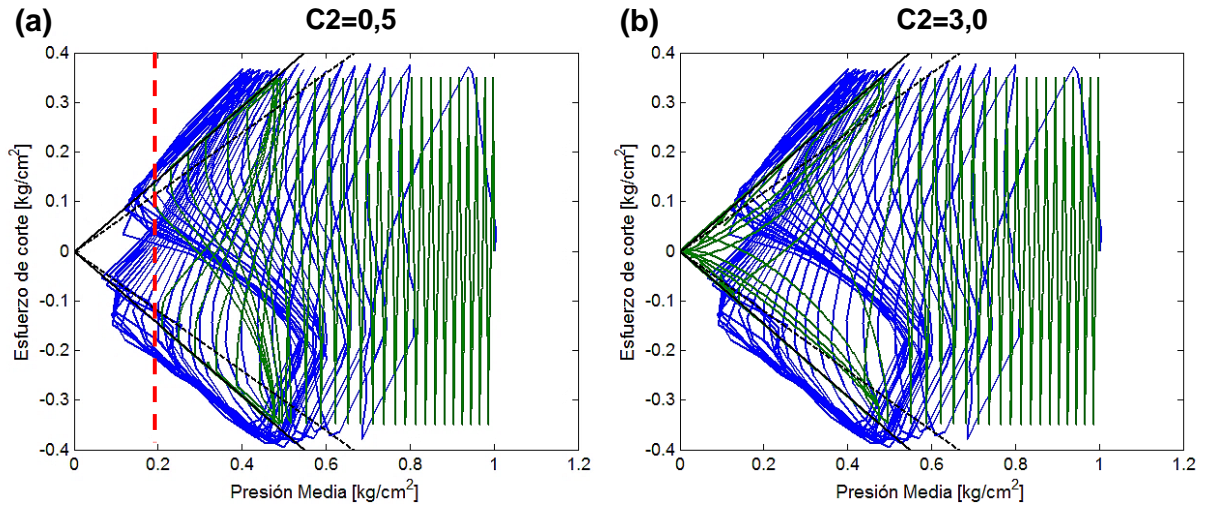


Figura 4. 10. Influencia del parámetro c_2 en esfuerzos efectivos del espacio p' - q' . Comparación de resultados de laboratorio (curva azul) y simulaciones numéricas (curva verde), considerando (a) $c_2= 0,5$ y (b) $c_2= 3,0$

Los parámetros c_3 y d_3 , dan cuenta del efecto de la sobrecarga en la licuación. De acuerdo a la Ecuación 2.21a el efecto del parámetro c_3 puede aumentar o reducir la tasa de contracción si la expresión $\left(\frac{p'+p'_0}{p_{atm}}\right)$ es mayor o menor que 1. Más complicado se torna evaluar el efecto de d_3 por su signo negativo. Si bien no se realizó un estudio directo sobre los parámetros d_2 , c_3 y d_3 , la Figura 4.11 muestra los efectos de los parámetros d_2 y c_3 , obtenidos de Khosravifar (2012).

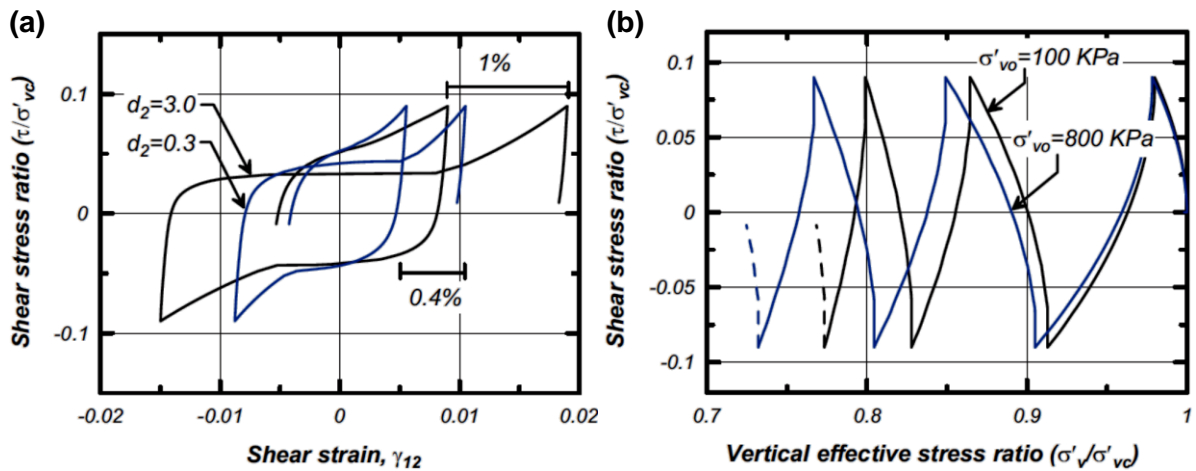


Figura 4. 11. (a) Efecto del parámetro d_2 en el espacio de esfuerzo de corte normalizado – deformación (b) efecto del parámetro c_3 en el espacio $\tau - \sigma'$ normalizado. (Khosravifar, 2012)

Las calibraciones serán hechas a partir de ensayos triaxiales cíclicos. De la Figura 4.12 se observa que la línea de transformación de fase se alcanza al noveno ciclo, mismo en el cual (Figura 4.13) se tiene una deformación axial ε_{DA} del 1% aproximadamente.

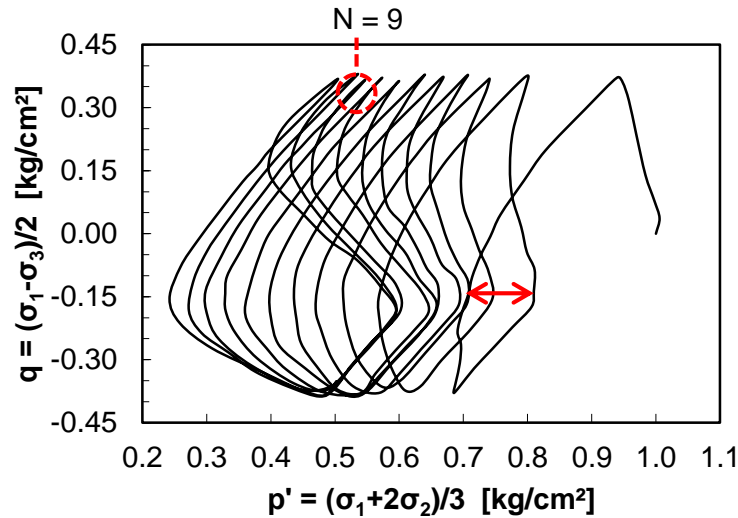


Figura 4. 12. Resultados de ensayo triaxial cíclico con un σ'_0 de 1 kg/cm² y esfuerzo de corte de 0,35 kg/cm² en el espacio p'-q

Del mismo modo, al llegar al ciclo 23, se tiene una deformación ε_{DA} del 5% y una razón de presión de poros de 0,9, aproximadamente (Figura 4.13). A partir de estos valores es que se eligen las constantes de calibración c1, c2, c3, d1, d2 y d3. En el trabajo de calibración se decide dejar los valores de d2 y c3 en 3,0 y 0,15 como lo recomiendan los desarrolladores del modelo, mientras para el parámetro d3 se elige un valor de 0, dejando el efecto del sobrecarga solamente en el parámetro c3 (Khosravifar, 2012).

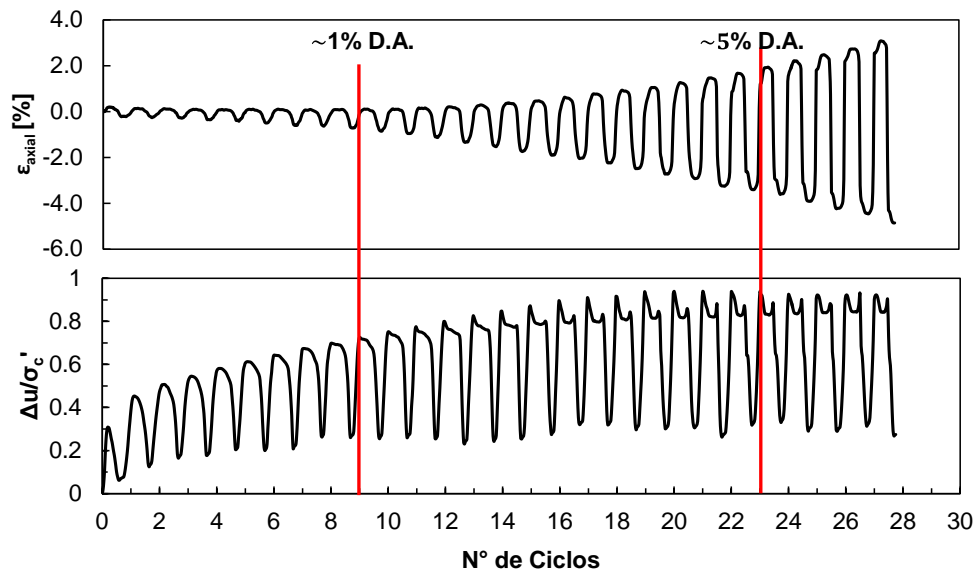


Figura 4. 13. Resultados de ensayo triaxial cíclico con un σ'_0 de 1 kg/cm² y esfuerzo de corte de 0,35 kg/cm².

Las Figuras 4.14 y 4.15 muestran los resultados finales de la calibración. Los valores de todos los parámetros estimados mediante los ensayos de laboratorio, ensayos geofísicos y de la calibración en la Tabla 4.2.

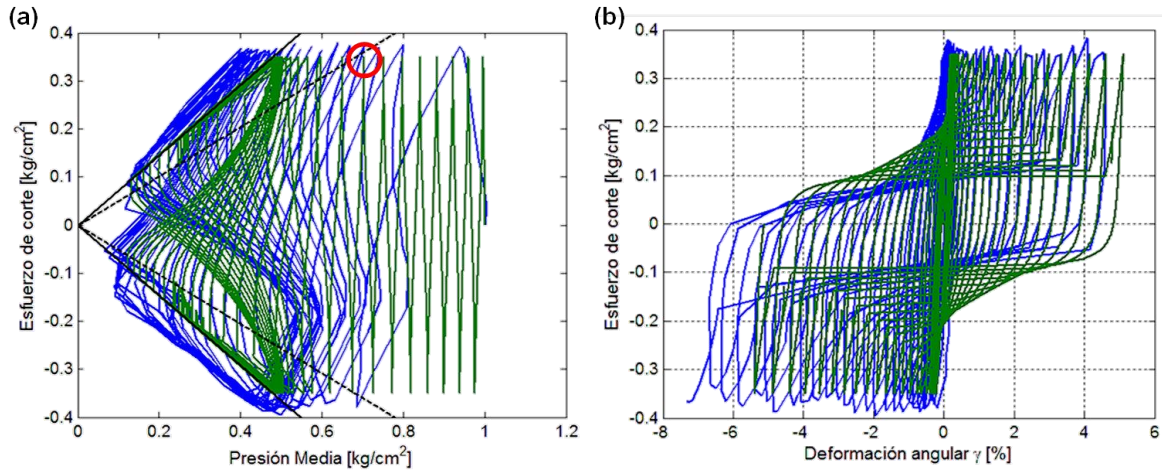


Figura 4. 14. Resultados de la calibración de parámetros; (a) espacio p'-q; (b) espacio $\gamma - q$

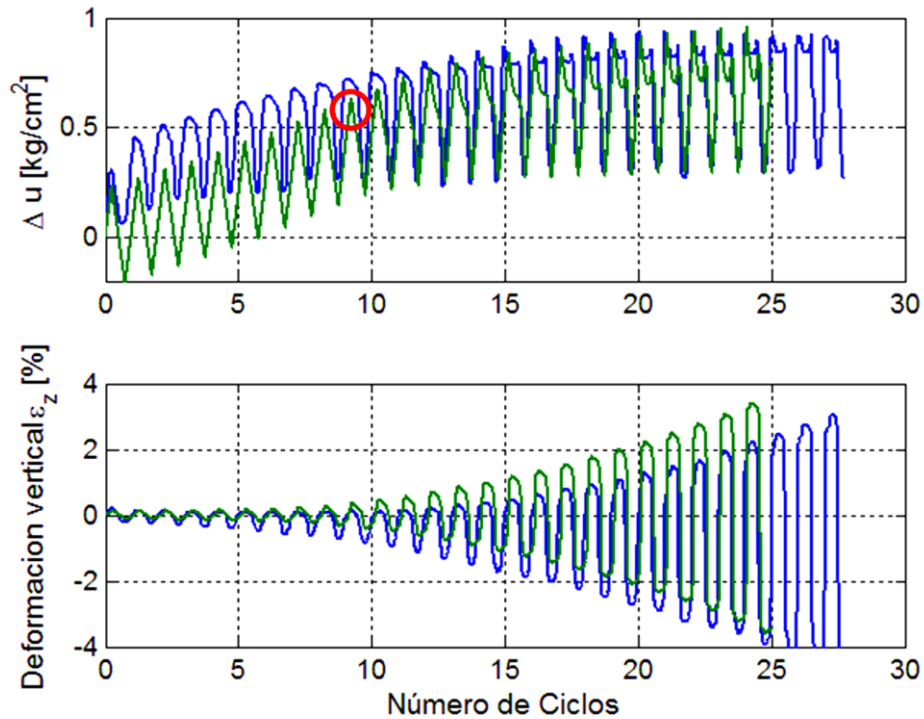


Figura 4. 15. Resultados de calibración de parámetro: variación de presión de poros y deformación axial en función del número de ciclos

El modelo constitutivo logra cumplir con el criterio de deformaciones elegido al 9^{no} y 23^{avo} ciclo y una vez alcanzado la fase de transformación sigue un comportamiento similar al observado en el laboratorio, con la diferencia de tener una menor degradación en el espacio $\gamma - q$ (Figura 4.14b).

Tabla 4. 2. Parámetros de modelación para cada estrato

Parámetro	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Estrato 4	Descripción
e [-]	0,764	0,716	0,678	0,659	Índice de Vacíos obtenido mediante curva de consolidación isotrópica
G_s [-]	2,83	2,83	2,83	2,83	Peso específico del suelo
ρ^* [ton/m ³]	2,04	2,06	2,09	2,10	Densidad del material (saturada) obtenida de: $\rho_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \rho_w$
ρ'_r [kPa]	101	101	101	101	Confinamiento de referencia al cual el modelo será calibrado
$G_{m\acute{a}x}$ [MPa]	32,9	85,1	355	378	Para bajas deformaciones obtenida de: $G_{m\acute{a}x} = \rho \cdot V_s$
γ_{max} [-]	0,1	0,1	0,1	0,1	Valor de deformación máxima al cual se alcanza el τ_{OCT} máximo para p'_r
ν [-]	0,3	0,3	0,3	0,3	Módulo de Poisson obtenido de: $\nu = \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi}$
B/G	2,167	2,167	2,167	2,167	Razón de Módulo de compresibilidad obtenido de: $B/G = 2(1 + \nu)/3(1 - 2\nu)$
B_r [MPa]	86,9	185	769	819	Módulo de compresibilidad obtenido de: $B_r = (B/G) G_{m\acute{a}x}$
d	0,5	0,5	0,5	0,5	Coefficiente que define dependencia de B_r y $G_{m\acute{a}x}$ con el confinamiento efectivo
ϕ_{peak} [°]	36°	36°	36°	36°	Ángulo de fricción interna
ϕ_{PT} [°]	29°	29°	29°	29°	Ángulo de la fase de transformación
NYS	20	20	20	20	Número de superficies de fluencia
$cs1$	0,95	0,95	0,95	0,95	Parámetros para definir la línea de estado último en el espacio $e - \log(p'/p'_r)$: $e_{cs} = cs1 - cs2 \log(p'/p'_r)$
$cs2$	0,12	0,12	0,12	0,12	
$c1$	0,045	0,045	0,045	0,045	Parámetros de calibración que controlan el comportamiento del suelo en la zona de contractancia
$c2$	5	5	5	5	
$c3$	0,15	0,15	0,15	0,15	
$d1$	0,15	0,15	0,15	0,15	Parámetros de calibración que controlan el comportamiento del suelo en la zona de dilatancia
$d2$	3	3	3	3	
$d3$	0	0	0	0	

Nota: Los estratos 1, 2, 3 y 4 se encuentran en orden descendente, es decir, el estrato 1 es el más superficial y el estrato 4 es el más profundo (Véase Figura 4.2b)

4.3.2 Limitaciones del Modelo Constitutivo

El modelo constitutivo del material PDMY02 es incapaz de reproducir fielmente el comportamiento fuertemente dilatante del suelo que se observa en la recuperación del suelo (flecha roja de la Figura 4.12) cuando se pasa de una carga en extensión a compresión.

Del mismo modo el suelo tiende a elevar sus presiones de poro fuertemente al primer ciclo, mientras que el modelo es incapaz de generar el mismo efecto sin generar un daño de fábrica considerable que lleve a la probeta a licuar antes de los 23 ciclos. En la Figura 4.13 se observa una acumulación de deformaciones en extensión en los resultados de laboratorio, este comportamiento no es replicable ya que se asume una superficie de falla cónica con el mismo dominio en compresión y extensión, definido por la superficie de Drucker y Prager (1958).

Durante la calibración del modelo constitutivo, se da cuenta de que este no posee un *parámetro de estado* asociado, es decir, que no incluye el índice de vacíos en sus leyes de flujo ni en su comportamiento dilatante. El principal efecto de esto, es que el modelo cuando dilata no llega a un estado último, sino que continúa dilatando mientras exista una sollicitación. En la Figura 4.16 se muestran las simulaciones de los ensayos triaxiales monótonos no drenados de la muestra del Lago Llanquihue. En las simulaciones solo se impuso una deformación axial ϵ_{axial} del 5% ya que se encontró que a mayores deformaciones existen demasiadas incongruencias entre las simulaciones y los ensayos reales. En la Figura 4.16a se observa que las trayectorias de todas las simulaciones siguen la trayectoria de corte puro inicialmente y luego dilata cuando alcanza la línea de transformación de fase. Nótese que en la Figura 4.16c los resultados de las simulaciones escapan completamente del comportamiento obtenido en laboratorio.

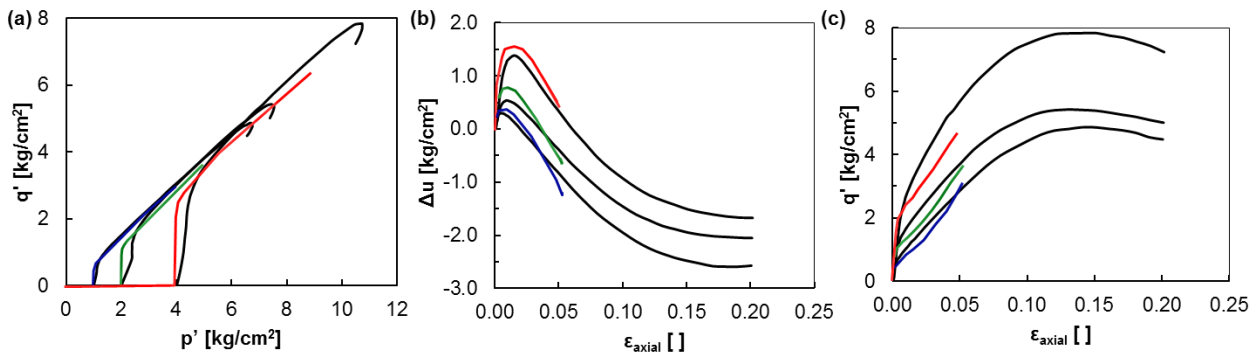


Figura 4. 16. Comparación de ensayos triaxiales modelados con ensayos de laboratorio, en color los ensayos simulados a distintos confinamientos y en negro los ensayos de laboratorio en: (a) el espacio p' - q' ; (b) el espacio $\epsilon_{axial} - \Delta u$ y; (c) el espacio $\epsilon_{axial} - q'$

4.3.3 Casos de Estudio

Como se mencionó anteriormente, se modela la columna de suelo considerando el nivel freático en superficie. Esta condición es la más susceptible para generar licuación de suelos. Los casos simulados corresponden a:

1. Modelo de capas asegurando una condición no drenada mediante una permeabilidad baja de 10^{-7} m/s.
2. Modelo equivalente (véase Capítulo 4.1) asegurando una condición no drenada mediante permeabilidad baja de 10^{-7} m/s.
3. Modelo de capas con la permeabilidad obtenida en el laboratorio de 9×10^{-5} m/s.

4.4 Resultados del Modelamiento

Utilizando los registros de velocidad obtenidos de los registros de aceleración de afloramientos rocosos previamente escalados a los valores de la Tabla 4.1 y tras pasados a la roca basal, en conjunto a los valores de la Tablas 4.2 que definen la columna de suelo, se procede a propagar la onda de corte desde la base del modelo hasta la superficie para los casos de estudio antes mencionados.

Como se mencionó anteriormente, el modelamiento numérico mediante OpenSees® permite obtener las presiones de poro, esfuerzos efectivos y la aceleración en una columna de suelo. En la Figura 4.17 se muestra el aumento de presiones de poro normalizada por el confinamiento ($r_u = \Delta u / \sigma'_o$) para 3 profundidades de interés de 1 m (en azul), 5 m (en verde) y 10 m (en rojo) producto de la propagación de los esfuerzos de corte impuestos en la base. En la totalidad de los casos se puede observar que el mayor aumento de presión de poro producto del registro impuesto en el modelamiento ocurre en el estrato más superficial, es decir, en el primer metro de profundidad.

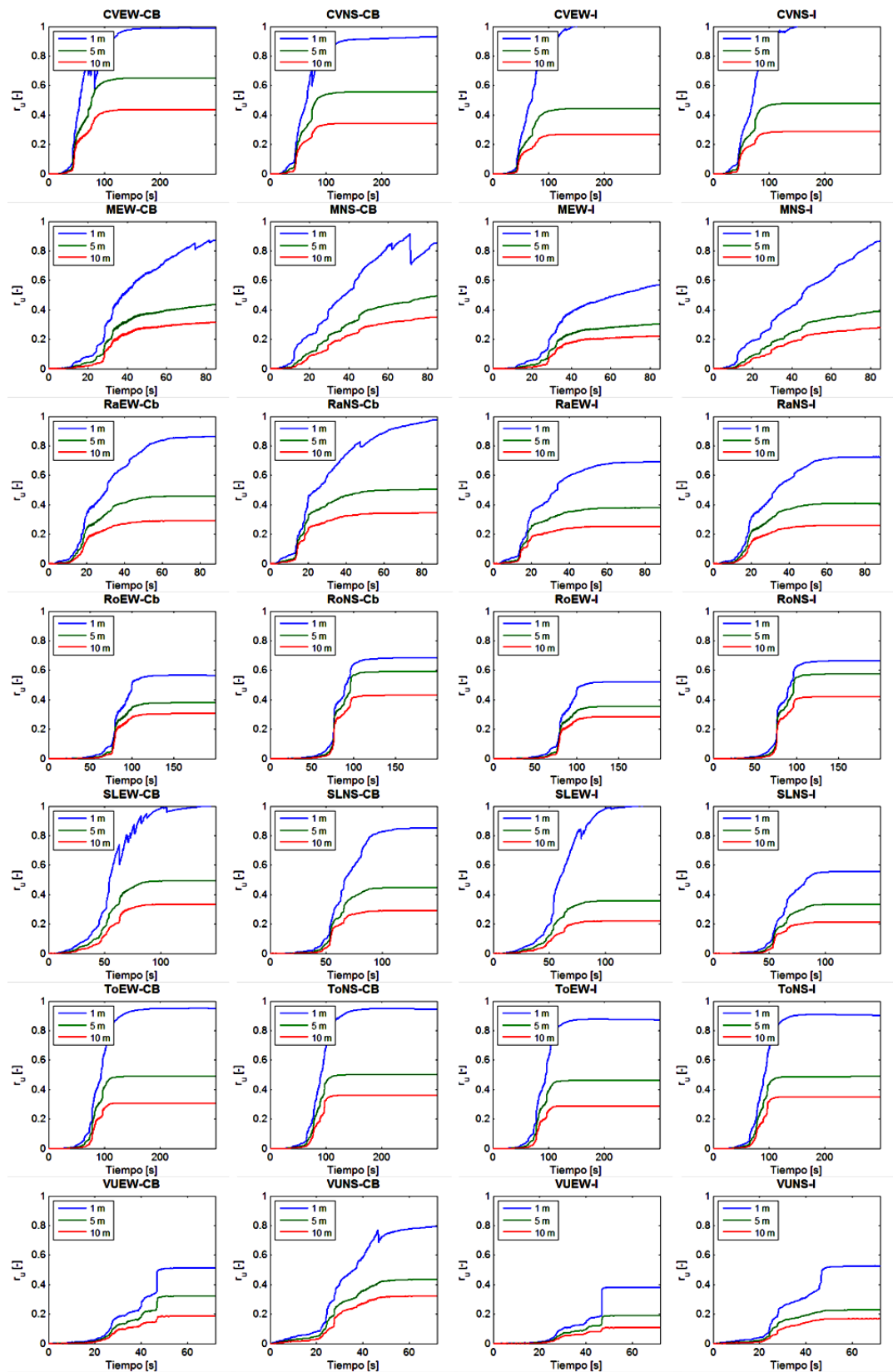


Figura 4. 17. Resultados de modelamiento en modelo de capas para $k = 10^{-7}$ m/s

A partir de estos resultados se generan curvas paramétricas asociando la aceleración máxima aplicada en la base y el r_u máximo generado para las 3 profundidades de 1, 5 y 10 m (Figura 4.18). Para tener más cantidad de datos en estas curvas se agregan modelaciones utilizando los registros Ro, To y VU escalados a 0,03 g, 0,05 g y 0,09 g. Estos registros son elegidos por tener la mayor duración (To), la menor duración (VU) y por presentar un espectro de respuesta en aceleración cuyo peak tiene el mayor período (Ro).

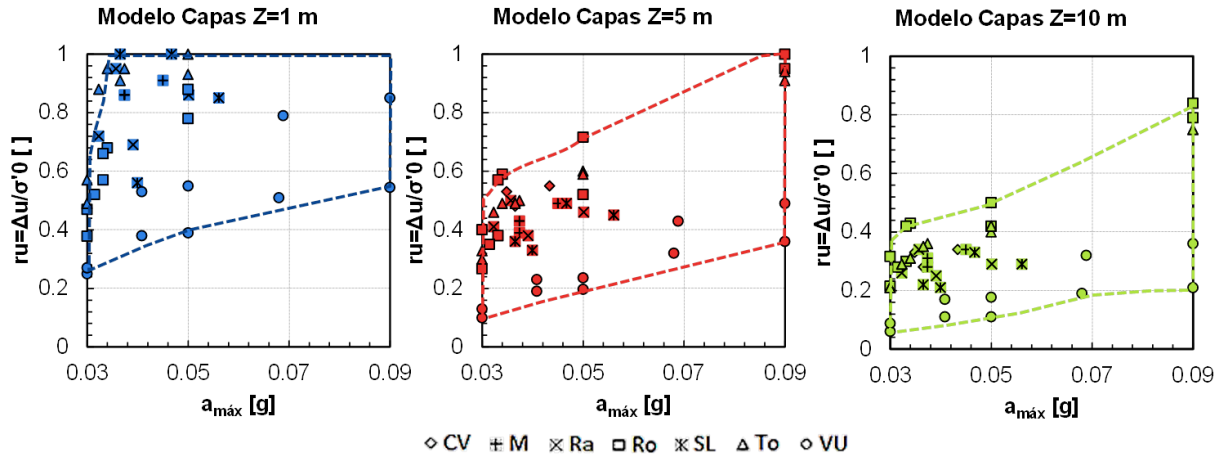


Figura 4. 18. Resultados paramétricos del modelo de capas para una permeabilidad de 10^{-7} m/s

Es interesante destacar que el modelo reconoce el contenido de frecuencias de los registros. De la Figura 4.18 es posible observar que los mayores r_u a profundidades de 5 y 10 m son generados por el registro Ro, lo cual es esperable dado que su espectro de respuesta de aceleración tiene una mayor amplificación en rangos de frecuencias más bajas (su período predominante es el más alto). Realizando el mismo procedimiento para el modelo equivalente, se obtienen las curvas paramétricas de la Figura 4.19. Los resultados de r_u en el tiempo de estas modelaciones son incluidas en el Anexo A.3.

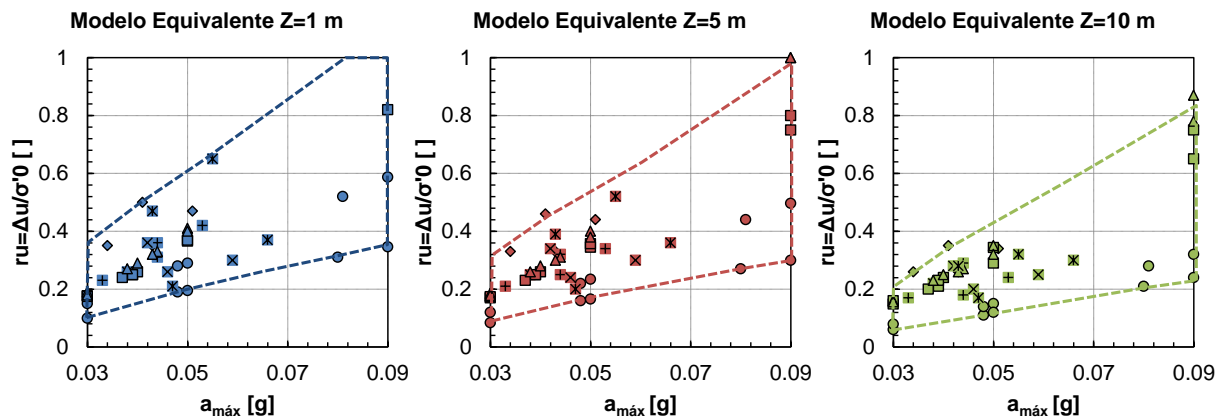


Figura 4. 19. Resultados paramétricos del modelo equivalente para una permeabilidad de 10^{-7} m/s

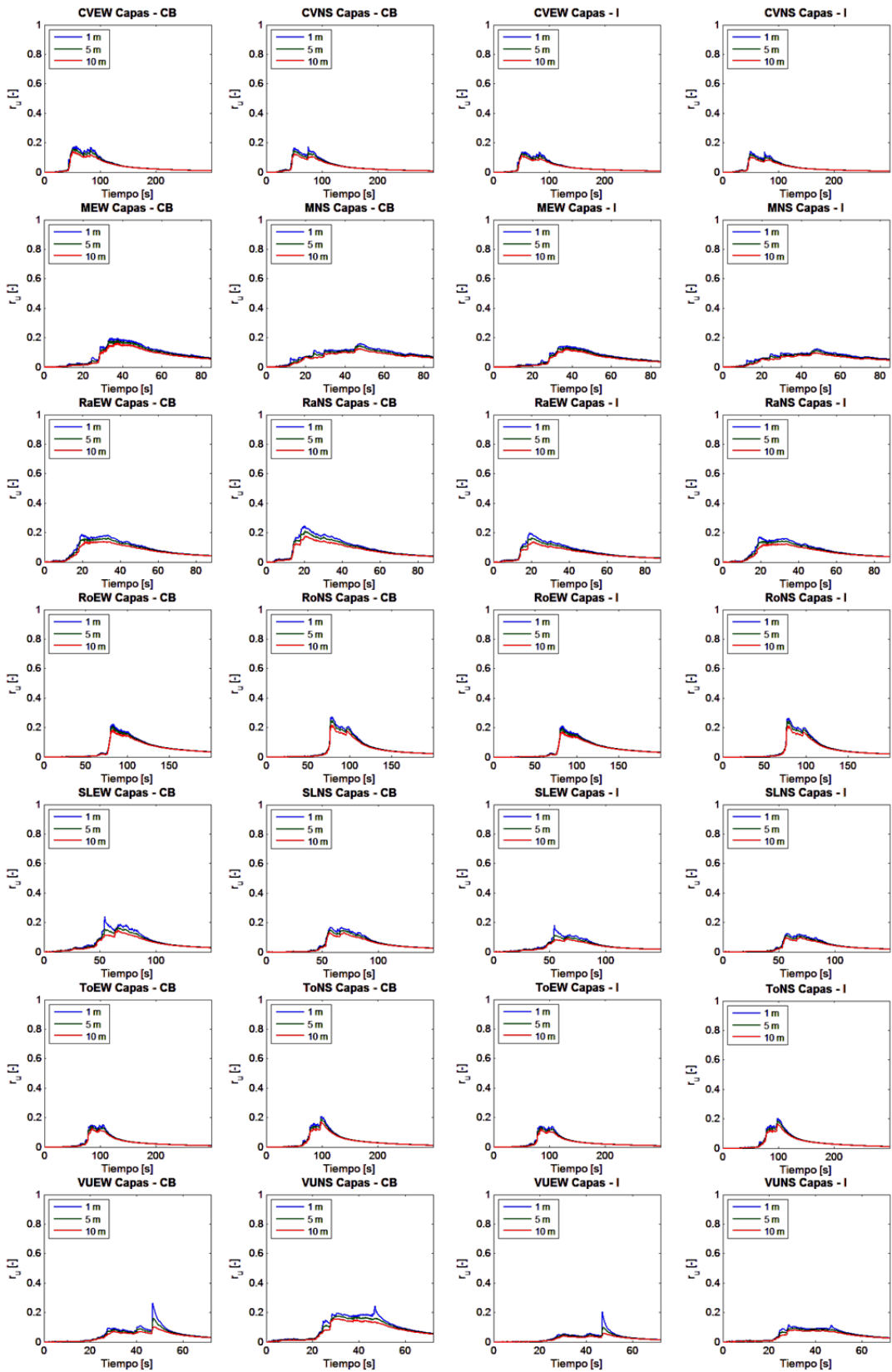


Figura 4. 20. Resultados del modelamiento en modelo de capas para $k = 9 \times 10^{-5} \text{ m/s}$

En la Figura 4.20 se muestran las variaciones de r_u en el tiempo para los registros escalados utilizando el modelo de capas y una permeabilidad equivalente a la obtenida en laboratorio. Al igual que antes, se realizó un estudio paramétrico ampliando el rango de aceleraciones máximas con las cuales son escalados los registros entre 0,03 g y 0,12 g con la finalidad de llegar a un r_u cercano a 1. Sin embargo, en la Figura 4.21, es posible notar que a pesar de imponer un registro con una aceleración máxima de 0,12 g en ninguno de los casos se llega a la condición antes mencionada.

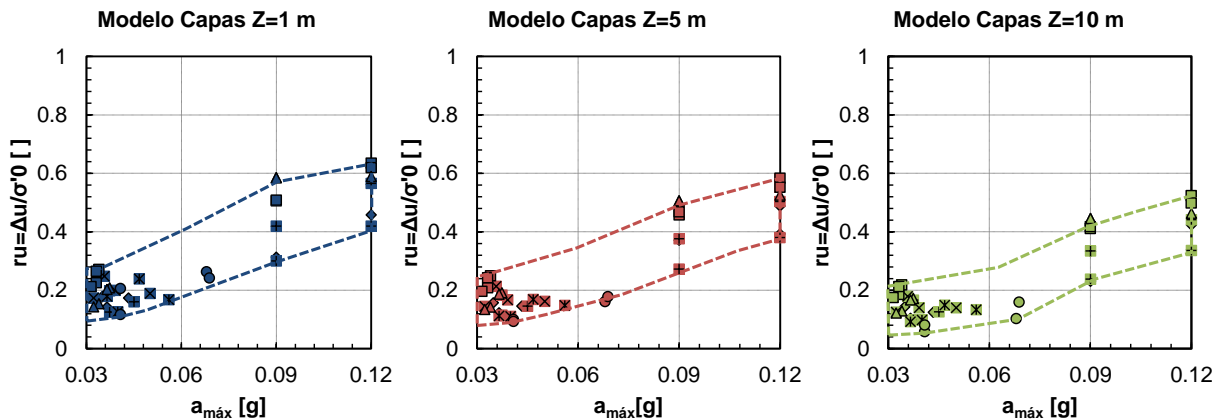


Figura 4. 21. Resultados paramétricos del modelo de capas para una permeabilidad de 5×10^{-9} m/s

Durante la obtención de los resultados se ha encontrado de que en ciertos casos existen errores numéricos o de compatibilidad que producen una fuerte caída en las presiones de poro (Véase los resultados de MNS - CB en la Figura 4.17). Estos errores se producen por la condición de borde libre asignada a los nodos de las esquinas de los elementos cuando son solicitados por altas frecuencias. Asignando una aceleración máxima mayor a 0,12 g en el modelo de capas con la permeabilidad encontrada en laboratorio genera los problemas antes mencionados, por lo que los resultados dejan de ser comparables. Finalmente, en la Tabla 4.3 se incluyen las aceleraciones en superficie rescatadas de la propagación de onda de corte del modelo de capas con las dos permeabilidades antes mencionadas. Las aceleraciones máximas superficiales de ambas componentes de CV-CB12 no son consideradas ya que presentan el error numérico antes mencionado.

Tabla 4. 3. Aceleraciones máximas en superficie (PGA) obtenidas de los resultados de los modelos de capa con distintas permeabilidades

k [m/s]	CV		M		Ra		Ro		SL		To		VU		
	10^{-7}	9×10^{-5}	10^{-7}	9×10^{-5}	10^{-7}	9×10^{-5}	10^{-7}	9×10^{-5}	10^{-7}	9×10^{-5}	10^{-7}	9×10^{-5}	10^{-7}	9×10^{-5}	
CB12	E-W	-	0,13	0,14	0,13	0,13	0,14	0,11	0,13	0,17	0,19	0,13	0,12	0,16	0,19
	N-S	-	0,14	0,17	0,13	0,14	0,15	0,13	0,14	0,12	0,12	0,14	0,14	0,13	0,18
I17	E-W	0,10	0,11	0,11	0,11	0,11	0,12	0,11	0,12	0,15	0,16	0,12	0,11	0,14	0,14
	N-S	0,13	0,13	0,12	0,10	0,12	0,13	0,12	0,14	0,11	0,10	0,13	0,13	0,14	0,11

La Tabla 4.3 de cuenta de que independiente del tipo de registro que solicite la base de la columna, existe una amplificación durante la propagación de la onda a través del depósito que se manifiesta en superficie. Esto sumado las mediciones de razones espectrales H/V y al perfil de velocidades de onda de corte, dan cuenta de un depósito sujeto a efectos de sitios. La Figura 4.22 muestra la razón entre la aceleración máxima en superficie y la aceleración máxima impuesta a la roca basal para todos los registros utilizados en el modelamiento considerando las permeabilidades de 10^{-5} y 10^{-7} m/s. El color entero corresponde a la coordenada E-W, mientras que el color con puntos blancos corresponde a la coordenada N-S; representando el color azul aquellas aceleraciones ajustadas mediante la curva de atenuación CB12 y el rojo, las ajustadas a I17. Es posible observar que la mayor parte de los registros amplifican su aceleración máxima al llegar a la superficie al menos 2 veces, siendo el promedio 3.

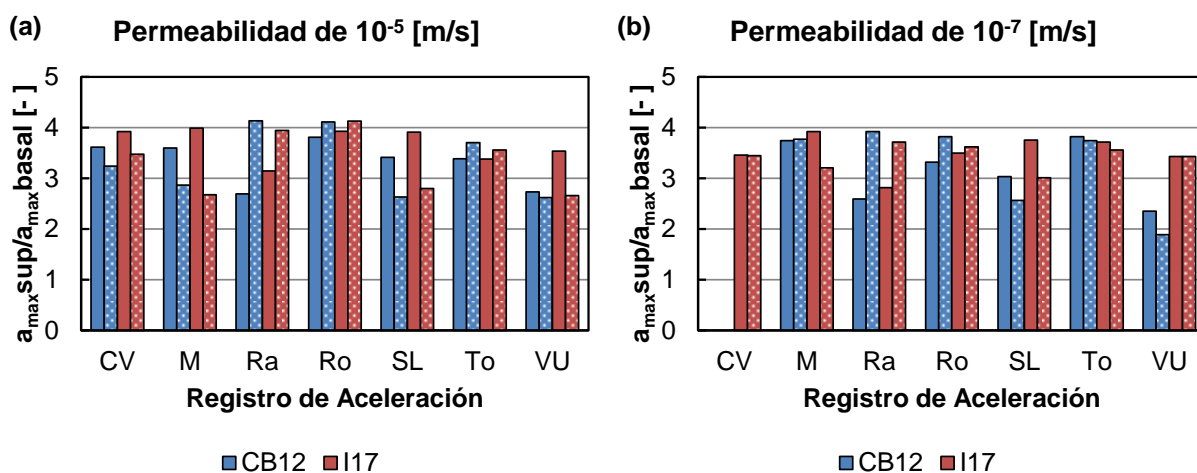


Figura 4. 22. Razones entre la aceleración máxima en superficie y la aceleración máxima de la roca basal de acuerdo a los resultados de los modelamientos que consideran: (a) permeabilidad del suelo de 10^{-5} m/s y; (b) permeabilidad del suelo de 10^{-7} m/s

5. DISCUSIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

La campaña de exploración y los ensayos de laboratorio dan cuenta de que en las zonas de estudio se tienen suelos en su mayoría de origen volcánico no compactados, clasificados como arena limpia (SP) de acuerdo al sistema de clasificación USCS. La metodología de Youd & Perkins (1978) clasifica los tipos de depósitos encontrados con una susceptibilidad media-alta a licuar; al mismo tiempo la metodología propuesta por la norma japonesa (MLIT, 2007) coincide en considerar ambos suelos como licuables de acuerdo a sus curvas granulométricas. Ambas metodologías son solo a tener en cuenta como referencia y ninguna de ellas define por sí sola que el suelo es potencialmente licuable en su estado natural. Estas aproximaciones son útiles para indicar que más estudios deben ser realizados para establecer si son licuables o altamente licuables.

La metodología propuesta por Seed et al. (1975) para los ensayos en laboratorio, muestra que al menos se necesita un PGA de 0,17 utilizando el coeficiente de reducción propuesto por Seed & Idriss (1971); o de 0,19 g utilizando el propuesto por Cetin et al. (2004), para que se tengan estratos de suelo potencialmente licuables. Tales aceleraciones están por sobre las registradas en la estación de Valdivia (0,12 g en la dirección combinada) y muy por sobre el límite de 0,09 g propuesto por Santucci et al. (2013). Tales elevadas aceleraciones se deben principalmente a la alta resistencia cíclica del suelo que tiene su explicación al comportamiento dilatante observado en la muestra superficial obtenida en la localidad de Las Cascadas. Este comportamiento altamente dilatante, así como el observado en la Playa Calcurrupe, puede ser explicado por la forma sub-angular de los granos de arena, sin embargo, más estudios deben hacerse al respecto para determinar el verdadero motivo del comportamiento dilatante incluso con densidades relativas bajas (~30%). Por otra parte y como se mencionó en el Capítulo 3.6.1, tanto la estimación del número de ciclos asociados a un terremoto de magnitud Mw 8,8, como la confección de probetas remoldeadas en vez de la obtención de probetas inalteradas le agregan más incertezas a los resultados de esta metodología.

Las metodologías propuestas por Andrus & Stokoe (2000) y Kayen et al. (2013) son las únicas que predicen que habría licuación en la zona de estudio, incluso para aceleraciones en superficie del orden de 0,06 g (mediante la metodología de Andrus & Stokoe, 2000). Las aceleraciones mínimas de 0,06 y 0,08 g están por debajo de los 0,09 g propuestos por Santucci et al. (2013). Sin embargo, ambas cartas propuestas presentan una gran cantidad de falsos positivos, es decir, casos que predicen licuación y no licuan, más aún en un régimen subductivos como es planteado por Montalva et al. (2016). Por lo anterior, y tomando en consideración las observaciones realizadas por Verdugo (2016) en el Capítulo 2.1.3.5, la metodología de uso de la velocidad de onda de corte como predictor de la licuación debe ser usada con cuidado. Es importante señalar que utilizando el coeficiente de reducción propuesto por Cetin et al. (2004) es posible ver en las Figuras 3.36b y 3.37b una coincidencia en los estratos potencialmente licuables entre los 3 y 5 m de profundidad.

Se ha encontrado que el modelamiento numérico en 2-D utilizando el material PDMY02 bajo la ley de comportamiento propuesta por Yang et al. (2003) es insuficiente para determinar con certeza la ocurrencia de licuación en la localidad de Las Cascadas ya que ningún resultado del modelamiento realizado con la permeabilidad de 10^{-5} m/s alcanzó un r_u equivalente a uno. El modelo de elementos finitos presenta complicaciones en algunos casos cuando se propagan ondas de corte en depósitos muy profundos (como la columna de suelo que representa al depósito de suelo de Las Cascadas) y que pueden constatarse en inconsistencias físicas de los resultados (véase MNS-CB en la Figura 4.14). En particular, se encontró que mayores aceleraciones en la roca basal causan mayores inconsistencias numéricas en los resultados.

Se ha encontrado, además, que el modelo es sumamente sensible a la permeabilidad que se le imponga al suelo. De esta manera, con variaciones dentro del mismo orden de magnitud para la permeabilidad, existen marcadas diferencias en las presiones de poros r_u resultantes. En la Figura 5.1 se muestran diferencias en los resultados aun cuando se varía levemente la permeabilidad. En general, los valores de permeabilidad suelen variar dentro del mismo orden de magnitud ya que la obtención de la permeabilidad en laboratorio y la estimación en terreno asumen supuestos y condiciones que no necesariamente se cumplen.

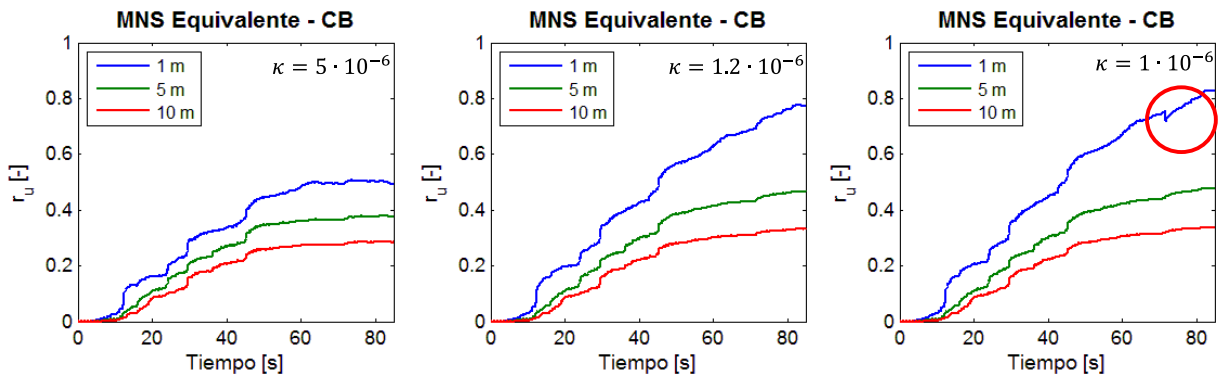


Figura 5. 1. Sensibilidad del modelamiento a la permeabilidad para valores con un mismo orden de magnitud

Al comparar las Figuras 4.18 y 4.19 se puede apreciar que el modelo toma en cuenta la composición de la columna de suelo, es decir, no es lo mismo la respuesta de un suelo estratificado a la respuesta de un suelo homogéneo con una velocidad de onda de corte equivalente. Las columnas que presentan marcados contrastes de impedancia entre sus estratos van a tender a generar mayores presiones de poros y aceleraciones en superficie que las columnas homogéneas producto de amplificación. El criterio para establecer la licuación de suelos utilizado en el modelamiento numérico también está sujeto a observación. Si bien la mayoría de los estudios define la licuación cuando se llega a una razón de presión de poros r_u igual a 1, en muchos casos se produce licuación sin que se llegue a este valor. Los ensayos triaxiales cíclicos realizados en el laboratorio dan cuenta de lo indicado anteriormente, ya que en su mayoría solo llegaban a un r_u igual a 0,9.

Si se observa la Tabla 4.3 las aceleraciones en superficie obtenidas mediante el modelo de capas utilizando distintas permeabilidades son muy parecidas entre sí, con un rango que va desde los 0,1 g a los 0,19 g, siendo 0,13 g el promedio de aceleración en superficie. Si se toman las máximas aceleraciones en superficie y se evalúa nuevamente el potencial de licuación mediante la metodología de Seed et al. 1975, se estaría en presencia de una posible licuación en los estratos de 3 a 6 m de profundidad.

Si bien los resultados de las variaciones de presiones de poros dependen fuertemente de la permeabilidad y la sollicitación aplicada, la propagación de onda de corte no se ve mayormente afectada por estos casos. En la Figura 5.2 se muestra la comparación entre aceleraciones en superficie obtenidas mediante el método lineal equivalente implementado en el programa EERA y el modelo de OpenSees®, siendo las aceleraciones generadas por OpenSees un poco mayores producto de la degradación del suelo por el terremoto. Lo anterior, junto a la Figura 4.22 refuerza el hecho de que en ambas zonas de estudios se tienen amplificaciones sísmicas considerables.

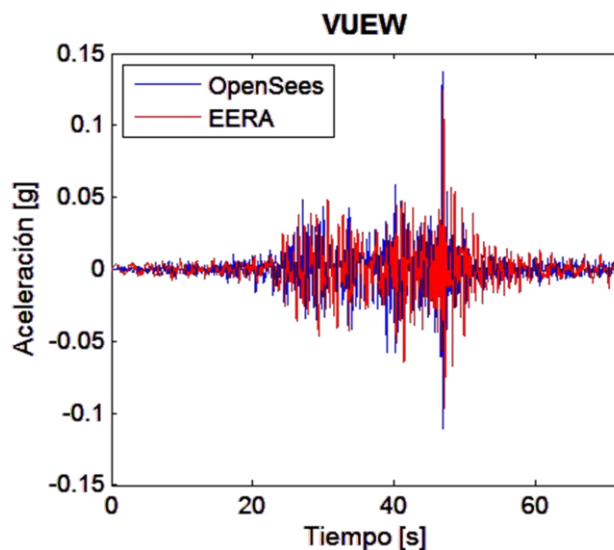


Figura 5. 2. Comparación de registros en superficie obtenidos mediante el método lineal-equivalente EERA y el modelo de OpenSees®.

Tanto en las mediciones de H/V, como en la obtención de los perfiles de velocidad de onda de corte se observa una gran similitud entre ambos sitios de estudio, con un período predominante muy elevado (2,5 s en la Playa Calcurrupe y 2,2 s en Las Cascadas), una profundidad del depósito superior a los 200 m y comportamientos similares en laboratorio, con altas resistencias mecánicas y un comportamiento dilatante incluso a bajas densidades relativas. Se debe considerar la formación geológica de ambos sitios, con alta presencia de actividad volcánica, y las características de mineralógicas del suelo que lo componen para seguir avanzando en el estudio de estos depósitos.

6. CONCLUSIONES

Este trabajo hace un estudio geotécnico y geofísico en las zonas cercanas a los Lagos Ranco y Llanquihue (Playa Calcurrupe y Las Cascadas, respectivamente) que presentaron evidencia de licuación de suelos producto del terremoto del Maule Mw 8,8 a grandes distancias de la zona de ruptura. A partir de los estudios antes mencionados, se implementan 3 metodologías distintas para evaluar el potencial de licuación en la localidad de Las Cascadas, lugar más lejano del área de ruptura.

Los ensayos de laboratorio muestran que ambos suelos de estudio tienen buenas propiedades mecánicas producto del elevado ángulo de fricción. En particular, el suelo de Las Cascadas tiene una alta resistencia cíclica producto de una fuerte tendencia dilatante a pesar de ser un suelo mal graduado. Siguiendo la metodología de Seed et al. (1975) para estimar el potencial de licuación en laboratorio, se ha encontrado que se necesita una alta aceleración máxima en superficie para que el suelo sea potencialmente licuable, mayor que la obtenida en la estación de Valdivia (0,12 g). Sin embargo, los resultados numéricos indican que una aceleración de esta magnitud se pudo haber registrado debido a la amplificación sísmica que experimenta el depósito.

Producto de las bajas velocidades de onda de corte de los primeros 25 m de profundidad, las metodologías de Andrus & Stokoe (2000) y Kayen et al. (2013) predicen que el suelo es potencialmente licuable con aceleraciones menores a 0,08 g, lo cual es consistente con la evidencia observada en terreno. Sin embargo, se recomienda utilizar estas metodologías con mucha precaución y como una primera aproximación, ya que se ha encontrado que la velocidad de onda de corte es incapaz de incorporar factores que afectan la licuación de suelos (Verdugo, 2016).

Se ha encontrado que el modelamiento numérico en OpenSees, a pesar de simular de manera simple la propagación de onda de corte, necesita establecer muchos parámetros para su implementación y calibración lo que puede alterar notoriamente los resultados, siendo muy importante la ley constitutiva y el criterio de falla que conforman el modelo. El modelo numérico es extremadamente sensible a variaciones de permeabilidad y solo permite evaluar la licuación mediante la razón de poros r_u .

Las metodologías empleadas en esta memoria no fueron por si solas capaces de establecer con claridad las causas de la licuación evidenciada en la Las Cascadas en el terremoto del Maule Mw 8,8. Es de vital importancia en el estudio de licuación de suelos conocer con claridad los estratos que conforman el depósito al menos en los primeros 20 metros de profundidad. Por tanto, para establecer con certeza las causas de la licuación en Las Cascadas y en la Playa Calcurrupe es necesario realizar ensayos invasivos, como CPT o SPT, o al menos disponer de un sondaje que permita definir la estratigrafía del suelo de manera exacta, siendo de vital importancia considerar los aspectos mencionados en cualquier tipo de planificación estructural o proyectos que se hagan a futuro en dichas zonas. Este trabajo abre nuevas interrogantes a estudiar en los depósitos estudiados, como la tendencia dilatante registrada en suelos sueltos (D.R.~30%) y la fuerte amplificación sísmica evidenciada.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Alvarado, D., & Valdebenito, G. (2015). Microzonificación Sísmica en Zonas de Geología Compleja . Evaluación del Peligro Sísmico Local en Valdivia , Chile.
- Ambraseys, N. N. (1988). Engineering seismology. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 17, 1–105.
- Andrus, R. D., & Stokoe, K. H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(11), 1015–1025.
- Bonnefoy-Claudet, S., Baize, S., Bonilla, L. F., Berge-Thierry, C., Pasten, C., Campos, J., ... Verdugo, R. (2009). Site effect evaluation in the basin of Santiago de Chile using ambient noise measurements. *Geophysical Journal International*, 176(3), 925–937.
- Campos, A., Moreno, H., Muñoz, J., Antinao, J., Clayton, J., & Martin, M. (1998). Área de Futrono - Lago Ranco. *Region de Los Lagos. Mapas Geológicos N°8. Escala 1:100.000.*
- Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder Jr, L. F., Kayen, R. E., & Moss, R. E. (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(12), 1314–1340.
- Contreras, V., & Boroschek, R. (2012). Strong ground motion attenuation relations for Chilean subduction zone interface earthquakes. *15th World Conference of Earthquake Engineering*.
- Dobry, R., & Abdoun, T. (2015). Cyclic Shear Strain Needed for Liquefaction Triggering and Assessment of Overburden Pressure Factor $K\sigma$. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(11), 4015047. Retrieved from [http://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001342](http://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001342)
- Drucker, D. C., & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, 10(2), 157–165.
- Galli, P. (2000). New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction. *Tectonophysics*, 324(3), 169–187. [https://doi.org/10.1016/S0040-1951\(00\)00118-9](https://doi.org/10.1016/S0040-1951(00)00118-9)
- González, J. (2015). *Estudio del fenómeno de licuefacción*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.

- González, J., & Verdugo, R. A. (2014). Sitios afectados por licuefacción a causa del terremoto 27 -F. In *VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*.
- Harder Jr, L. F., & Boulanger, R. W. (1997). Application of K_s and K_a correction factors. In *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Report NCEER-97-0022* (p. 167 190).
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., & Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), 1853–1880.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Berkeley CA.
- Joyner, W. B., & Chen, A. T. (1976). Calculation of nonlinear ground response in earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(5), 1315–1336.
- Kayen, R., Moss, R. E. S., Thompson, K., Seed, R. B., Cetin, K. O., Kiureghian, A. D., ... Tokimatsu, K. (2013). Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assesment of seismic soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(3), 407–419.
- Khosravifar, A. (2012). A note on calibrating pressure dependant and pressure independent multi yield surface models. In *Analysis and desing for inelastic structural response of extended pile shaft foundations in laterally spreading ground during earthquakes*. University of California.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, INC.
- Kuribayashi, E., & Tatsuoka, F. (1975). Brief review of liquefaction during earthquakes in Japan. *Soils and Foundations*, 15, 81–92.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics, series in soil engineering*. Jhon Wiley & Sons.
- LeVeque, R. J. (2007). *Finite difference methods for ordinary and partial differential equations: steady-state and time-dependent problems*. Society for Industrial and Applied Mathematics.
- Liao, S. S. C., & Whitman, R. V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering*, 112(3), 373–377.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees Command Language Manual. *Open System Engineering Simulation (OpenSees)*.

- McGann, C., & Arduino, P. (2006). Effective Stress Site Response Analysis of a Layered Column. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Effective_Stress_Site_Response_Analysis_of_a_Layered_Soil_Column
- MLIT. (2007). Ground liquefaction. *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. Japan: Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism.
- Montalva, G. A., Ruz, F., Roncagliolo, J., & Escare, E. (2016). Licuación de suelos en zonas de subducción. In *IX Congreso Chileno de Ingeniería en Geotecnia*.
- Montalva, G., Bastías, N., & Troncoso, P. (2014). *Mediciones Geofísicas: Estaciones acelerográficas centro-sur de Chile*.
- Moreno, H., Lara, L., & Orozco, G. (2010). Geología del volcán Osorno. *Carta Geológica de Chile. N°128. Region de Los Lagos. Escala 1:50.000*.
- Mulilis, J. P., Chan, C. K., & Seed, H. B. (1975). The effect of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behaviour of sands. *EERC*, (75-18).
- Orense, R. P., & Pender, M. J. (2012). Liquefaction characteristics of pumice sands. *Earthquake Commission*.
- Papadopoulos, G. A., & Lefkopoulos, G. (1993). Magnitude-distance relations for liquefaction in soil from earthquakes, *83*(3), 925–938.
- Parra, E. (1996). *Numerical modeling of liquefaction and lateral ground deformation including cyclic mobility and dilation response in soil systems*. Dept. of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Inst.
- Pastén, C. (2007). *Respuesta sísmica de la cuenca de Santiago*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
- Pastén, C., Sáez, M., Ruiz, S., Leyton, F., Salomon, J., & Poli, P. (2016). Deep characterization of the Santiago Basin using HVSR and cross-correlation of ambient seismic noise. *Engineering Geology*, *201*, 57–66.
- Prevost, J. H. (1985). A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *4*(1), 9–17.
- Rollins, K. M., & Seed, H. B. (1990). Influence of buildings on potential liquefaction damage. *Journal of the Geotechnical Engineering*, *116*(2), 165–185.

- Saez, M. A. (2016). *Correlación cruzada de ruido sísmico para la obtención de perfiles profundos de velocidad de onda de corte en la cuenca de Santiago*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ingeniería Sísmica. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
- Santucci de Magistris, F., Lanzano, G., Forte, G., & Fabbrocino, G. (2013). A database for PGA threshold in liquefaction occurrence. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 54, 17–19. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.07.011>
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. *Earthquake Engineering Research Institute*, 5.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F., & Banerjee, N. (1975). *Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analysis*. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., & Peacock, W. H. (1971). Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., ... Faris, A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. *Earthquake Engineering Research Center Report No. EERC 2003-6*.
- Socco, L., & Strobbia, C. (2004). Surface-wave method for near-surface characterization: a tutorial. *Near Surface Geophysics*, 165–185.
- Stokoe, K. H., Joh, S. H., & Woods, R. D. (2004). Some contributions of in situ geophysical measurements to solving geotechnical engineering problems. *Proceedings*, 97–132.
- Towhata, I. (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Springer Series in Geomechanics and Geoengineers.
- Verdugo, R. (2005). Main factors that control liquefaction of tailings sands.
- Verdugo, R. (2016). Experimental and conceptual evidence about the limitations of shear wave velocity to predict liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 91(September), 160–174.
- Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36(2), 81–91.

- Wang, C. Y., Wong, A., Dreger, D. S., & Manga, M. (2006). Liquefaction limit during earthquakes and underground explosions: Implications on ground-motion attenuation. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(1), 355–363. <https://doi.org/10.1785/0120050019>
- Wathelet, M., Jongmans, D., & Ohrnberger, M. (2004). Surface-wave inversion using a direct search algorithm and its application to ambient vibration measurements. *Near Surface Geophysics*, 2(4), 211–221.
- Yang, Z., Elgamal, A., & Parra, E. (2003). Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(12), 1119–1127.
- Youd, T. L. (1977). Discussion of “Brief review of liquefaction during earthquakes in Japan” by E. Kuribayashi and Tatsuoka, 1975. *Soils and Foundations 15 and Soils and Foundations 17*, 81–92, 82–85.
- Youd, T. L., & Hoose, N. (1977). Liquefaction susceptibility and geologic setting. *Soils and Foundations*, 17, 82–85.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., ... Stokoe, K. H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report From the 1996 Nceer and 1998 Nceer / Nsf Workshops on Evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), 817–833.
- Youd, T. L., & Noble, S. K. (1997). Magnitude scaling factors. In *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils* (pp. 149–165). Buffalo: Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York.
- Youd, T. L., & Perkins, D. (1978). Mapping liquefaction-induced ground failure potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(GT4), 433–446.
- Zhou, T. G., & Chen, T. M. (2007). Laboratory investigation on assessing liquefaction resistance of sandy soils by shear wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(8), 959–972.

ANEXOS

A.1 Estación de Valdivia

La estación que se ubica más al sur y que registró el terremoto del Maule Mw 8,8 es la estación de Valdivia, ubicada en el hospital de la misma ciudad. Para tener un mayor entendimiento de esta estación y del efecto de sitio al cual podría estar sometida, se revisan distintos estudios realizados en la ciudad.

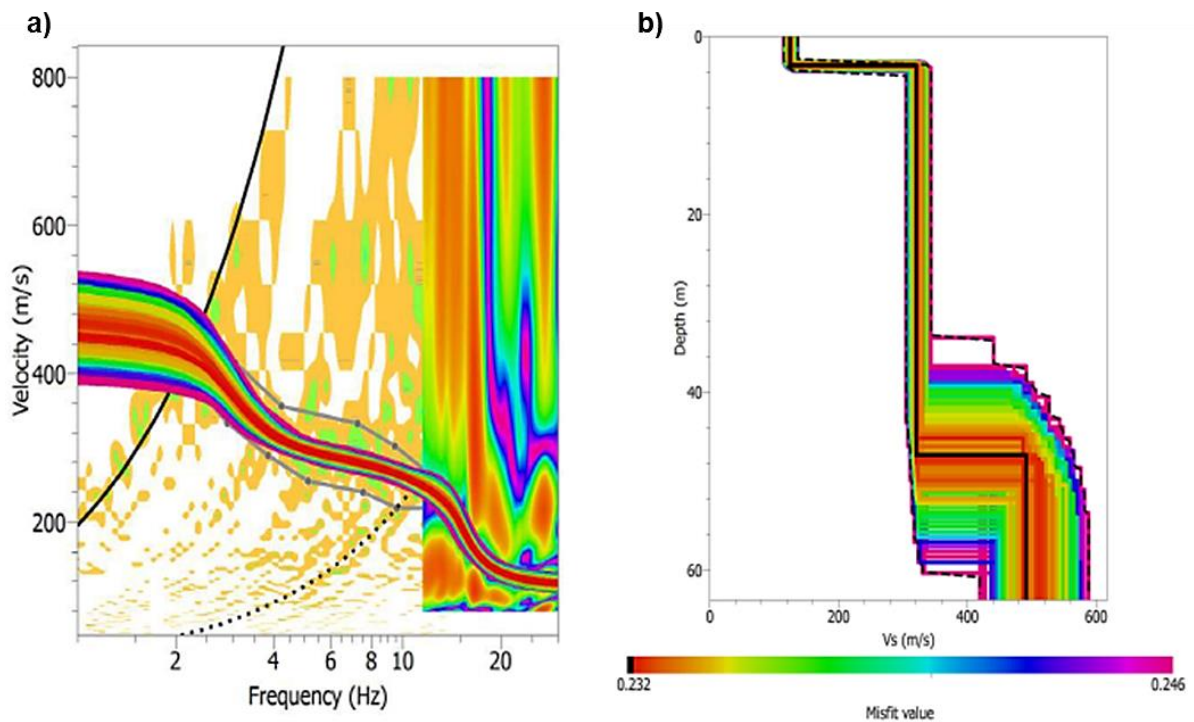


Figura A. 1. (a) Curva de dispersión estadística obtenida de la combinación del ensayo pasivo (bajas frecuencias) y activo (altas frecuencias) y (b) Perfil de velocidad de onda de corte generado (Montalva et al. 2014).

Figura 3. 37.

Montalva et al. (2014) realiza una campaña de mediciones geofísicas en distintas estaciones de la red de acelerógrafos ubicadas en el centro-sur del país obteniendo a partir de ello la razón H/V, el período predominante y la velocidad de onda de corte de los primeros 30 m ($V_{S_{30}}$) en cada estación. En la estación acelerográfica de Valdivia, según el estudio antes mencionado, se tiene un periodo predominante de 1,25 s y un $V_{S_{30}}$ de 275 m/s inferido a partir de los resultados obtenidos en la campaña de mediciones (Figura A.1).

El período predominante del suelo en donde se encuentra la estación acelerográfica, junto a datos de 5 sitios distintos (información liberada por la FUCHIGE) fueron contrastados con la microzonificación sísmica de la ciudad propuesta por Alvarado & Valdebenito (2015) encontrándose una buena correlación entre ellos (Figura A.2).

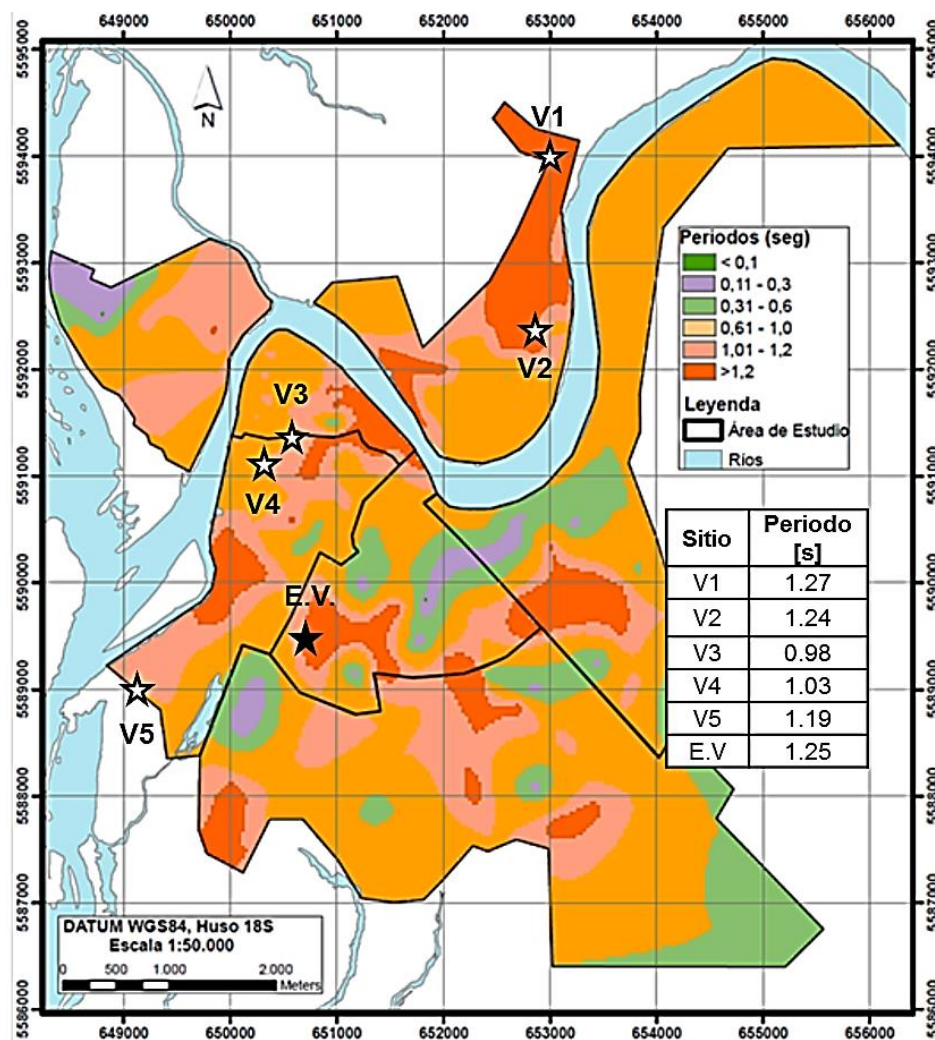


Figura A. 2. Zonificación de Valdivia de acuerdo a los períodos predominantes del suelo (modificado de Alvarado & Valdebenito, 2015) en conjunto a los períodos predominantes de distintos sitios otorgados por la FUCHIGE representados por estrellas blancas (V1, V2, V3, V4 y V5) y Montalva et al. (2014) representado por la estrella negra (Estación de Valdivia E.V.).

Como se mencionó anteriormente el registro de aceleración más austral que se dispone corresponde al obtenido de la estación acelerográfica de Valdivia. En la Figura A.3 se muestran los registros de aceleración correspondiente al terremoto del Maule Mw 8,8 en ambas direcciones horizontales y el espectro de aceleración de la componente horizontal combinada. El PGA horizontal en la dirección combinada es de 0,12 g, mientras que su espectro de aceleración presenta un *peak* a los 1,16 s.

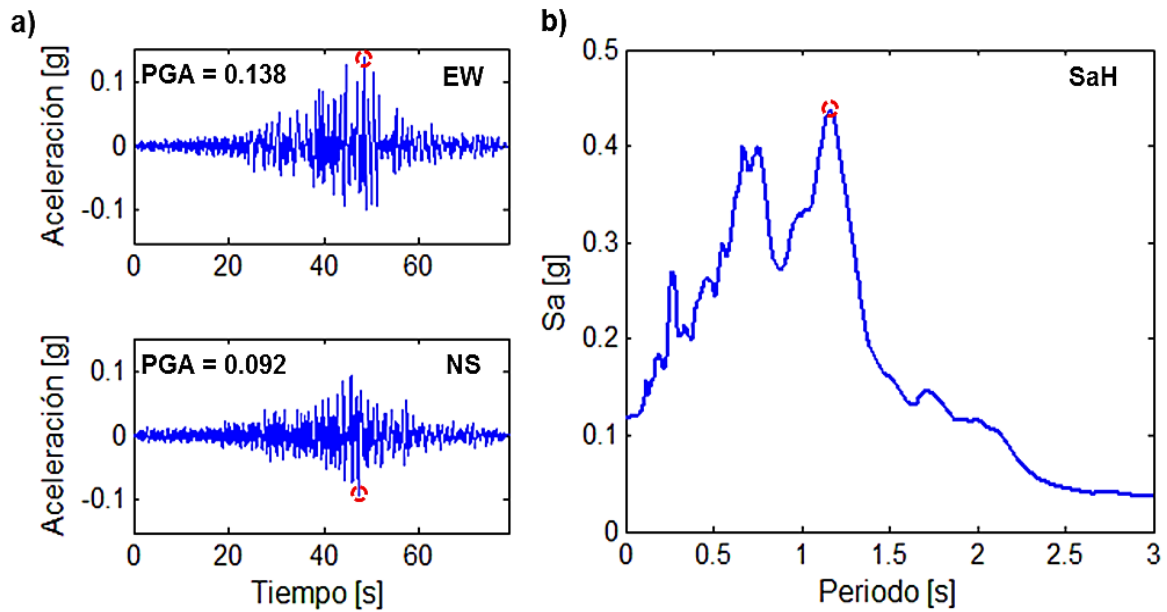


Figura 3. 38. (a) Registros de aceleración y (b) Espectro de aceleración en la dirección horizontal combinada del terremoto del Maule Mw 8,8 de la estación acereológica de Valdivia.

El período predominante obtenido de los registros del terremoto coincide con el obtenido en la campaña de mediciones de Montalva et al. (2014) y junto con el perfil de velocidades de onda de corte y el parámetro V_{s30} dan cuenta de un suelo poco rígido sujeto a efectos de sitio. Es por esta razón que los registros de aceleración de la estación de Valdivia no se utilizaron como parámetro de entrada en la modelación numérica.

A.2 Ensayos de Laboratorio

A.2.1 Ensayo de Permeabilidad

Se realizó el ensayo de permeabilidad a carga constante a una probeta confeccionada mediante 5 capas a una densidad seca del 1,6 [g/cm³] equivalente a la D.R. encontrada en terreno (53%). En la Tabla A.1 se adjuntan los datos de la probeta utilizada, así como la información del permeámetro utilizado.

Tabla A. 1. Datos de confección de ensayo de permeabilidad a carga constante

Datos de Confección	Valor
Diámetro Muestra [cm]	10,14
Altura Muestra "Lo" [cm]	11,8
Área Muestra "A" [cm ²]	80,73
Volumen Muestra [cm ³]	952,61
Peso Molde [g]	4910
Peso Material [g]	1524
Densidad Seca [g/cm ³]	1,60

Durante la realización del ensayo se utilizaron cuatro alturas de cargas distintas, y para cada altura de carga se realizaba el ensayo 3 veces. Se utilizó un tiempo fijo de 60 s por cada ensayo realizado. Las ecuaciones A.1, A.2, A.3 y A.4 se utilizaron para obtener la permeabilidad del suelo.

$$Q = V/t \quad (\text{A.1})$$

$$i = \frac{\Delta H}{L_o} = \frac{H - L_o}{L_o} \quad (\text{A.2})$$

$$v = Q/A \quad (\text{A.3})$$

$$k = v/i \quad (\text{A.4})$$

Donde Q es el caudal, V es el volumen de agua que pasa por el suelo en un tiempo t ; i representa el gradiente hidráulico que se define la diferencia de altura ΔH dividida por la altura de la muestra L_o ; v es la velocidad de flujo con A el área transversal de la muestra y finalmente k es la permeabilidad del suelo. La Figura A.3 muestra un esquema y el ensayo realizado en el laboratorio, mientras que los resultados finales se adjuntan en la Tabla A.2.

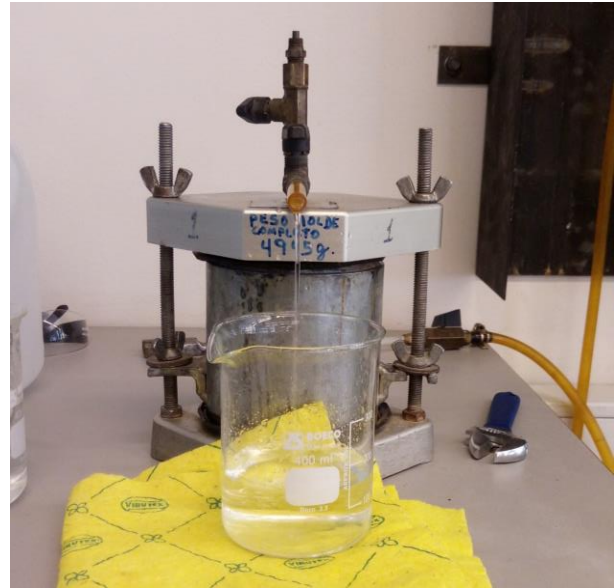
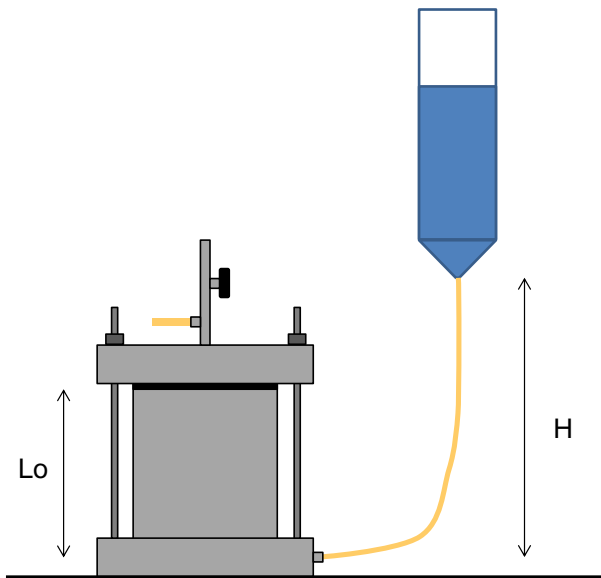


Figura A. 3. Ensayo de permeabilidad a carga constante; (a) Esquema del ensayo y (b) realización del ensayo en laboratorio de sólidos

Tabla A. 2. Resultados ensayos de permeabilidad a carga constante.

Altura de Carga, H [cm]	Tiempo [s]	Volumen de Agua [cm ³]	i [-]	Q [cm ³ /s]	v [cm/s]
30	60	69,83	1,54	1,16	1,44E-04
	60	69,25	1,54	1,15	1,43E-04
	60	68,38	1,54	1,14	1,41E-04
40	60	117,98	2,39	1,97	2,44E-04
	60	116,30	2,39	1,94	2,40E-04
	60	115,43	2,39	1,92	2,38E-04
60	60	189,58	4,08	3,16	3,91E-04
	60	188,10	4,08	3,14	3,88E-04
	60	188,88	4,08	3,15	3,90E-04
80	60	257,15	5,78	4,29	5,31E-04
	60	257,78	5,78	4,30	5,32E-04
	60	256,96	5,78	4,28	5,30E-04

A.2.2 Resultados de Ensayos Triaxiales Cíclicos

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1	B-value [-]	0,96
B.P. [kg/cm ²]	3	Rc [-]	0,412
$D.R._{ensayo}$ [%]	51,5	$N_{5\%D.A.}$ [-]	13

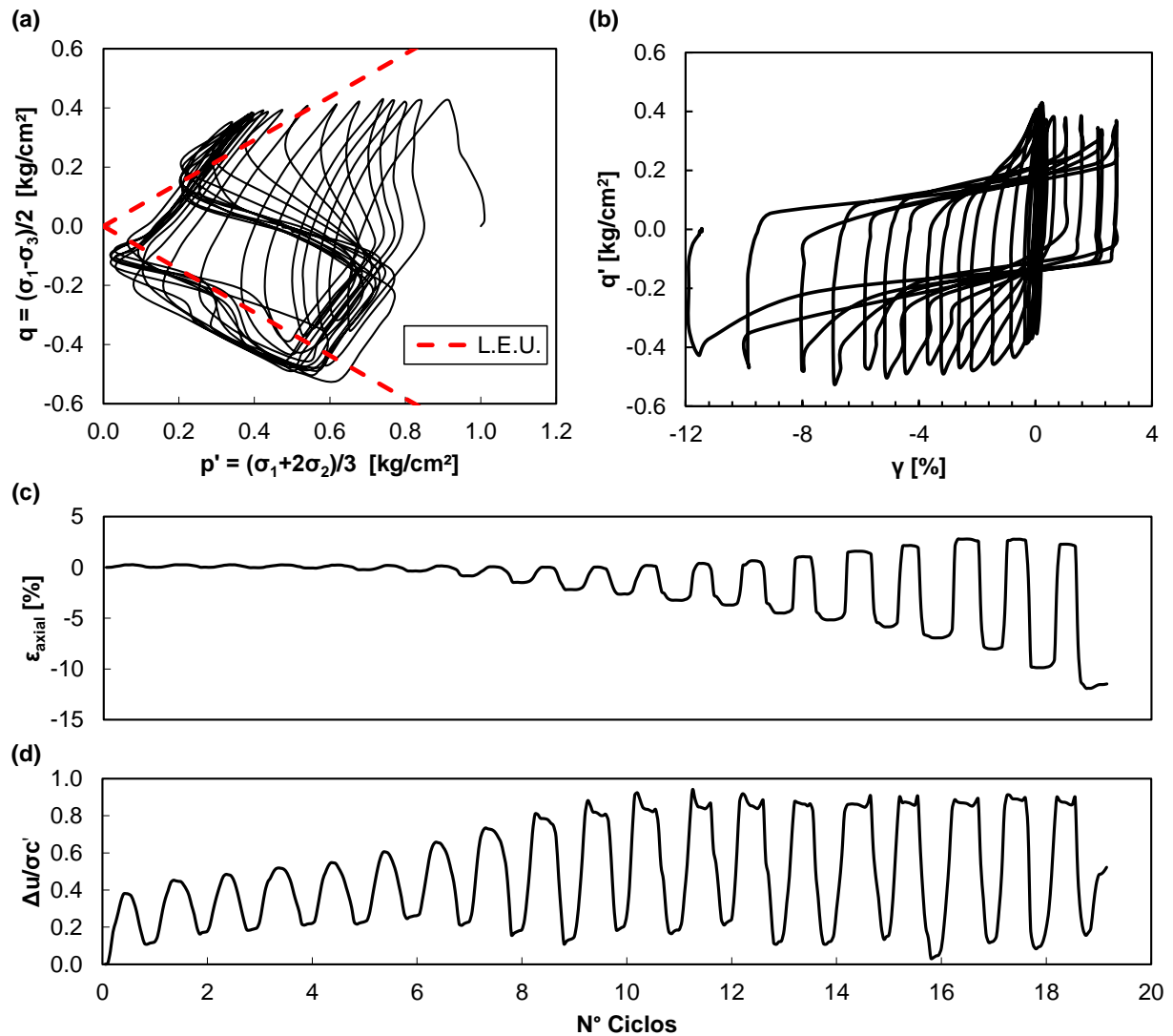


Figura A. 4. Resultados de ensayo triaxial cíclico con $\Delta\sigma'/2$ de 0,4 kg/cm² y un σ'_c de 1 kg/cm²:
 (a) espacio p' - q' ; (b) espacio γ - q' ; (c) deformación axial ϵ_{axial} versus número de ciclos y (d) razón de presión de poros $r_u = \Delta u / \sigma'_c$ versus número de ciclos

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1	B-value [-]	0,96
B.P. [kg/cm ²]	3	Rc [-]	0,396
$D.R._{ensayo}$ [%]	53,6	$N_{5\%D.A.}$ [-]	15

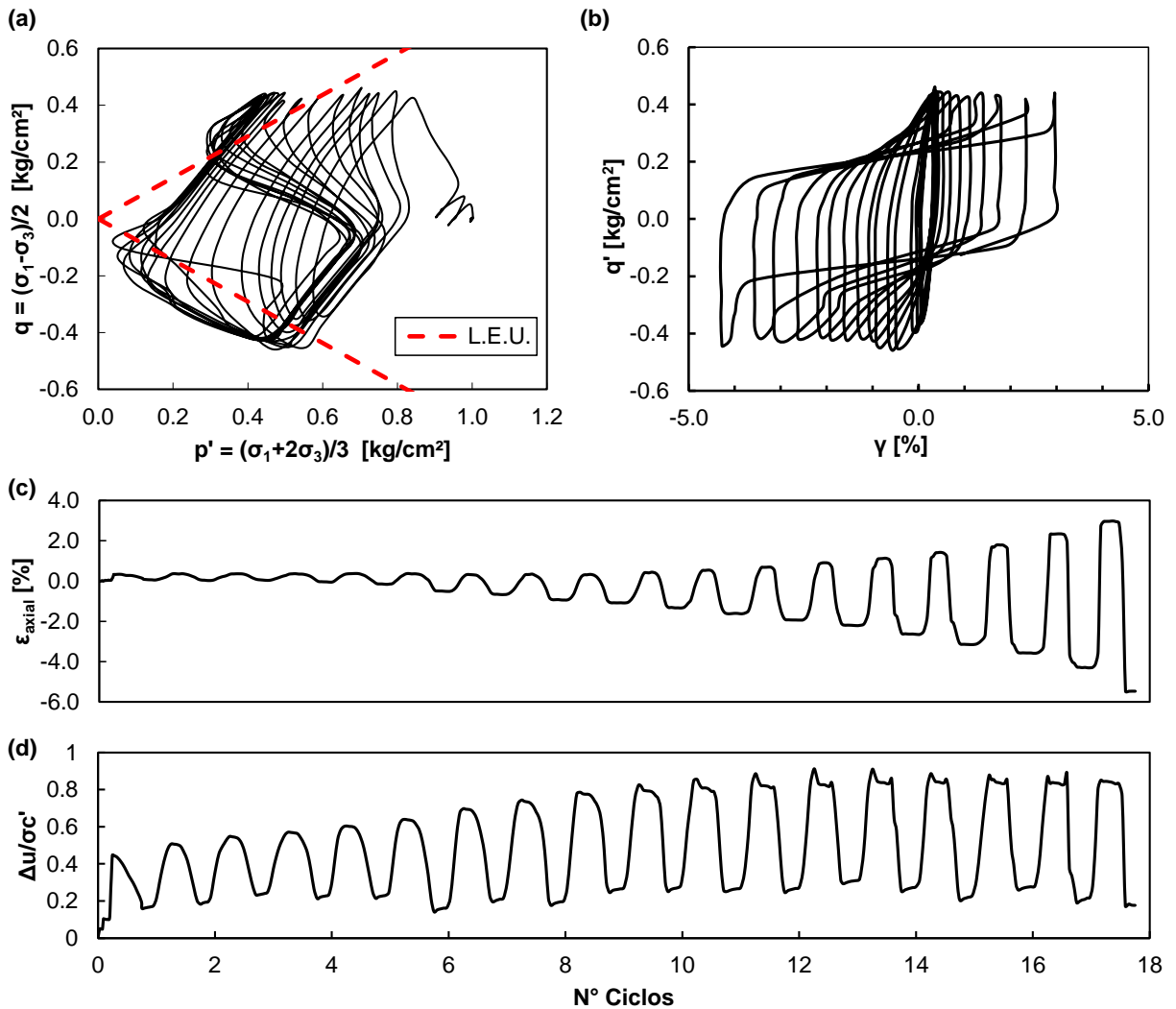


Figura A. 5. Resultados de ensayo triaxial cíclico con $\Delta\sigma'/2$ de 0,4 kg/cm² y un σ'_c de 1 kg/cm²:
 (a) espacio p' - q' ; (b) espacio q' - γ ; (c) deformación axial ϵ_{axial} versus número de ciclos y (d) razón de presión de poros $r_u = \Delta u/\sigma'_c$ versus número de ciclos

Información Ensayo Triaxial Cíclico			
p'_0 [kg/cm ²]	1	B-value [-]	0,98
B.P. [kg/cm ²]	3	Rc [-]	0,305
$D.R._{ensayo}$ [%]	52,2	$N_{5\%D.A.}$ [-]	70

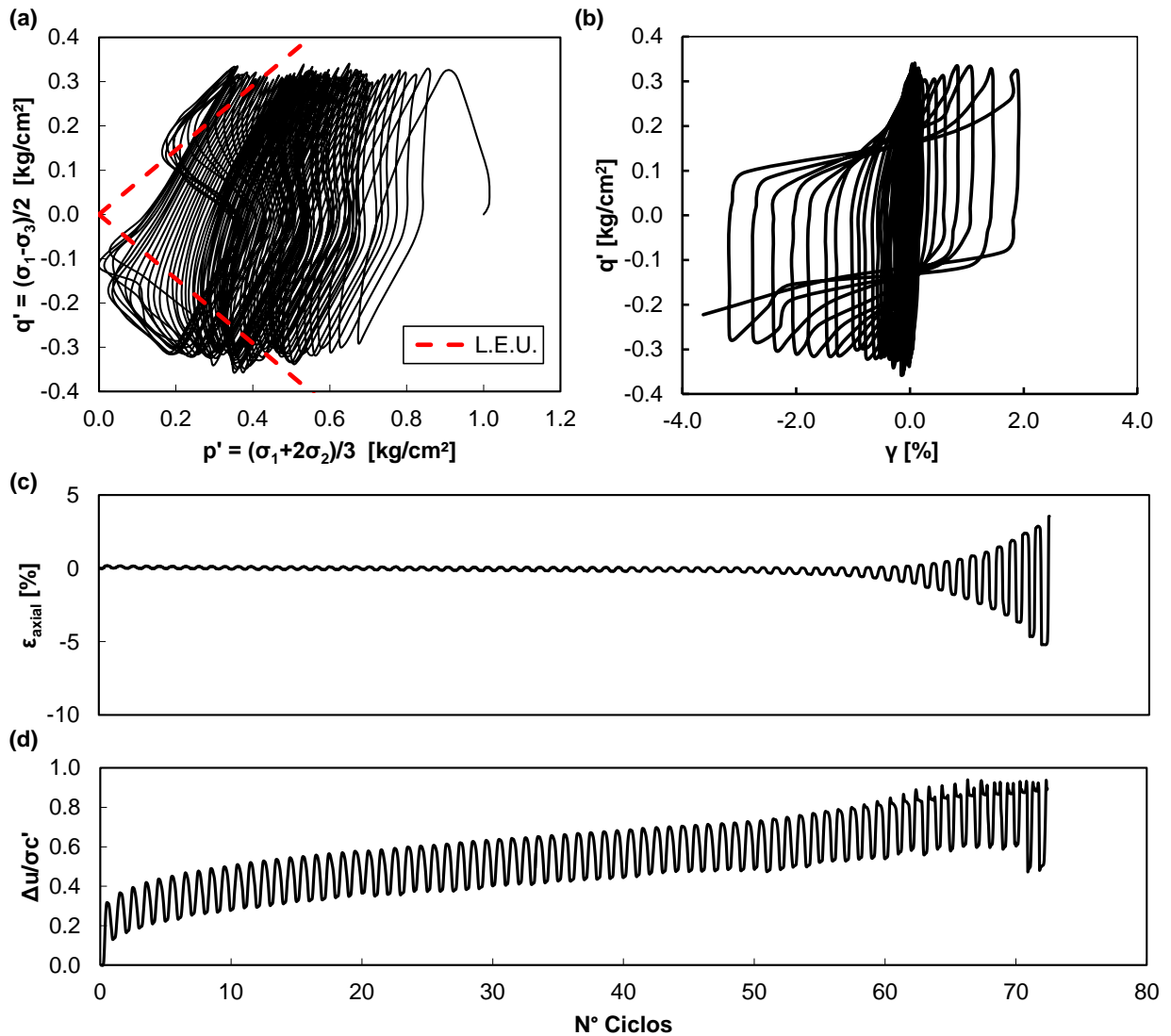


Figura A. 6. Resultados de ensayo triaxial cíclico con $\Delta\sigma'/2$ de 0,3 kg/cm² y un σ'_c de 1 kg/cm²:
(a) espacio p' - q' ; (b) espacio γ - q' ; (c) deformación axial ϵ_{axial} versus número de ciclos y (d) razón de presión de poros $r_u = \Delta u/\sigma'_c$ versus número de ciclos

A.3 Resultados de Modelamiento Numérico

