



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES SOPORTADOS EN PILOTES AFECTADOS POR LICUEFACCIÓN Y CORRIMIENTO LATERAL

ÁLVARO ROBERTO GUTIÉRREZ ORTIZ

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

Profesor Supervisor:
CHRISTIAN LEDEZMA ARAYA

Santiago de Chile, Agosto, 2016

© 2016, Álvaro Roberto Gutiérrez Ortiz



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES SOPORTADOS EN PILOTES AFECTADOS POR LICUEFACCIÓN Y CORRIMIENTO LATERAL

ÁLVARO ROBERTO GUTIÉRREZ ORTIZ

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

CHRISTIAN LEDEZMA ARAYA

ESTEBAN SAEZ ROBERT

GONZALO MONTALVA ALVARADO

LUIS RIZZI CAMPANELLA

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

Santiago de Chile, Agosto, 2016

A mis padres, abuelita y Gabriela por
su infinito amor, constante apoyo, y
comprensión.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quisiera agradecer a mi familia por su constante apoyo, contención y cariño entregado en todos estos años universitarios, ya que sin su respaldo esta investigación hubiera sido imposible. A mi novia Gabriela por enfocarme siempre en cumplir nuestras metas, y entregarme su apoyo y amor. A mis amigos por su confianza y comprensión.

Agradezco de forma particular a mi profesor guía Sr. Christian Ledezma, quien dedicó su tiempo y conocimiento para el desarrollo de esta investigación en todo momento. Además, de brindar y ayudar con su apoyo y orientación en mi desarrollo académico.

También quisiera reconocer a todos aquellos compañeros y profesores, quienes formaron parte de mi paso por la universidad y que ayudaron a hacer posible los resultados de esta investigación.

Finalmente, quisiera agradecer a ITASCA por brindar apoyo en el desarrollo de la investigación mediante la entrega de la licencia del software FLAC 2D, y al FONDECYT N11110125 por financiar la investigación.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS	viii
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT	xii
1. Introducción	1
1.1 Motivación	3
1.2 Hipótesis.....	5
1.3 Objetivos	6
1.4 Estructura de la tesis.....	7
1.5 Revisión bibliográfica	9
1.5.1 Licuefacción y evaluación de su potencial	9
1.5.2 Observaciones de los puentes seleccionados	11
1.5.2.1 Mataquito.....	11
1.5.2.2 Juan Pablo II	14
1.5.2.3 Llacolén	16
1.5.3 Caracterización geotécnica	17
1.5.3.1 Procesamiento del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)...	17
1.5.3.2 Correlaciones empleadas en la caracterización geotécnica ...	20
1.5.4 Reseña del software Fast Lagrangian Analysis of Continua	25
1.5.4.1 Ecuaciones de campo.....	26
1.5.4.2 Modelos constitutivos utilizados	26
1.5.5 Diseño y evaluación de desempeño de pilotes de puentes fundados en suelos licuables y afectados por corrimiento lateral	36
1.6 Metodología	40
1.7 Resultados y Análisis	43
1.7.1 Calibración de los modelos constitutivos de suelos.....	43

1.7.2	Propiedades de los elementos estructurales	48
1.7.3	Consideraciones para el modelamiento en FLAC	51
1.7.4	Resultados condición post-sísmica	52
1.7.5	Resultados condición dinámica	53
1.7.6	Análisis	55
2.	Comparison of two simplified methods to evaluate the performance of three pile-supported bridges affected by liquefaction during the 2010 maule earthquake	57
2.1	Abstract	57
2.2	Introduction	57
2.3	Liquefaction susceptibility	58
2.4	Liquefaction effects.....	58
2.5	Considerations for Pile Response Analysis.....	60
2.6	Mataquito Bridge.....	61
2.6.1	Liquefaction Susceptibility	61
2.6.2	Results from Method 1	61
2.6.3	Results from Method 2	62
2.7	Juan Pablo II Bridge.....	64
2.7.1	Liquefaction Susceptibility	64
2.7.2	Results from Method 1	65
2.7.3	Results from Method 2	66
2.8	Llacolén Bridge	68
2.8.1	Liquefaction Susceptibility	68
2.8.2	Results from Method 1	68
2.8.3	Results from Method 2	69
2.9	Conclusions	71
2.10	Acknowledgments.....	72
3.	Seismic behavior of a pile supported bridge affected by liquefaction-induced lateral spreading.....	73
3.1.	Abstract	73
3.2.	Introduction	73
3.3.	Geotechnical model development	75
3.4.	Liquefaction susceptibility	77
3.5.	Ground motion input	77
3.6.	Numerical modeling.....	79

3.6.1. Material model calibration.....	79
3.6.2. Bridge structure.....	83
3.6.3. Numerical models	85
3.7. Results and analyses.....	86
3.8. Conclusions	93
3.9. Acknowledgments.....	95
4. Conclusiones y trabajos futuros.....	96
4.1. Conclusiones	96
4.2. Trabajos futuros.....	97
BIBLIOGRAFIA.....	99

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1.1: Factores de corrección debido a energía transferida, según datos recopilados de información entregada por el MOP.....	19
Tabla 1.2: Propuesta para estimar ϕ según Meyerhof (1956).	20
Tabla 1.3: Propuesta para estimar ϕ según Peck et al. (1974).....	21
Tabla 1.4: Velocidades de onda de corte para arenas, extraídas de Hamman y Eliwa (2013).	22
Tabla 1.5: Velocidades de onda de corte para gravas, extraídas de Wair et al. (2012).....	22
Tabla 1.6: Rangos de valores para el coeficiente de Poisson según Bowles (1997).	24
Tabla 1.7: Parámetros input Modelo Elástico en FLAC.	33
Tabla 1.8: Parámetros input Modelo Mohr-Coulomb en FLAC.....	33
Tabla 1.9: Parámetros input Modelo PM4SAND en FLAC.	34
Tabla 1.10: Parámetros input Modelo UBCSAND en FLAC.....	34
Tabla 1.11: Parámetros input Modelo UBCHYST en FLAC.	35
Tabla 3.1: Soil properties.	77
Tabla 3.2: Correlations for PM4SAND model.....	81
Tabla 3.3: Correlations for the UBCSAND model.	82
Tabla 3.4: Equivalent 2D structural properties.	84
Tabla 3.5: Coupling spring properties for soil-pile interaction.	84

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1: Epicentro terremoto del Maule y puentes seleccionados.....	11
Figura 1.2: Vista lateral del puente Mataquito y sondajes disponibles.	12
Figura 1.3: Corrimiento lateral sobre el estribo sur.	13
Figura 1.4: Brecha de expansión cerrada estribo norte (adaptada de McGann, 2013).	13
Figura 1.5: Vista lateral zona norte puente Juan Pablo II y sondajes disponibles.	14
Figura 1.6: Falla columna puente Juan Pablo II debido a corrimiento lateral (Ledezma, 2013).....	15
Figura 1.7: Asentamientos verticales medidos y estimados (Ledezma, 2013).	16
Figura 1.8: Vista en planta del puente Llacolén y la posición de dos sondajes (González y Ledezma, 2016).	17
Figura 1.9: Ciclo básico de cálculo explícito desarrollado en FLAC (adaptado del manual de FLAC, 2011).	25
Figura 1.10: Esquema del procedimiento para estimar los desplazamientos residuales de un sistema de fundaciones (Armstrong et al., 2014).	38
Figura 1.11: Metodología empleada en el desarrollo de la investigación.	40
Figura 1.12: Metodología para la estimación de los parámetros h_{po} y h_{fac1}	44
Figura 1.13: Valores de h_{po} para distintos valores de $(N_1)_{60CS}$	45
Figura 1.14: Relación entre $(N_1)_{60}$ versus CSR.....	46
Figura 1.15: Comportamiento de suelo licuable según el modelo PM4SAND para distintos valores de $(N_1)_{60}$ a diferentes niveles de carga.....	47
Figura 1.16: Resultados de degradación y amortiguamiento según UBCHYST, comparado con los resultados de Rollins et al. (1998).	48
Figura 1.17: Modelamiento para determinar las propiedades de los resortes normales.	49
Figura 1.18: Resultados del modelo en deformación plana para pilote cargado lateralmente, a) muestra los elementos en fluencia y b) muestra la deformación al final de la carga.	50
Figura 1.19: Resultados procesados de los resortes normales a dos niveles de confinamiento (2.5 y 5 m) para estimar su rigidez y resistencia.	51

Figura 1.20: Resultados puente Mataquito, incluye estratos y estructura.	52
Figura 1.21: Resultados puente Juan Pablo II, incluye estratos y estructura.	53
Figura 1.22: Resultados modelo dinámico Puente Juan Pablo II, incluye estratos y estructura.	54
Figura 2.1: Expected lateral displacement D for different values of the resisting force R for the piles in the south abutment of the Mataquito Bridge (different p-y curves were used).62	
Figura 2.2: Lateral displacement profile for the piles in the south abutment of Mataquito Bridge. Post-earthquake condition.	63
Figura 2.3: Bending moment profile for the piles near the north abutment of Mataquito Bridge. Post-earthquake condition.	64
Figura 2.4: Expected lateral displacement D for different values of resisting force R for the columns of Pier No. 66 near the north abutment of Juan Pablo II Bridge (different p-y curves were used).	66
Figura 2.5: Lateral displacement profile for the piles near the north abutment of Juan Pablo II Bridge. Post-earthquake condition.	67
Figura 2.6: Bending moment profile for the piles near the north abutment of Juan Pablo II Bridge. Post-earthquake condition.	67
Figura 2.7: Expected lateral displacement D for different values of resisting force R for the piers of Pier No. 48 near the north abutment of Llacolén Bridge (different p-y curves were used).	69
Figura 2.8: Lateral displacement profile for the piles near the north abutment of Llacolén Bridge. Post-earthquake condition.	70
Figura 2.9: Bending moment profile for the piles near the north abutment of Llacolén Bridge. Post-earthquake condition.	71
Figura 3.1: (a) North abutment, (b) Lateral displacement towards the river, (c) Soil settlement at interior pier at northeast abutment (FHWA, 2011.), and (d) Handrail failures at the bridge deck.	74
Figura 3.2: Lateral view of Mataquito Bridge, indicating the soil layers, distribution of piles, the location of borings and water table.	75
Figura 3.3: $(N_1)_{60CS}$ values vs depth.	76

Figura 3.4: Factor of Safety (FS) against liquefaction for Mw=8.8 and PGA=0.36g.....	76
Figura 3.5: Location of Bridge, outcrop stations and slip model (Moreno et al, 2010).....	78
Figura 3.6: Acceleration, velocity and displacement time histories for Rapel ground motion record.....	79
Figura 3.7: Results of calibration process for three $(N_1)_{60}$ values with PM4SAND model.	81
Figura 3.8: Pushing a row of piles model in FLAC 2D.	83
Figura 3.9: FLAC 2D model.	86
Figura 3.10: r_u values for (a) Model 1 and (b) Model 2 at two instants.....	87
Figura 3.11: Lateral displacements for (a) Model 1, (b) Model 2 and (c) Model 3.....	87
Figura 3.12: Post-seismic lateral displacements at the abutments' piles calculated using the three models.	89
Figura 3.13: Post-seismic lateral displacements at the interior piers calculated using the three models. Different scale between Pier #1-6 and #7 to better display the displacements.	90
Figura 3.14: Post-seismic bending moment for the three models in the piles at abutments.	91
Figura 3.15: Bending moment history for the front deck-pile connection at abutments. ...	92
Figura 3.16: Spectral accelerations (damping ratio of 5%) and computed acceleration time histories for (a) Model 1, (b) Model 2, and (c) Model 3.	93

RESUMEN

El terremoto Mw8.8 del Maule de 2010 gatilló licuefacción en diversos lugares de la zona central y sur de Chile. Los puentes Mataquito, Juan Pablo II, y Llacolén fueron afectados por este fenómeno. Para evaluar su comportamiento sísmico fueron utilizados dos enfoques con el objetivo de comparar los resultados del modelo numérico versus las observaciones de terreno, y determinar el rol del efecto inercial. El primer enfoque consiste en una condición post-terremoto con propiedades residuales no drenadas. El segundo enfoque consiste en tres modelos numéricos dinámicos para simular el desempeño sísmico del puente Mataquito. Los perfiles de suelo fueron determinados de los perfiles SPT y reportes geotécnicos, y las propiedades de la estructura fueron obtenidas de los planos de construcción. Para el segundo enfoque, modelos constitutivos de suelo avanzados fueron usados para capturar el comportamiento de las capas licuables: PM4SAND y UBCSAND. Además, una función definida por el usuario fue incluida al modelo UBCHYST para capturar licuefacción en base al procedimiento simplificado de Youd et al. (2001). Los principales resultados de los análisis incluyen desplazamientos y cargas sobre la estructura, los cuales fueron comparados frente a observaciones de terreno. Estos resultados podrán ayudar a una mejor comprensión del comportamiento sísmico de puentes soportados en pilotes afectados por licuefacción y corrimiento lateral.

Palabras Claves: Pilote, Puente, Licuefacción, Corrimiento lateral, FLAC

ABSTRACT

The 2010 Mw8.8 Maule earthquake triggered liquefaction in several location in central and southern Chile. The Mataquito Bridge, Juan Pablo II Bridge, and Llacolén Bridge were affected by this phenomenon. To evaluate the bridges' seismic performance were used two approaches with the objective to compare the results of the numerical model versus field observations, and to determine the role of the inertial effect. The first approach consists in a post-earthquake condition with undrained residual properties. The second approach consists in three dynamic numerical models to simulate the seismic performance of the Mataquito Bridge. The soil profiles were determined from SPT profiles and geotechnical reports, and the structure's properties were obtained from the construction drawings. For the second approach, advanced soil constitutive models were used to capture the behavior of the liquefiable layers: PM4SAND and UBCSAND. In addition, a user-define function was included to the UBCHYST model to capture liquefaction based on the Youd et al. (2001) simplified procedure. The main results of the analyses include displacements and loads on the structure, which were compared against the field observations. These results may help on better understanding the seismic behavior of pile-supported bridges affected by liquefaction-induced lateral spreading.

Keywords Pile, Bridge, Liquefaction, Lateral spreading, FLAC

1. INTRODUCCIÓN

El 27 de Febrero de 2010 se produce el terremoto del Maule de Mw8.8, el que gatilló licuefacción sobre una gran extensión de las zonas centro y sur de Chile, causando severos daños en diversas infraestructuras como puentes, líneas de tren y otros servicios de comunicación (Ledezma et al., 2012). Como resultado de este terremoto, la actividad comercial fue parcialmente interrumpida, como la conectividad de la ruta 5, la cual es la principal ruta comercial y de conectividad terrestre del país.

El área afectada por el terremoto cubrió aproximadamente unos 500 km de largo y 100 km de ancho, medido desde el hipocentro situado en el mar frente a Cobquecura (alrededor de 100 km al norte de la ciudad de Concepción) (Verdugo et al., 2012). Los efectos más severos se observaron en zonas principalmente costeras y cercanas a ríos. Esto se debe a que los suelos de las zonas costeras son, en general, sedimentos de origen aluvial con baja densidad relativa, lo que se explica porque a medida que el flujo de un río se acerca a la costa (mar), se produce una disminución del tamaño medio de partículas en función de la pérdida de capacidad de transporte del río (Parker, 1991). Esto último, sumado al fuerte movimiento sísmico, gatillaron los fenómenos de licuefacción y corrimiento lateral.

La infraestructura de transporte público y privado, en particular puentes, son altamente susceptibles al daño cuando su suelo de fundación sufre licuefacción. Debido a este terremoto, diversos puentes sufrieron daños en Chile, como los puentes Mataquito, Llacolén, Juan Pablo II, La Mochita, entre otros. Sin embargo, aunque en algunos puentes se observaron daños severos, el desempeño sísmico general de los tableros de puentes y superestructuras fue bueno. Además, según datos del Ministerio de Obras Públicas (MOP), sólo alrededor de un 5.7% de los puentes sufrió un nivel considerable de daños debido al terremoto (Ledezma et al., 2012).

Esto último, permite inferir que las metodologías de diseño y evaluación del desempeño de este tipo de estructuras son lo suficientemente precisas para evitar colapsos y predecir su comportamiento, sin embargo los procedimientos de diseño sísmico utilizados en Chile sólo consideran métodos analíticos simplificados, los cuales son referidos al AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, ya que no existe una normativa local. Por

lo tanto, realizar un estudio detallado, en donde se incorpore la interacción del suelo y la estructura sujeto a los esfuerzos inducidos por el sismo podrá permitir conocer los instantes críticos y los esfuerzos inducidos por la licuefacción.

La presente investigación consiste en el análisis numérico de tres puentes: Juan Pablo II (abierto en 1974), Llacolén (abierto el 2000), y Mataquito (abierto el 2006), los que sufrieron licuefacción y corrimiento lateral durante el terremoto de 2010. Los dos primeros cruzan el río Bío-Bío, el segundo río más largo de Chile y cercano a la ciudad de Concepción. El otro puente cruza el río Mataquito cerca de la localidad de Iloca, en donde se observaron claras evidencias de licuefacción en ambos estribos. Cabe señalar que el desempeño sísmico de estos tres puentes fue bastante dispar, variando desde pequeñas deformaciones residuales en la estructura hasta caída de tableros.

1.1 Motivación

Desde la segunda mitad del siglo pasado, el fenómeno de licuefacción se transformó en uno de los temas más relevantes en el área de la ingeniería civil, producto de los severos daños causados en estructuras, como puentes y tranques de relaves, afectando la conectividad, procesos mineros, entre otros.

En particular, el terremoto ocurrido en el Maule Mw8.8 brinda la oportunidad para evaluar y validar los métodos disponibles actualmente para la predicción de licuefacción, comportamiento estructural, estimación de desplazamientos laterales, y comportamiento de suelo. Además, posibilita la generación de estudios detallados de comparación entre herramientas computacionales y el desempeño real, a partir de los comportamientos estructurales y geotécnicos observados in-situ, los cuales han sido recopilados de campañas de terreno. Este tipo de investigaciones han sido una de las fuentes más importantes para los avances en la ingeniería geotécnica sísmica en los últimos 50 años (Ledezma, 2013).

Los puentes que fueron seleccionados para este estudio presentaron clara evidencia de licuefacción y corrimiento lateral, además de un desempeño sísmico bastante diferente. También, tienen como característica común que se encuentran a una distancia similar al epicentro, de aproximadamente 100 km. A raíz de esto, es posible evaluar y comparar su potencial de licuefacción, generar un modelo numérico simplificado de análisis, y para un caso compararlo con un modelo numérico avanzado.

Dado que algunos de los puentes sufrieron daños severos, estos debieron ser cerrados para una posterior reparación. En particular, se observaron fallas de corte en pilas y corrimientos laterales que indujeron asentamientos en los rellenos. En estos efectos radica la importancia de estudiar y enfocar el trabajo en comprender el comportamiento de puentes bajo cargas sísmicas, puesto que sus efectos pueden ser anticipados considerando herramientas de cálculo más sofisticadas.

En esta investigación, se presentará un modelamiento numérico realizado con un software ampliamente utilizado en la industria geotécnica, por lo cual los resultados,

observaciones y recomendaciones de modelamiento serán de gran utilidad para los trabajos futuros que puedan ser llevados a cabo, tanto en investigación como en proyectos reales de ingeniería. Además, se incluye la interacción suelo-estructura, un tema que con el paso de los años se ha tornado relevante, y que presenta un gran desafío.

1.2 Hipótesis

Para llevar a cabo la investigación fueron consideradas tres hipótesis fundamentales en las cuales se basa la búsqueda de la comprensión de los fenómenos en estudio.

La primera hipótesis se refiere a que la presencia de pilotes en suelos potencialmente licuables produce un efecto positivo en el desempeño estructural frente a la licuefacción y corrimiento lateral, efecto denominado *pile-pinning* (Armstrong et al., 2013).

La segunda hipótesis considera la posibilidad de desacoplar los efectos inerciales de los cinemáticos en estructuras, como puentes soportados en pilotes y que se encuentran fundados en suelos con alto potencial de licuefacción (Chang et al., 2005; Ledezma y Bray, 2010; Armstrong et al., 2014).

La tercera se refiere a la validez de métodos numéricos para la evaluación del fenómeno de licuefacción y corrimiento lateral, en puentes fundados sobre pilotes, considerando la interacción suelo-estructura.

1.3 Objetivos

El principal objetivo de esta investigación es evaluar y predecir el comportamiento sísmico de puentes soportados en pilotes afectados por licuefacción y corrimiento lateral, basado en dos enfoques desarrollados en el software geotécnico Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC). Los enfoques desarrollados consisten en:

- a) Modelo de equilibrio post-sísmico con propiedades residuales no drenadas para determinar los desplazamientos laterales residuales.
- b) Modelo dinámico con modelos constitutivos avanzados de suelos.

Además, se plantean los siguientes objetivos específicos desarrollados en la investigación:

- a) Comparar el desempeño observado y medido en terreno de los casos de estudio con los modelos numéricos, incluyendo el primer enfoque para todos los puentes y el segundo enfoque para el puente Mataquito.
- b) Determinar si es posible desacoplar los efectos inerciales y cinemáticos en puentes chilenos, que fueron afectados por licuefacción y corrimiento lateral.
- c) Proponer recomendaciones para el modelamiento de la interacción suelo-estructura en FLAC a partir de los resultados obtenidos.
- d) Proponer recomendaciones para mejorar el diseño de pilotes que podrían ser afectados por licuefacción y corrimiento lateral.

1.4 Estructura de la tesis

La presente tesis se encuentra dividida en cuatro capítulos:

El capítulo 1 corresponde a la introducción de la tesis, en donde se incluye una descripción general de los fenómenos en estudio. En particular, se presentan la Motivación, Hipótesis y Objetivos en los cuales se basa la investigación (subcapítulo 1.2, 1.3 y 1.4, respectivamente), la Revisión Bibliográfica (subcapítulo 1.5) de los aspectos más relevantes para llevar a cabo el estudio. Además, se incluye la Metodología (subcapítulo 1.6), en donde se describe detalladamente en qué consiste la investigación, tanto las etapas y herramientas utilizadas para llevar a cabo la tesis. Por último, se incluyen los Resultados y Análisis (subcapítulo 1.7), donde se discuten los principales resultados de la calibración de modelos constitutivos y propiedades de la estructura (sección 1.7.1 y 1.7.2, respectivamente), aspectos generales del modelamiento numérico (sección 1.7.3), resultados no incluidos en los artículos de los capítulos 2 y 3, como los resultados de la condición post-sísmica (sección 1.7.4) y de la condición dinámica (sección 1.7.5), y la contribución de esta investigación respecto a los objetivos planteados y análisis de resultados (sección 1.7.6).

El capítulo 2 corresponde al artículo presentado en la conferencia 6ICEGE, en el cual se presentan los resultados de la primera parte de esta investigación, referentes a modelos numéricos en condición post-sísmica simplificada, los cuales fueron comparados con un método analítico simplificado. En los subcapítulos 2.1 y 2.2 se incluyen el Abstract e Introducción del documento, mientras que la evaluación de licuefacción, sus efectos y las consideraciones de la respuesta de los pilotes en los subcapítulos 2.3, 2.4 y 2.5, respectivamente. En los subcapítulos siguientes se presentan los resultados del puente Mataquito (subcapítulo 2.6), puente Juan Pablo II (subcapítulo 2.7), y puente Llacolén (subcapítulo 2.7).

El capítulo 3 corresponde al artículo principal de esta investigación, el que fue enviado a la revista Earthquake Spectra. En este se encuentra en primer lugar el Abstract e Introducción (subcapítulos 3.1 y 3.2, respectivamente), una descripción

de los métodos utilizados (en este caso son 3 modelos numéricos) en el subcapítulo 3.3, la evaluación de licuefacción en el subcapítulo 3.4, y el sismo utilizado en el subcapítulo 3.5. Por último, se incluyen las consideraciones del modelamiento numérico (subcapítulo 3.6), para finalizar con los resultados del modelamiento dinámico para el puente Mataquito (subcapítulo 3.7), su comparación frente a las observaciones de terreno (subcapítulo 3.7), y las principales conclusiones de los modelos numéricos y de la metodología empleada (subcapítulo 3.8).

El capítulo 4 corresponde a las conclusiones generales de esta investigación (subcapítulo 4.1) y las propuestas para futuros trabajos (subcapítulo 4.2).

1.5 Revisión bibliográfica

1.5.1 Licuefacción y evaluación de su potencial

A raíz de los terremotos de Niigata y Alaska en 1964, el fenómeno de licuefacción se tornó en uno de los temas más relevantes en el área de la ingeniería geotécnica sísmica, debido a los catastróficos efectos sobre una gran variedad de estructuras. A partir de estos eventos, el número de investigaciones se incrementó, desarrollándose avances notorios para la comprensión de este fenómeno.

La licuefacción sísmica, desde ahora en adelante sólo licuefacción (notar diferencia con la falla de flujo o licuefacción en condición estática) es un fenómeno que ocurre típicamente en arenas sueltas saturadas sometidas a cargas cíclicas, que ha sido definido como la transformación de un material granular de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia del aumento de la presión de poros y una reducción de las tensiones efectivas (Marcuson, 1978).

Además de la disminución de la resistencia, se produce un descenso del módulo de rigidez del material, entonces el material será más débil y se comportará como un fluido denso. Si las tensiones efectivas, las cuales son proporcionales a la resistencia para un material friccional, alcanzan un valor igual a cero, el suelo no tendrá resistencia al corte ni módulo de corte, como consecuencia se desarrollarán grandes deformaciones bajo mínimas tensiones de corte (Towhata, 2008).

Para determinar si un estrato o muestra de suelo tiene potencial de licuefacción, se pueden utilizar diversos métodos de evaluación. Algunos de estos están basados en ensayos de laboratorio, como corte cíclico no drenado o triaxial cíclico, en predicción a partir de velocidades de onda de corte, o en correlaciones a partir de ensayos in situ, como: Standard Penetration Test (SPT) o Cone Penetration Test (CPT).

En particular, en esta sección se incluye una breve reseña de la evaluación del potencial de licuefacción a partir del ensayo SPT, basada en la propuesta de Youd et al. (2001). Esta resume modificaciones y avances realizados al método simplificado

inicial realizada por Youd e Idriss (1971). El procedimiento consiste en determinar dos parámetros: Cyclic Stress Ratio (CSR) y Cyclic Resistance Ratio (CRR), los que pueden ser determinados a partir del valor de $(N_1)_{60}$, resultados de CPT o resultados de laboratorio. En particular en los párrafos siguientes se presentan las ecuaciones para $(N_1)_{60}$.

El primer parámetro representa una tensión de corte promedio inducida por el sismo al suelo, a la cual se le atribuye el aumento de las tensiones de corte, que se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$CSR = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot r_d = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \quad (1.1)$$

donde:

$a_{\max}$ es la máxima aceleración en superficie, g es la aceleración de gravedad, σ_{vo} y σ'_{vo} son la tensión vertical total y efectiva, respectivamente, y r_d es un factor de reducción que considera la flexibilidad de la columna de suelo.

Por otro lado, el segundo parámetro representa la resistencia del material, la cual es posible estimarla a partir de la siguiente expresión:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N_1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (1.2)$$

Finalmente, el Factor de Seguridad (F.S.) frente a licuefacción se define como:

$$F.S. = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \quad (1.3)$$

A lo largo de los años nuevas metodologías para evaluar el potencial de licuefacción han sido desarrollados, como la propuesta probabilística y determinística de Cetin et al. (2004), y modificaciones a las correlaciones para CSR, CRR y nuevas recomendaciones basadas en resultados de terreno realizadas por Boulanger e Idriss (2004) e Idriss y Boulanger (2008). En particular, del documento publicado en 2008 se utilizó la corrección por contenido de finos, la que propone una variación del valor de $(N_1)_{60}$.

1.5.2 Observaciones de los puentes seleccionados

En los siguientes apartados se resumen los aspectos más relevantes de los efectos observados en los puentes seleccionados. En la Figura 1.1 se presenta la localización global de los puentes considerados en el estudio y la localización del epicentro del terremoto. Tal como se puede observar en esta figura, los puentes se encuentran localizados cerca de la costa y a una distancia de aproximadamente 100 km del epicentro.

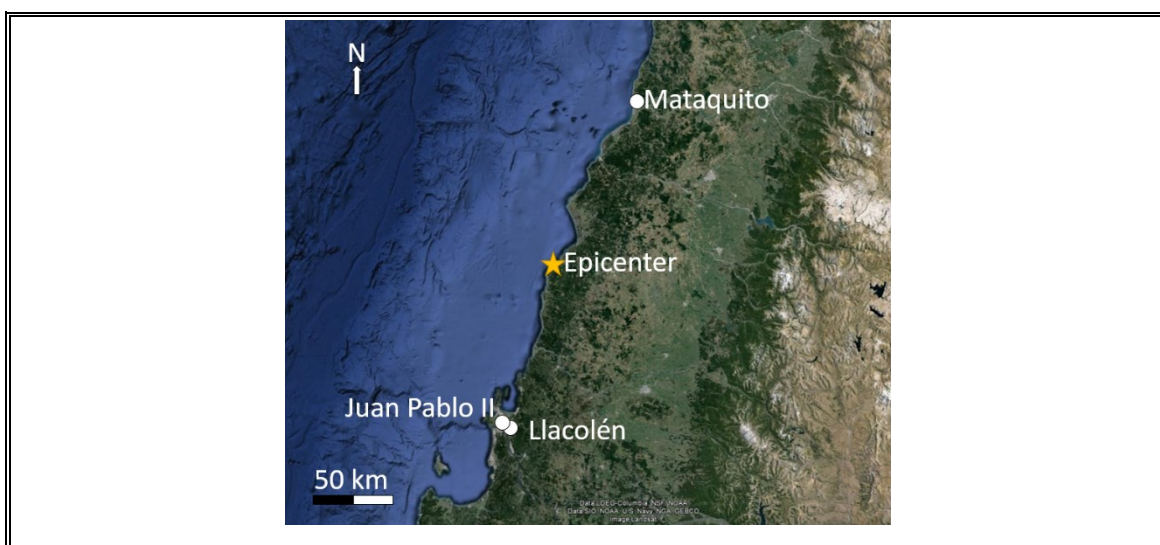


Figura 1.1: Epicentro terremoto del Maule y puentes seleccionados.

1.5.2.1 Mataquito

Este puente es de 320 m de largo conformado por 8 tableros de hormigón armado de 40 m de largo. Según información disponible en Ledezma et al. (2012), el suelo de fundación en el estribo norte es de material sedimentario aluvial suelto que sufrió licuefacción y corrimiento lateral, causando deformaciones moderadas a significativas. En cambio el estribo sur, se encuentra fundado sobre material licuable pero con material gravoso posiblemente superficial, por lo tanto los daños en este

sector fueron menores. En la Figura 1.2 se presenta una vista lateral del puente con la ubicación de los sondeos disponibles de los cuales se obtuvo la descripción geotécnica descrita.

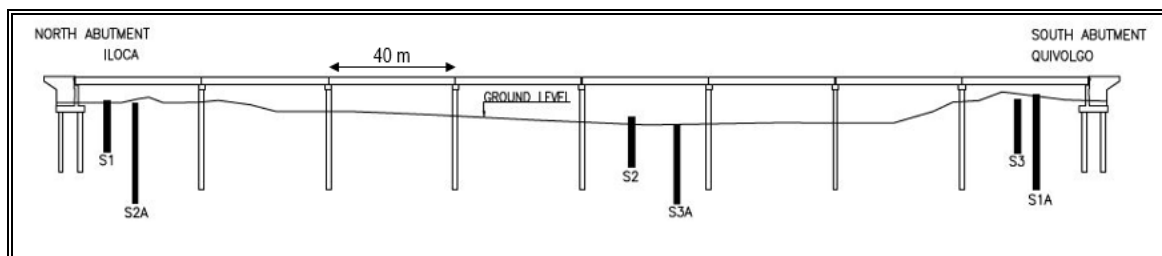


Figura 1.2: Vista lateral del puente Mataquito y sondeos disponibles.

Cada estribo se encuentra conformado por dos corridas de cuatro pilotes de 1.5 m de diámetro espaciados a 4 m. El largo de estos alcanza los 17 m, donde cerca de la cuarta parte de estos se encuentra fundada en material competente. Por su parte, las cepas centrales están conformadas por una fila de tres pilotes de 1.5 m de diámetro espaciados a 4 m y de 28.6 m de largo.

Del reconocimiento en terreno, no se observaron fallas estructurales en la superestructura, aunque clara evidencia de licuefacción se observó en ambos estribos (FHWA, 2011; Ledezma et al., 2010). En la Figura 1.3 se presentan grietas, las que representan la clara evidencia del corrimiento lateral sobre el estribo sur.



Figura 1.3: Corrimiento lateral sobre el estribo sur.

Del reporte GEER (2010), el desplazamiento residual en los pilotes del estribo sur se estimó en 0.02 a 0.05 m, mientras que los asentamientos alcanzaron cerca de 1 m. Sin embargo, McGann (2013) reportó, basado en una fotografía del estribo norte (Figura 1.4), que la brecha de expansión se encontraba cerrada (0.2 m), por lo tanto sugiere que el movimiento potencial del suelo soportado por el estribo se movió más del par de centímetros registrados por el grupo GEER.



Figura 1.4: Brecha de expansión cerrada estribo norte (adaptada de McGann, 2013).

La información disponible para este puente considera 8 ensayos de SPT ejecutados previo a la construcción del puente, informe hidráulico con los niveles promedio de agua y granulometrías, planos de construcción, y otros resultados de terreno.

1.5.2.2 Juan Pablo II

Este es el puente vehicular más largo de Chile, de 2310 m de largo, abierto el año 1974. Conecta las ciudades de Concepción y San Pedro de la Paz, sobre el río Bío-Bío. Está conformado por 70 vanos, cada uno de 33 m de largo y 22 m de ancho. En la Figura 1.5 se incluye la disposición de la zona analizada del puente y los sondeos disponibles para la caracterización geotécnica.

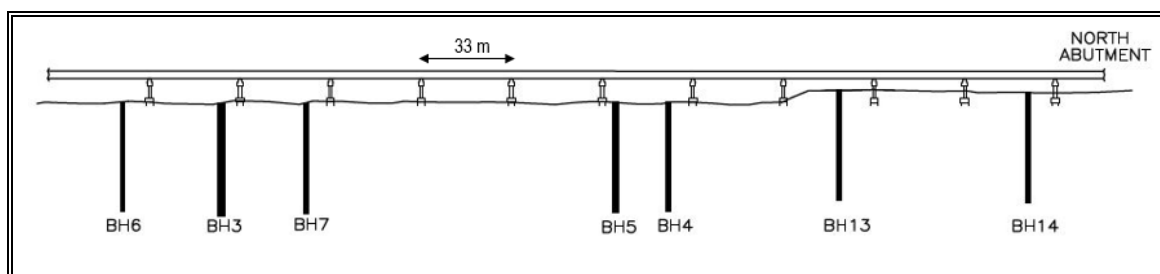


Figura 1.5: Vista lateral zona norte puente Juan Pablo II y sondeos disponibles.

Según la información de los planos, cada cepa está compuesta por 7 vigas de hormigón armado apoyadas sobre 2 columnas de 4.4 m de alto. Estas columnas se unen al sistema de fundación mediante la conexión con 2 pilotes de 2.5 m de diámetro y 16 m de largo.

De la información revisada sobre daños y efectos debidos al terremoto de 2010, según el reporte GEER (2010) y Ledezma et al. (2012), se observaron fallas por corte en columnas, grandes deformaciones verticales y rotación del puente. El fenómeno de licuefacción-corrimiento lateral en el estribo noreste produjo daños significativos en la superestructura. Un efecto de estos daños se incluye en la Figura 1.6, en donde debido al movimiento de suelo se observa la falla de una columna.

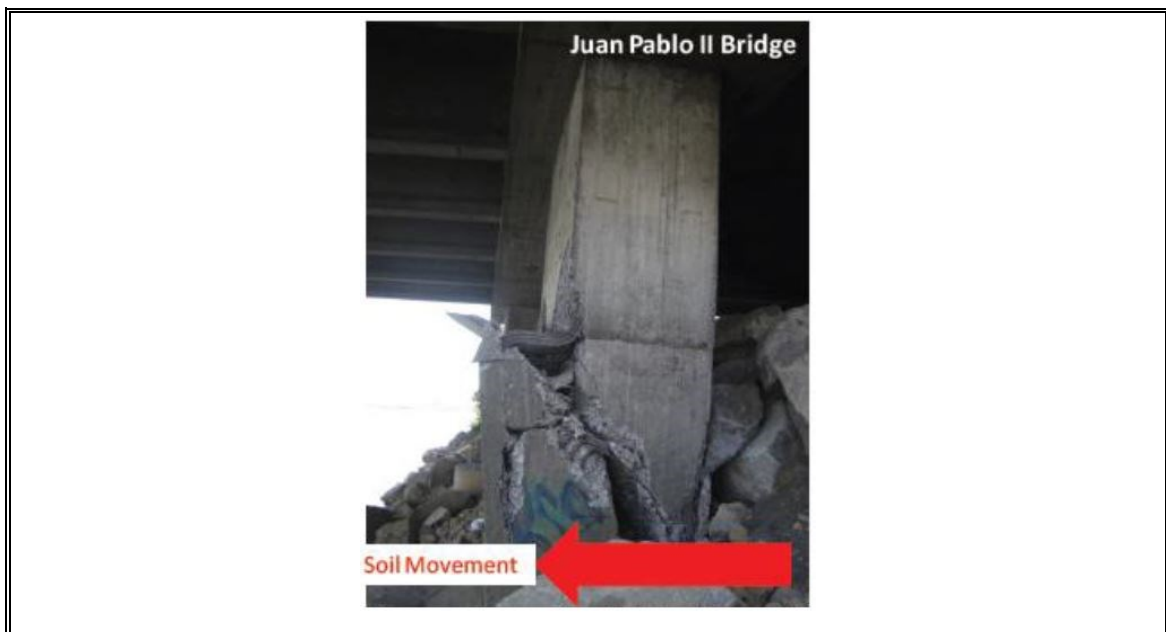


Figura 1.6: Falla columna puente Juan Pablo II debido a corrimiento lateral (Ledezma, 2013).

Además, en estos documentos se señaló que, grandes asentamientos de pilotes fueron registrados en diversas posiciones a lo largo del puente. En la Figura 1.7 se incluyen los resultados de la medición en terreno y los estimados a partir de los resultados de SPT (Ledezma, 2013).

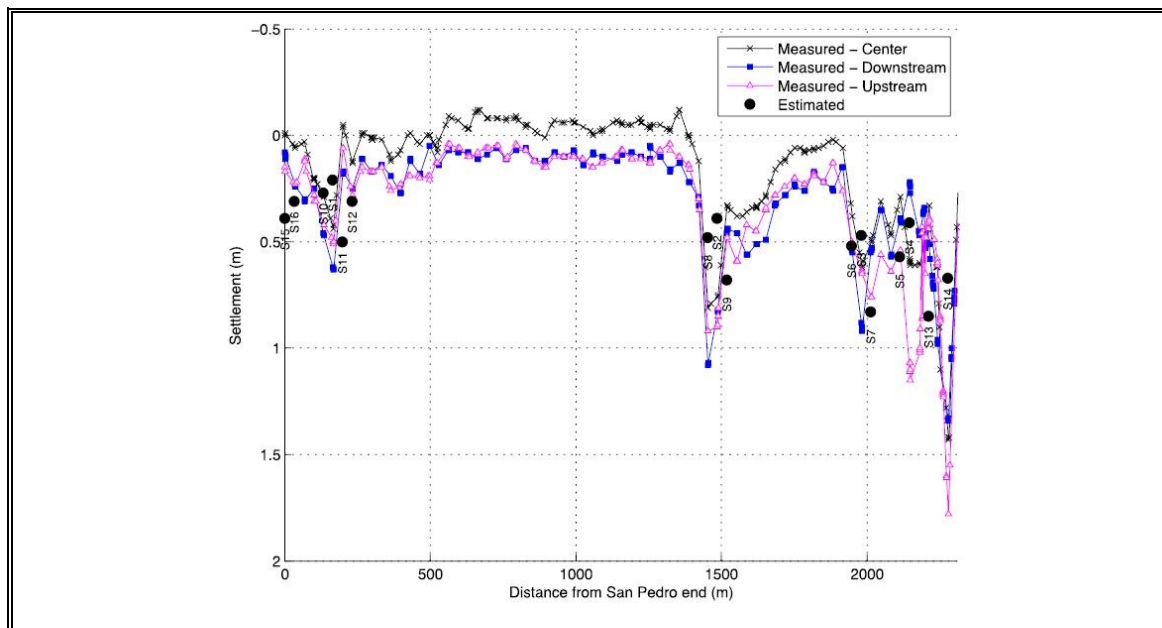


Figura 1.7: Asentamientos verticales medidos y estimados (Ledezma, 2013).

Dentro de la información geotécnica disponible para construir los modelos se encuentran resultados de SPT, CPTu y granulometrías, todas ejecutadas posteriores al terremoto. Los SPT son un total de 16, dispuestos en las zonas de mayor de asentamiento y cercanas a donde se observó fallas de columnas.

1.5.2.3 Llacolén

Este puente se encuentra ubicado en Concepción y construido en el año 2000. Tiene 2160 m y cruza el río Bío-Bío. Además, se encuentra soportado por pilotes con un largo de estos de aproximadamente 20 m. A raíz del terremoto del 2010, se observó corrimiento lateral en el estribo noreste, y la caída de un tablero del puente que ocasionó el cierre del puente. En la Figura 1.8 se incluye una vista en planta general del puente y la posición de un par de sondajes.

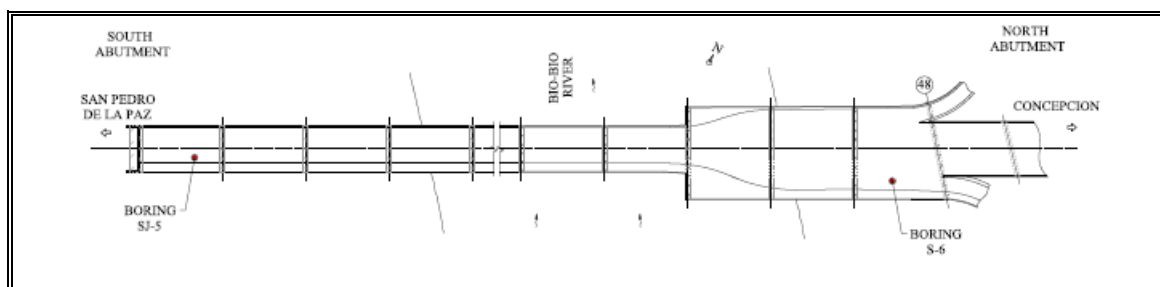


Figura 1.8: Vista en planta del puente Llacolén y la posición de dos sondajes (González y Ledezma, 2016).

Dentro de la información disponible se encuentran los planos de construcción originales, y se dispone de 10 ensayos de SPT a lo largo del puente y dos ensayos de penetración de cono en el estribo norte.

1.5.3 Caracterización geotécnica

Para llevar a cabo la caracterización geotécnica de los sitios en estudio, se emplearon principalmente correlaciones del ensayo Standard Penetration Test (SPT) para estimar los parámetros. En primer lugar, se describe el ensayo SPT, y luego se incluyen los factores de corrección empleados para cada puente. En segundo lugar, se presentan las correlaciones más relevantes empleadas en la caracterización de los materiales.

1.5.3.1 Procesamiento del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT de sus siglas en inglés), de acuerdo a la Norma Chilena NCh3364 de 2014, consiste en un ensayo de terreno donde se registra el número de golpes necesarios para avanzar un total de 3 tramos de 15 cm por un martillo de 63.5 kg. El valor de N-SPT o N_{medido} es la suma de los golpes de los últimos 2 tramos. Cabe destacar que para realizar este ensayo, es necesaria la ejecución en paralelo de un sondaje por etapas para desarrollar el SPT.

Para el empleo de las correlaciones de estimación de parámetros a partir del ensayo SPT, se deben procesar los resultados de terreno conforme a la siguiente expresión que se encuentra disponible en los anexos de la norma NCh3364:

$$(N_1)_{60} = N_{medido} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (1.4)$$

donde,

N_{medido} = número de golpes para penetrar desde 15 cm a 30 cm + número de golpes para penetrar desde 30 cm a 45 cm

N_1 = índice de penetración normalizado por presión de confinamiento de 1 kgf/cm²

$(N_1)_{60}$ = índice de penetración estándar normalizado por confinamiento y corregido al 60% de energía

C_N = factor de normalización a presión confinante de 1 kgf/cm²

C_E = factor de corrección para llevar al 60% de la energía

C_B = factor de corrección por diámetro del sondaje

C_R = factor de corrección por largo de barras

C_S = factor de corrección para cucharas con o sin liner

Para los sitios estudiados, se seleccionaron los siguientes factores de corrección, basados en la información de Youd et al. (2001), NCh3364 e Idriss y Boulanger (2004; 2008; 2010):

- Factor de normalización a presión confinante

Se considera el propuesto por Youd et al. (2001) que señala lo siguiente,

$$0.5 \leq C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_{vo}}{101300}} \leq 1.7 \quad (1.5)$$

- Factor de corrección por energía

La ecuación para llevar el ensayo a un equivalente de 60% de energía se emplea la siguiente ecuación:

$$C_E = \frac{ET}{60} \quad (1.6)$$

donde,

ET es la energía transferida en %.

Para cada uno de los puentes analizados la energía transferida fue diferente (distintos tipos de martillos). En la Tabla 1.1 se incluyen los valores utilizados para cada puente.

Tabla 1.1: Factores de corrección debido a energía transferida, según datos recopilados de información entregada por el MOP.

Año ejecución	Mataquito	Juan Pablo II	Llacolén
1996	Martillo Donut $C_E = 0.75$		Martillo Donut $C_E = 0.75$
2005	Martillo Donut $C_E = 0.75$		
2010		Martillo Safety $C_E = 0.95$	
2012		Martillo Safety (registrado) $C_E = 0.896$	Martillo Safety (registrado) $C_E = 1.071$

- Factor de corrección por diámetro de sondaje

Para todos los puentes, se asumió un diámetro de diámetro entre 65-115 mm, basado en la experiencia de los sondajes chilenos. $C_B = 1.0$.

- Factor de corrección de largo de barras

Seleccionado según lo recomendado por Youd et al. (2001). $C_R = 0.75-1.0$

- Factor de corrección por cucharas

Para todos los puentes, se empleó un valor de $C_S = 1.1$.

- Factor de corrección por contenido de finos

Luego de la aplicación de todos los factores antes descritos, se requiere corregir por el contenido de finos presentes en una muestra de suelo recuperada a cierta

profundidad, para la evaluación del potencial de licuefacción (necesario para determinar capas licuables). La expresión para corregir el valor de $(N_1)_{60}$ es:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 2} - \frac{15.7}{(FC + 0.01)^2}\right) \quad (1.7)$$

donde FC es el contenido de finos de la muestra recuperada.

1.5.3.2 Correlaciones empleadas en la caracterización geotécnica

A continuación se resumen las correlaciones de los parámetros más importantes usadas en la caracterización geotécnica de los materiales detectados, mediante los resultados del procesamiento del SPT.

- Ángulo de fricción interna

La primera propuesta fue desarrollada por Meyerhof (1956) y se incluye en la siguiente tabla.

Tabla 1.2: Propuesta para estimar ϕ según Meyerhof (1956).

N-SPT (golpes/pie)	Densidad relativa	Ángulo de fricción o ϕ (°)
<4	Muy suelta	<30
4 – 10	Suelta	30 – 35
10 – 30	Media	35 – 40
30 – 50	Densa	40 – 45
>50	Muy Densa	>45

Luego, Peck et al. (1974) estableció la siguiente correlación:

$$\phi = 0.3 \cdot (N_1)_{60} + 27 \quad (1.8)$$

La ecuación anterior fue derivada de los resultados propuestos en la Tabla 1.3, la cual se encuentra en el libro Foundation Engineering Handbook (Peck et al., 1974).

Tabla 1.3: Propuesta para estimar ϕ según Peck et al. (1974).

N-SPT (golpes/pie)	Densidad relativa	Ángulo de fricción o ϕ (°)
<4	Muy suelta	<29
4 – 10	Suelta	29 – 30
10 – 30	Media	30 – 36
30 – 50	Densa	36 – 41
>50	Muy Densa	>41

De la correlación propuesta por Hatanaka y Uchida (1996) para una eficiencia del 78% de energía, Mayne (2001) ajustó dicha correlación para un 60% de energía. Esta ecuación establece lo siguiente:

$$\phi = (15.4 \cdot (N_1)_{60})^{0.5} + 20 \quad (1.9)$$

Por último, se presenta una correlación en base a la densidad relativa, la que puede ser utilizada para comparar los resultados con las otras correlaciones. Esta fue extraída del libro Foundation Analyses and Design (Bowles, 1997).

$$\phi = 28 + 15 \cdot D_R \quad (1.10)$$

- Velocidad de onda de corte

La estimación de las velocidades de onda de corte (V_s) se divide según los tipos de materiales. En particular en este apartado son presentadas correlaciones para arenas y gravas.

Según Andrus y Stokoe (2000), para arenas con un alto potencial de licuefacción (basado en un bajo valor $(N_1)_{60}$):

$$V_{s1} = 85 \cdot ((N_1)_{60} + 2.5)^{0.25} \quad (1.11)$$

En el documento Comparison between results of dynamic and static moduli of soil determined by different methods (Hamman y Eliwa, 2013) se incluye una

recopilación de diversas correlaciones para estimar la velocidad de onda de corte. Algunas de estas son incluidas en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4: Velocidades de onda de corte para arenas, extraídas de Hamman y Eliwa (2013).

Autor	Año	Vs (m/s)
Ohta et al.	1972	$87.2 \cdot ((N_1)_{60})^{0.36}$
Sykora y Stokoe	1983	$100.5 \cdot ((N_1)_{60})^{0.29}$
Lee	1990	$57.4 \cdot ((N_1)_{60})^{0.49}$
Hasancebi y Ulusay	2006	$90.82 \cdot ((N_1)_{60})^{0.319}$
Dikmen	2009	$73 \cdot ((N_1)_{60})^{0.33}$

Bellana (2009) propuso las siguientes ecuaciones para estimar el Vs para todos los suelos (1.12), para arenas (1.13), y para limos (1.14).

$$V_s = 126.395 \cdot ((N)_{60})^{0.223} \quad (1.12)$$

$$V_s = 124.051 \cdot ((N)_{60})^{0.216} \quad (1.13)$$

$$V_s = 102.758 \cdot ((N)_{60})^{0.301} \quad (1.14)$$

Por su parte, para los materiales clasificados como gravas, las correlaciones utilizadas fueron extraídas del estudio Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles (Wair et al., 2012), las que están incluidas en la Tabla 1.5.

Tabla 1.5: Velocidades de onda de corte para gravas, extraídas de Wair et al. (2012).

Autor	Año	Vs (m/s)
Ohta y Goto	1978	$140.2 \cdot ((N_1)_{60})^{0.25}$

Imai y Tonouchi	1982	$132.4 \cdot ((N_1)_{60})^{0.25}$
Andrus	1994	$109 \cdot ((N_1)_{60})^{0.17}$
Rollins et al.	1998	$132 \cdot ((N_1)_{60})^{0.32}$

- Módulo de corte inicial

Los procedimientos para la determinación del módulo de corte inicial o G_o se basan en dos métodos:

- Estimar a partir de la velocidad de onda de corte y densidad
- Estimar a partir de correlaciones. Seed et al. (1986) para arenas y Rollins et al. (1998) para gravas.

Para estimar G_o según i) se emplea la siguiente ecuación:

$$G_o = \rho \cdot V_s^2 \quad (1.15)$$

donde,

ρ es la densidad natural en kg/m^3 y V_s es la velocidad de onda de corte en m/s .

Para estimar G_o para arenas según ii) se emplea la siguiente ecuación propuesta por Seed et al. (1986):

$$G_o = 21.7 \cdot K_{2,max} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{Pa} \right)^{0.5} \quad (1.16)$$

donde,

Pa es la presión atmosférica en Pa , σ'_m es la tensión efectiva promedio en Pa y $K_{2,max}$ se estima a partir del $(N_1)_{60}$ como $20 \cdot (N_1)_{60}^{0.33}$.

Para estimar G_o para gravas según ii) se emplea la ecuación anterior, sólo que el valor de $K_{2,max}$ se estima a partir de dos ábacos disponibles en el documento de Rollins et al. (1998). Sin embargo, una de las conclusiones del documento indica que existe una pobre correlación para esta estimación.

- Coeficiente de Poisson

El valor del coeficiente de Poisson fue estimado a partir de la teoría elástica desarrollada por Poulos y Davis (1974), y la relación de Jaky (1944).

La teoría elástica indica que:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{1}{E} \cdot [\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z)] \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E} \cdot [\sigma_y - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_z)] \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} \cdot [\sigma_z - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)]\end{aligned}\tag{1.17}$$

Considerando una condición geoestática ($\sigma_y = \sigma_z = \sigma_h$ y $\sigma_z = \sigma_v$) y condición de deformaciones planas ($\epsilon_z = 0$), luego:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_v\tag{1.18}$$

Incorporando la ecuación de Jaky (1944), la que relaciona tensiones verticales y horizontales de la ecuación anterior ($K_0 = 1 - \sin(\phi)$):

$$\frac{\nu}{1 - \nu} = K_0 \rightarrow \nu = \frac{1 - \sin(\phi)}{2 - \sin(\phi)}\tag{1.19}$$

Los valores determinados de esta expresión son validados de acuerdo a la Tabla 1.6 según Bowles (1997).

Tabla 1.6: Rangos de valores para el coeficiente de Poisson según Bowles (1997).

ν o coeficiente de Poisson	Tipo de suelo
0.4 – 0.5	Mayormente en arcillas
0.45 – 0.5	Arcillas saturadas
0.3 – 0.4	Suelos sin cohesión – medios y densos
0.2 -0.35	Suelos sin cohesión – sueltos y medios

1.5.4 Reseña del software Fast Lagrangian Analysis of Continua

En esta investigación se utilizó el software Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC) versión 7 del año 2011. Este es un programa enfocado a problemas de ingeniería geotécnica con énfasis en análisis sísmicos o interacción de suelo-estructura.

La resolución de los modelos se basa en el método de diferencias finitas, el que consiste en la resolución de un set de ecuaciones diferenciales en cada nodo de la grilla de manera discreta, a partir de valores iniciales. De acuerdo al manual de FLAC, el procedimiento de resolución consiste en 4 etapas principales, las cuales se incluyen en la Figura 1.9. El procedimiento primero invoca las ecuaciones de movimiento para calcular las nuevas velocidades y desplazamientos de las antiguas tensiones y fuerzas. Luego, las nuevas tasas de deformación son derivadas de las actuales velocidades y nuevas tensiones.

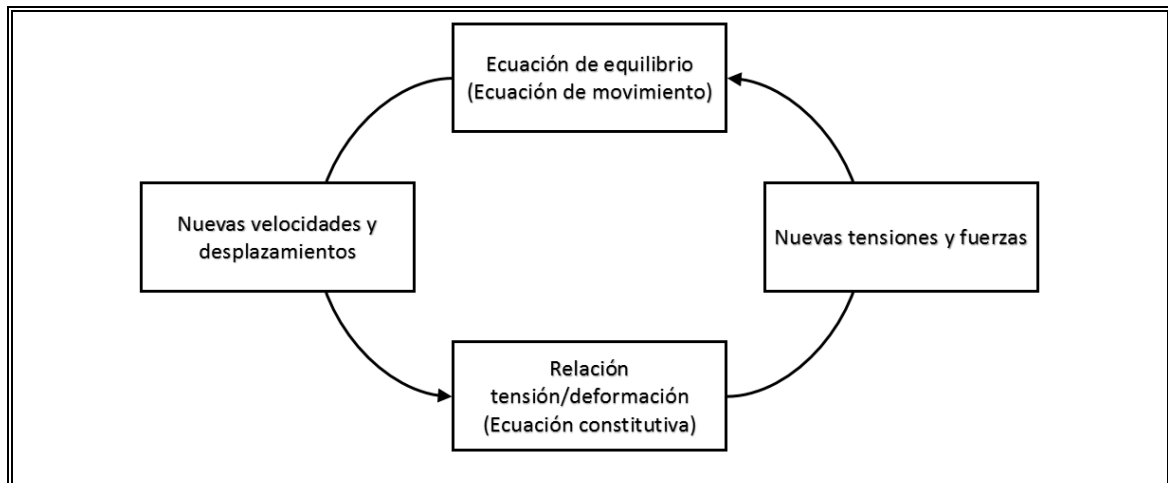


Figura 1.9: Ciclo básico de cálculo explícito desarrollado en FLAC (adaptado del manual de FLAC, 2011).

1.5.4.1 Ecuaciones de campo

Las soluciones a problemas de cuerpos-sólidos o flujo-fluido en FLAC invoca las ecuaciones de movimiento y relaciones constitutivas, y Ley de Darcy para flujo en sólidos porosos (ITASCA, 2011).

Las ecuaciones de movimiento están basadas en la generalización de las ecuaciones de Newton para cuerpos sólidos, la cual se expresa de la siguiente forma:

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g_i \quad (1.20)$$

donde,

ρ es la densidad del suelo, t es el tiempo, x_j es la componente del vector, g_i es la componente de la aceleración de gravedad, $\dot{u}_i$ es el campo de velocidades del sólido y σ_{ij} es la componente del tensor de tensiones.

Además, es necesario incluir una relación constitutiva que permite calcular las tensiones y deformaciones en cada paso de tiempo. Las tasas de tensión y la ley mecánica constitutiva se usan de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (1.21)$$

$$\dot{\sigma}_{ij} = M(\sigma_{ij}, \dot{\epsilon}_{ij}, \kappa) \quad (1.22)$$

donde,

$\dot{\epsilon}_{ij}$ es la componente de la tasa de deformación, $\dot{u}_j$ es una componente de velocidad, $M()$ es la forma funcional de la ley constitutiva y κ es un parámetro de historia.

1.5.4.2 Modelos constitutivos utilizados

La versión de FLAC utilizada en la investigación tiene implementada 14 modelos constitutivos, como por ejemplo el modelo Null, Elástico o Mohr-Coulomb. Sin embargo, dispone de la opción CPP-UDM, la que permite incorporar modelos

constitutivos desarrollados por usuarios, los cuales fueron escritos en C++ y compilados como archivos DLL.

Para los modelos numéricos desarrollados en esta investigación fueron utilizados los modelos constitutivos Elástico, Mohr-Coulomb, PM4SAND, UBCSAND y UBCHYST. Los dos primeros se encuentran implementados en la basa de datos del software, mientras que los tres restantes fueron incorporados mediante la herramienta CPP-UDM.

- Modelo Elástico

El modelo elástico corresponde a la representación más simple para materiales que no alcanzan la falla, el que es válido para materiales homogéneos, isotrópicos y continuos, como por ejemplo acero y hormigón durante su primera fase de carga, antes de alcanzar fluencia. Para una condición de deformaciones planas, la relación tensión-deformación expresada en términos de la Ley de Hooke incremental es:

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma_{11} &= \alpha_1\Delta e_{11} + \alpha_2\Delta e_{22} \\
 \Delta\sigma_{22} &= \alpha_2\Delta e_{11} + \alpha_1\Delta e_{22} \\
 \Delta\sigma_{12} &= 2G\Delta e_{12} \\
 \Delta\sigma_{33} &= \alpha_2(\Delta e_{11} + \Delta e_{22})
 \end{aligned}
 \tag{1.23}$$

donde,

$\alpha_1 = K + 4/3G$, $\alpha_2 = K - 2/3G$, K es el módulo de deformación y G es el módulo de corte. Cabe destacar que los valores de Δe_{ij} son obtenidos de multiplicar el valor de la ecuación 1.21 por Δt .

- Modelo Mohr-Coulomb

Por su parte, el modelo Mohr-Coulomb permite representar los cambios en la resistencia al corte debido a las variaciones de las tensiones sobre el plano de falla en suelos, mediante una superficie de falla lineal. Este modelo considera que las deformaciones se pueden dividir en una componente elástica y otra plástica (sólo

durante fluencia), mientras que las tensiones sólo dependen de la componente elástica. La superficie de fluencia se encuentra definida por la siguiente expresión:

$$f_{fluencia} = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (1.24)$$

$$N_\phi = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

donde,

σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo y c es la cohesión del suelo.

- Modelo PM4SAND

PM4SAND versión 3 (Boulanger y Ziotopoulou, 2015), desarrollado en la universidad de California en Davis, es un modelo plástico para aplicaciones de ingeniería geotécnica sísmica, que sigue el marco de referencia de tensión controlada, estado crítico compatible, con superficie de limitación plástica para arenas propuesto por Manzari y Dafalias (1997), y extendido por Dafalias y Manzari (2004) (Boulanger y Ziotopoulou, 2015). El modelo permite capturar los efectos de licuefacción debido al incremento de la presión de poros debido a las tensiones de corte inducidas por el sismo.

En las próximas líneas se presenta una descripción de las relaciones y expresiones más importantes para entender el modelo PM4SAND.

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} \end{pmatrix}$$

$$p = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \quad (1.25)$$

$$s = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} - p & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - p \end{pmatrix}$$

donde, σ_{ij} representa la tensión efectiva sobre el plano i sentido j , σ el tensor de tensiones, p es la tensión normal promedio, y s el tensor deviatorico.

$$e = \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} - \frac{\epsilon_v}{3} & \epsilon_{xy} \\ \epsilon_{xy} & \epsilon_{yy} - \frac{\epsilon_v}{3} \end{pmatrix} \quad (1.26)$$

$$\epsilon_v = \epsilon_{xx} + \epsilon_{yy}$$

donde, e es el tensor de deformaciones deviatoricas, ϵ_{ij} representa la deformación sobre el plano i sentido j , y ϵ_v la deformación volumétrica en 2D.

Para definir el parámetro de estado relativo, se utiliza la siguiente expresión:

$$\xi_R = D_{R,CS} - D_R$$

$$D_{R,CS} = \frac{R}{(Q - \ln(100 \frac{p}{p_A}))} \quad (1.27)$$

donde, $D_{R,CS}$ es la densidad relativa en el estado crítico para la tensión de confinamiento actual, Q y R son parámetros de la arena (10 y 1 según Bolton (1986), respectivamente), y D_R la densidad relativa.

Para definir las superficies delimitadoras (M^b) y dilatantes (M^d) se incluyen las razones, las que pueden relacionarse con la razón de tensión crítica (M) de la siguiente forma:

$$M^b = M \exp(-n^b \xi_R)$$

$$M^d = M \exp(n^d \xi_R) \quad (1.28)$$

$$M = 2 \sin(\phi_{cv})$$

donde, n^b y n^d son parámetros que determinan M^b y M^d , respectivamente, y ϕ_{cv} ángulo de fricción de volumen constante.

La superficie de fluencia se define según la siguiente expresión:

$$f = [(s - p\alpha):(s - p\alpha)]^{\frac{1}{2}} - \sqrt{\frac{1}{2}} pm = 0 \quad (1.29)$$

donde, α es el tensor de back-stress que define el centro de la superficie de fluencia, y el parámetro m define el radio del cono en términos de razón de tensiones.

Del mismo modo, se definen los tensores de razón de tensiones para la superficie de delimitación (α^b) y dilatación (α^d):

$$\alpha^b = \sqrt{\frac{1}{2}} [M^b - m]n = 0$$

$$\alpha^d = \sqrt{\frac{1}{2}} [M^d - m]n = 0$$
(1.30)

donde, n es un vector normal a la superficie de fluencia.

Para definir las deformaciones deviatoricas elásticas y los incrementos de deformación elásticos volumétricos son calculados según:

$$de^{el} = \frac{ds}{2G}$$

$$d\epsilon_v^{el} = \frac{dp}{K}$$
(1.31)

donde, G y K son los módulos elásticos de corte y de deformación.

El módulo de corte es determinado por el modelo según la siguiente expresión:

$$G = G_0 p_A \left(\frac{p}{p_A} \right)^{\frac{1}{2}}$$
(1.32)

donde, G_0 es la constante ingresada por el usuario, y p_A es la presión atmosférica.

Por otro lado, el módulo de deformación se calcula según la relación elástica con el módulo de corte y coeficiente de Poisson.

Para calcular el incremento de tensiones para un incremento de deformación dado:

$$d\sigma = 2Gde + Kde_v I - \langle L \rangle (2Gn + KDI)$$
(1.33)

donde, L es el índice de carga usado para calcular las componentes del incremento de la deformación volumétrica.

Para calcular la deformación volumétrica plástica durante contracción se emplea la siguiente expresión:

$$D = \frac{A_{do}}{h_p} [(\alpha - \alpha_{in}):n + C_{in}] \frac{(\alpha^d - \alpha):n}{(\alpha^d - \alpha):n + C_D} \quad (1.34)$$

donde, A_{do} es un parámetro que depende del ángulo de fricción de volumen constante y el parámetro de estado relativo ξ_R , C_{in} es un parámetro de fábrica, α_{in} es el tensor inicial del back-stress ratio, y h_p es un parámetro que se varía para obtener la deseada resistencia cíclica.

Este último parámetro es derivado del valor de h_{po} ingresado por el usuario según:

$$\begin{aligned} h_p &= h_{po} \exp(-0.7 + 7(0.5 - \xi_R)^{2.5}) \quad \xi_R \leq 0.5 \\ h_p &= h_{po} \exp(-0.7) \quad \xi_R > 0.5 \end{aligned} \quad (1.35)$$

- Modelo UBCSAND

Beaty y Byrne (2011) desarrollaron el modelo UBCSAND versión 904aR en la universidad de British Columbia. Este es un modelo plástico en tensiones efectivas utilizado en análisis avanzados de tensión-deformación para arenas licuables. El modelo predice el comportamiento esfuerzo de corte-deformación de los suelos asumiendo una relación hiperbólica, y estima la respuesta volumétrica de la matriz de suelo. La superficie de fluencia se encuentra definida de acuerdo a la formulación Mohr-Coulomb con cohesión igual a 0.

Para definir la respuesta elástica se determinan los módulos elásticos de corte y deformación:

$$G^e = K_G^e P_a \left(\frac{\sigma}{P_a} \right)^{ne} \quad (1.36)$$

$$B^e = \alpha G^e$$

donde, K_G^e es el número del módulo de corte ingresado por el usuario, P_a es la presión atmosférica, σ es la tensión efectiva promedio en el plano, ne ajuste de variación del módulo, y α es función del coeficiente de Poisson.

Para la respuesta plástica, se utilizan las siguientes expresiones para determinar las deformaciones (relación hiperbólica) y módulos plásticos:

$$d\gamma^p = \frac{1}{G^p/\sigma} d\eta \quad (1.37)$$

donde, G^p es el módulo de deformación plástico, η razón de tensiones, y $d\gamma^p$ incremento de la deformación de corte plástica.

El incremento de la deformación volumétrica plástica se calcula según:

$$d\epsilon_v^p = \left(\sin(\phi_{cv}) - \frac{\tau}{\sigma} \right) d\gamma^p \quad (1.38)$$

donde, ϕ_{cv} es el ángulo de fricción a volumen constante.

Para alcanzar la superficie de fluencia se emplea la siguiente relación:

$$d\eta = d\gamma_s^p G^p / \sigma \quad (1.39)$$

donde, $d\gamma_s^p$ es el incremento de deformación plástica de corte.

Por su parte, el módulo de corte plástico se calcula según:

$$G^p = G_i^p \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f} R_f \right)^2 \quad (1.40)$$

donde, G_i^p es el módulo plástico a $\eta=0$, η_f es igual a $\sin(\phi_f)$, ϕ_f ángulo de fricción peak, y R_f es un factor de ajuste hiperbólico que varía entre 0.7 y 0.98.

A partir del módulo de corte plástico anterior, se determina en caso de fluencia un nuevo valor de módulo de corte plástico:

$$G_n^p = \frac{G^p}{\sigma} P_a \left(\frac{\sigma}{P_a} \right)^{np} h_fac1 \quad (1.41)$$

donde, h_fac1 es un parámetro ingresado por el usuario que además de controlar la rigidez, controla los ciclos para licuefacción.

- Modelo UBCHYST

Por último, UBCHYST también desarrollado en la universidad de British Columbia por Byrne y Naesgaard (2010) es un modelo histerético basado en el modelo Mohr-

Coulomb, para ser utilizado en condiciones dinámicas para arcillas con baja permeabilidad y para materiales granulares altamente permeables donde no hay sobrepresión de presión de poros.

La principal diferencia de este modelo con el de Mohr-Coulomb, es que el módulo de corte tangente (G_t) es función del módulo de corte inicial o máximo (G_{max}) según la siguiente expresión:

$$G_t = G_{max} \left(1 - \frac{\eta_1}{\eta_{1f}} R_f \right)^n M_1 M_2 \quad (1.42)$$

donde, η_1 es la razón de cambio de tensiones desde la última inversión, η_{max} es el máximo cambio de tensiones hasta la última inversión, η_{1f} es la diferencia entre $\eta_f - \eta_{max}$, η_f es $\sin(\phi_f) + c \cos(\phi_f) / \sigma'_v$, R_f y n se obtienen del proceso de calibración, M_1 factor de reducción que varía entre 0.6 y 0.8, y M_2 factor de reducción permanente del módulo para grandes deformaciones igual a $(1 - \eta_1 / \eta_{rf})^{hrm} hdfac$, donde hrm y $hdfac$ son obtenidos del proceso de calibración. A modo de resumen se incluye en las tablas 1.7, 1.8, 1.9, 1.10, y 1.11 la definición de cada uno de los parámetros requeridos en FLAC para los modelos constitutivos definidos anteriormente.

Tabla 1.7: Parámetros input Modelo Elástico en FLAC.

Parámetros	Descripción
K (Pa)	Módulo de deformación
G (Pa)	Módulo de corte

Tabla 1.8: Parámetros input Modelo Mohr-Coulomb en FLAC.

Parámetros	Descripción
K (Pa)	Módulo de deformación

G (Pa)	Módulo de corte
c (Pa)	Cohesión
ϕ (°)	Ángulo de fricción interna
ψ (°)	Ángulo de dilatación

Tabla 1.9: Parámetros input Modelo PM4SAND en FLAC.

Parámetros	Descripción
D_r (-)	Módulo de deformación
G_o (-)	Número de módulo de corte
h_{po}	Parámetro de contracción, controla la licuefacción
P_{atm} (Pa)	Presión atmosférica
ϕ_{cv} (°)	Ángulo de fricción de volumen constante

Tabla 1.10: Parámetros input Modelo UBCSAND en FLAC.

Parámetros	Descripción
$(N_1)_{60}$	Módulo de deformación
P_{atm}	Presión atmosférica
K_{ge}	Número de módulo de corte
n_e	Dependencia de tensiones de G
K_b	Número de módulo de deformación
m_e	Dependencia de tensiones de K
K_{gp}	Relación hiperbólica inicial
n_p	Dependencia de tensiones plásticas de G
r_f	Ajuste hiperbólico
h_{fac1}	Ajusta licuefacción
ϕ_{cv} (°)	Ángulo de fricción de volumen constante

$\phi_f (^{\circ})$	Máximo ángulo de fricción
---------------------	---------------------------

Tabla 1.11: Parámetros input Modelo UBCHYST en FLAC.

Parámetros	Descripción
hgmax	Módulo de corte inicial
hk	Módulo de deformación
hcoh (Pa)	Cohesión
hfri $c (^{\circ})$	Ángulo de fricción interna
hdil $ (^{\circ})$	Ángulo de dilatancia
hten (Pa)	Resistencia a la tensión
hrf	Parámetro histerético
hrm	Parámetro histerético
hdfac	Parámetro histerético
hpa (Pa)	Presión atmosférica

1.5.5 Diseño y evaluación de desempeño de pilotes de puentes fundados en suelos licuables y afectados por corrimiento lateral

Para el diseño y evaluación de pilotes fundados en estratos licuables existen diversos métodos. Algunos de estos consideran sólo efectos cinemáticos, otros incluyen de manera simplificada cargas inerciales, mientras que la manera más sofisticada incluye el acoplamiento de los efectos inerciales y cinemáticos.

Ampliamente documentados y utilizados son los métodos que consideran efectos cinemáticos, como los estudios desarrollados por Boulanger et al. (2006), Boulanger et al. (1999), Tasiopoulou et al. (2013), Armstrong et al. (2014), González y Ledezma (2016), ATC/MCEER Joint Venture (2003), la Guía de diseño de Caltrans (2011), entre otros. En particular, la recomendación chilena que se encuentra en el Manual de Carreteras (MOP, 2015) se basa en lo dispuesto por la versión más actualizada de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) para puentes, la que es además el núcleo central para la Guía del Caltrans (2011), y con bastante similitudes con los documentos mencionados anteriormente.

La metodología que considera sólo los efectos cinemáticos emplea, según los documentos antes mencionados, las siguientes etapas:

- i) Evaluación del potencial de licuefacción
- ii) Estimación de la resistencia residual no drenada de los suelos licuables
- iii) Modelo del sistema de fundación (pilotes)
- iv) Análisis de desplazamiento del sistema de fundación
- v) Estabilidad de talud y análisis de deformación
- vi) Compatibilidad Fuerza-Desplazamiento

La etapa i) se realiza en base a los métodos de evaluación presentados anteriormente, sea Youd et al. (2001), Cetin et al. (2004), Boulanger et al. (2006), u otros. La etapa ii) se puede estimar de acuerdo a diversas propuestas, como la presentada por Bray y Ledezma (2010), Idriss y Boulanger (2007), o Kramer y Wang (2015).

La etapa iii) se refiere a la selección de las propiedades, tanto estructurales del pilote, como de los resortes p-y que son utilizados para caracterizar los desplazamientos laterales entre pilote y suelo. Para seleccionar las propiedades de los resortes p-y se puede referir a diversas fuentes, como publicaciones y/o recomendaciones (Matlock (1970), Reese et al (1974), entre otras).

La etapa iv) consiste en la realización del análisis Pushover para el sistema de fundaciones, el que puede ser realizado en distintas plataformas, como por ejemplo en programas de elementos finitos (Boulanger et al., 1999; McGann y Arduino, 2014), programas de resolución de resortes p-y LPile (González y Ledezma, 2016), u otros.

La etapa v) se refiere a realizar un análisis de estabilidad talud en programas de equilibrio límite, con el objetivo de determinar el valor de la fuerza horizontal a distintos valores de coeficientes pseudo-estáticos ($k_h = k_y$) para alcanzar un F.S. igual a 1. Luego, se emplean los valores de k_y para estimar su desplazamiento residual asociado, comúnmente se emplea el procedimiento de Bray y Travarasrou (2007).

Por último, la etapa vi) se refiere a obtener el cruce entre la respuesta de los desplazamientos y fuerzas del talud (etapa v) versus los resultados del Pushover del sistema de fundaciones. El punto de cruce permitirá tener la estimación de desplazamiento lateral residual. La Figura 1.10 muestra el procedimiento de manera resumida para los puntos expuestos arriba según Armstrong et al (2014).

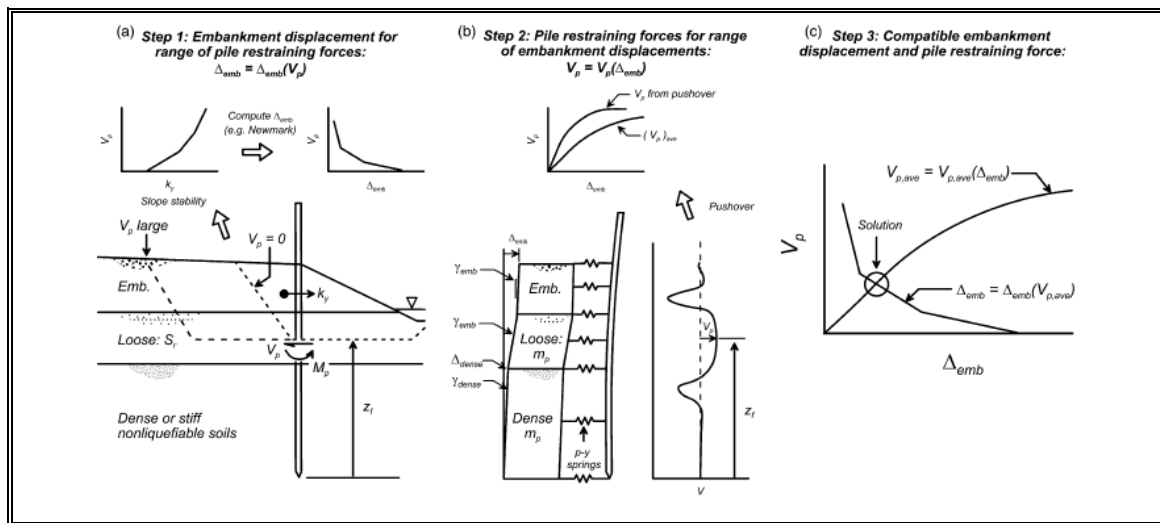


Figura 1.10: Esquema del procedimiento para estimar los desplazamientos residuales de un sistema de fundaciones (Armstrong et al., 2014).

Por otro lado, existen métodos de cálculos en donde se incorpora conjuntamente el sistema de fundación y la geometría del sitio. En estos casos se recurre a la utilización de modelos numéricos, ya sea de elementos o diferencias finitas principalmente, los que permiten capturar la interacción del suelo con la estructura. En estos casos, existen dos tipos de análisis empleados por diversos investigadores: i) estático, y ii) dinámico.

Un ejemplo del primer tipo de análisis se encuentra en McGann y Arduino (2014), donde a partir de un modelo 3D del estribo de un puente se asignan propiedades no drenadas residuales a la capa licuable y se ejecuta hasta obtener un equilibrio estático. En este caso no se incorpora el efecto inercial, y se asume que el problema es puramente cinemático.

Por otro lado, el segundo tipo de análisis se puede encontrar, por ejemplo, en el estudio de Armstrong et al. (2013), en donde se realiza un análisis tiempo-historia con un registro sísmico real, donde los efectos inerciales y cinemáticos se incluyen simultáneamente.

Dentro de las ventajas destacadas por Armstrong et al. (2013) se encuentran que, se puede capturar el fenómeno de licuefacción si se escoge un modelo constitutivo apropiado y estimar los empujes sobre el pilote durante un sismo real. Por su parte, Chang et al. (2005) señala que los efectos inerciales durante el sismo son relevantes cuando el estrato licuable se extiende hasta la superficie. Además, sus resultados mostraron que existe un peak de los esfuerzos internos durante el terremoto en todos sus modelos de centrífuga.

En particular, el estudio desarrollado en esta investigación considera estos dos tipos de análisis. Para los tres puentes se ejecuta el caso post-sísmico (estático) y para el puente Mataquito y Juan Pablo II el caso dinámico.

1.6 Metodología

La metodología desarrollada en esta investigación se divide en tres etapas principales, las cuales consisten en: (i) Caracterización geotécnica, (ii) Desarrollo de modelos numéricos, y (iii) Ejecución del modelo numérico y análisis en FLAC 7.0. A modo de síntesis se presenta en la Figura 1.11 los puntos más relevantes de la metodología y de sus etapas. Estas etapas son descritas en detalle en los párrafos siguientes.

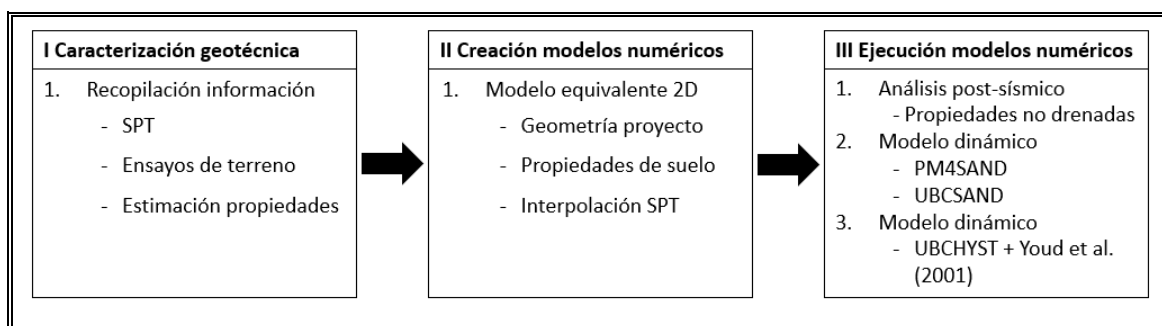


Figura 1.11: Metodología empleada en el desarrollo de la investigación.

La caracterización geotécnica fue desarrollada en base a la información disponible para los puentes. En particular, dada la gran aceptación y utilización en la industria chilena, se emplearon los resultados del ensayo SPT para los tres puentes, los que debieron ser procesados. Luego de este procesamiento, se procede con la utilización de las correlaciones para estimar las propiedades plásticas y elásticas de los estratos de suelos. Además de los resultados de este ensayo, se dispuso de información anexa, como por ejemplo ensayos de granulometría, reportes hidráulicos, reporte de sondajes, entre otros.

La segunda etapa consiste en el desarrollo del modelo numérico en base a la información geotécnica recopilada y analizada de la etapa anterior. Para el modelo del puente Mataquito, dada su menor extensión y mayor cobertura del ensayo SPT, sólo se emplean los resultados del SPT para la detección de los estratos de suelos,

mientras que para el puente Juan Pablo II fue empleado un proceso de interpolación lineal en dos dimensiones de los resultados de SPT, desarrollado en Python.

Por otra parte, la geometría y propiedades estructurales de los pilotes y vigas de los tableros fueron obtenidas de los planos de construcción facilitados por el MOP. Para el sistema de fundación, en este caso pilotes espaciados, se determinan propiedades equivalentes en dos dimensiones. Dado que la interacción suelo-estructura requiere de la determinación de los resortes de corte y normal, se deben realizar modelos numéricos para determinar las propiedades requeridas.

La tercera etapa se divide en tres modelos numéricos. El primer modelo consiste en un modelo estático donde luego de alcanzar el equilibrio estático inicial (condición pre-terremoto), se asignan propiedades residuales no drenadas a aquellas capas de suelo potencialmente licuables (condición post-terremoto). Luego, el modelo se ejecuta hasta que alcance un nuevo equilibrio (los efectos inerciales son despreciados). La resistencia residual no drenada de las capas licuables fue estimada a partir de la recomendación de Ledezma y Bray (2010).

El segundo consiste en un modelo numérico dinámico donde se incorporan modelos constitutivos avanzados para capturar el comportamiento de los suelos licuables y degradación de rigidez. Los estratos de suelo potencialmente licuables son modelados con PM4SAND y UBCSAND, mientras que las capas no licuables se modelan con UBCHYST. La clasificación entre material licuable y no licuable se realiza en base al método simplificado propuesto por Youd et al. (2001). Cabe destacar que para los modelos avanzados se debe desarrollar un proceso de calibración.

El tercer modelo consiste en un modelo numérico dinámico, donde todas las capas de suelo se modelan con UBCHYST. Para capturar el fenómeno de licuefacción fue desarrollado un código en lenguaje FLACish (FISH), que chequea durante la ejecución del sismo si un elemento de suelo licúa basado en el método simplificado propuesto por Youd et al. (2001). Si un elemento licua, se modifica la resistencia drenada a la resistencia residual no drenada, incluida como una cohesión

dependiente de la tensión vertical efectiva, también definida en base a la propuesta de Ledezma y Bray (2010).

El primer modelo fue empleado para los tres puentes, mientras que el segundo modelo fue construido para los puentes Mataquito y Juan Pablo II, y el tercer modelo sólo para el puente Mataquito.

1.7 Resultados y Análisis

Los resultados de la primera parte de esta investigación corresponden al análisis post-sísmico simplificado realizado para los tres puentes seleccionados. Estos resultados fueron comparados frente a un método analítico simplificado, los que fueron presentados en la 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (6ICEGE), incluidos en el capítulo 2.

Los resultados de la segunda parte de esta investigación se refieren al análisis dinámico del puente Mataquito. Este fue seleccionado principalmente por sus dimensiones, los efectos observados, y la información disponible para montar el modelo completo. Los resultados de estos modelos son detallados en el capítulo 3, el cual corresponde a un documento de investigación enviado a la revista Earthquake Spectra.

Además, se incluyen resultados generales de los procesos de calibración, tanto de los modelos constitutivos, como del sistema de fundación, aspectos generales del modelamiento numérico, y resultados complementarios de la condición post-sísmica para el puente Mataquito y Juan Pablo II, y condición dinámica para el puente Juan Pablo II, que no se encuentran en los documentos mencionados anteriormente (capítulos 2 y 3).

1.7.1 Calibración de los modelos constitutivos de suelos

Para llevar a cabo el proceso de calibración de los modelos constitutivos de los materiales licuables (UBCSAND y PM4SAND), se desarrolló un modelo numérico que simula un ensayo de corte simple cíclico en condiciones no drenadas. Este ensayo fue ejecutado a tensión controlada y la licuefacción se definió en base al 3% de deformación por corte en amplitud simple.

Este procedimiento fue desarrollado para diversos niveles de tensión de corte, asociados al valor de resistencia del material, correlacionado según Youd et al. (2001) e Idriss y Boulanger (2008).

En la Figura 1.12 se incluye un esquema de la metodología empleada para realizar el proceso de calibración para los modelos UBCSAND y PM4SAND. Cabe destacar que los parámetros secundarios de ambos modelos se mantuvieron sin modificaciones, puesto que los mismos autores indican que son difíciles de estimar y que no tienen una gran implicancia en los resultados.

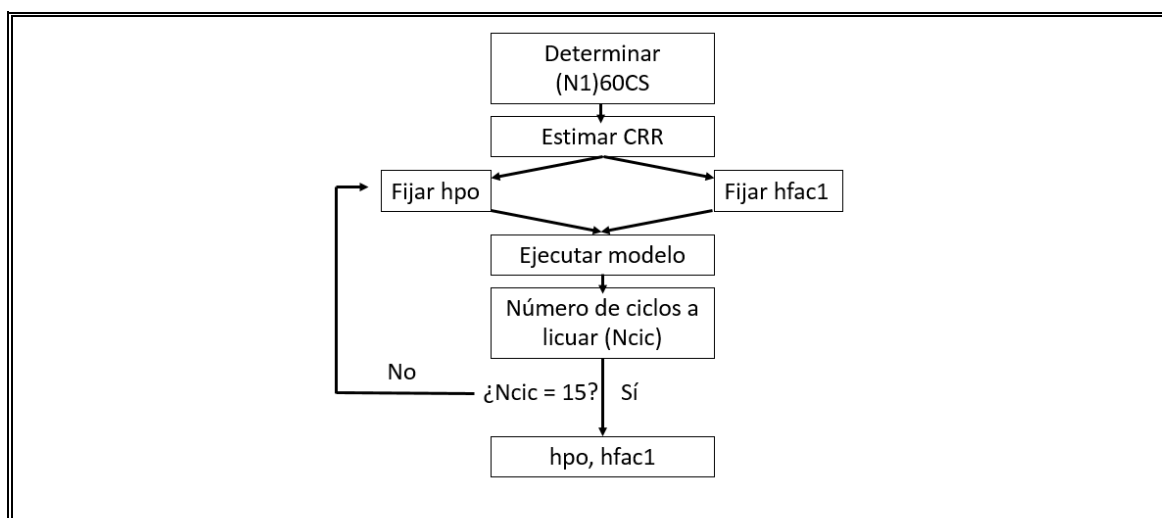


Figura 1.12: Metodología para la estimación de los parámetros h_{po} y h_{fac1} .

Para el caso del modelo UBCSAND se determinó que la correlación presentada por el autor permite obtener un ajuste razonable frente a la licuefacción para las propiedades de los suelos de esta investigación. Por su parte, del modelo PM4SAND se debe destacar que el parámetro más importante para lograr la calibración es h_{po} . Para distintos valores de $(N_1)_{60}$ se incluye en la Figura 1.13 el resultado de la calibración, la cual podrá ser utilizada por futuros autores para disponer de valores de referencia.

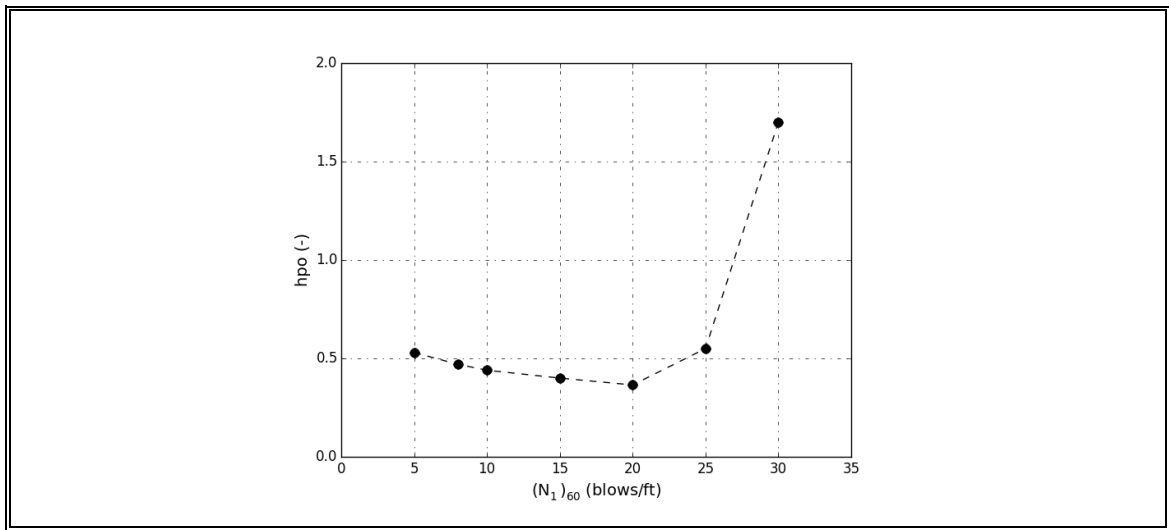


Figura 1.13: Valores de h_{po} para distintos valores de $(N_1)_{60}$ CS.

Los resultados de la calibración del modelo de corte simple cíclico se incluyen en las Figuras 1.14 y 1.15. En la primera, se incluye el valor de $(N_1)_{60}$ vs CSR obtenido de la calibración, donde se muestra el mejor ajuste conseguido. En la segunda se muestra el comportamiento de suelos licuables simulados con el modelo PM4SAND. En esta se puede observar el aumento de la presión de poros a medida que aumenta el número de ciclos y la relación tensión-deformación por corte, donde se observa la forma de *banana-loop*.

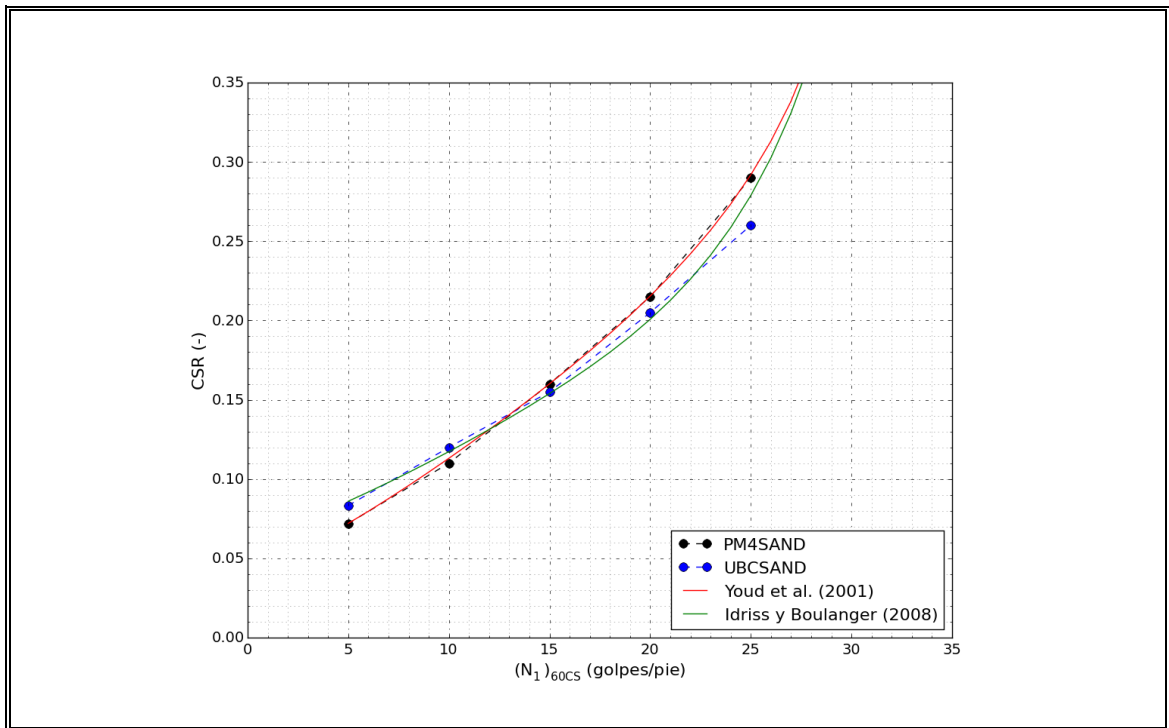


Figura 1.14: Relación entre $(N_1)_{60}$ versus CSR.

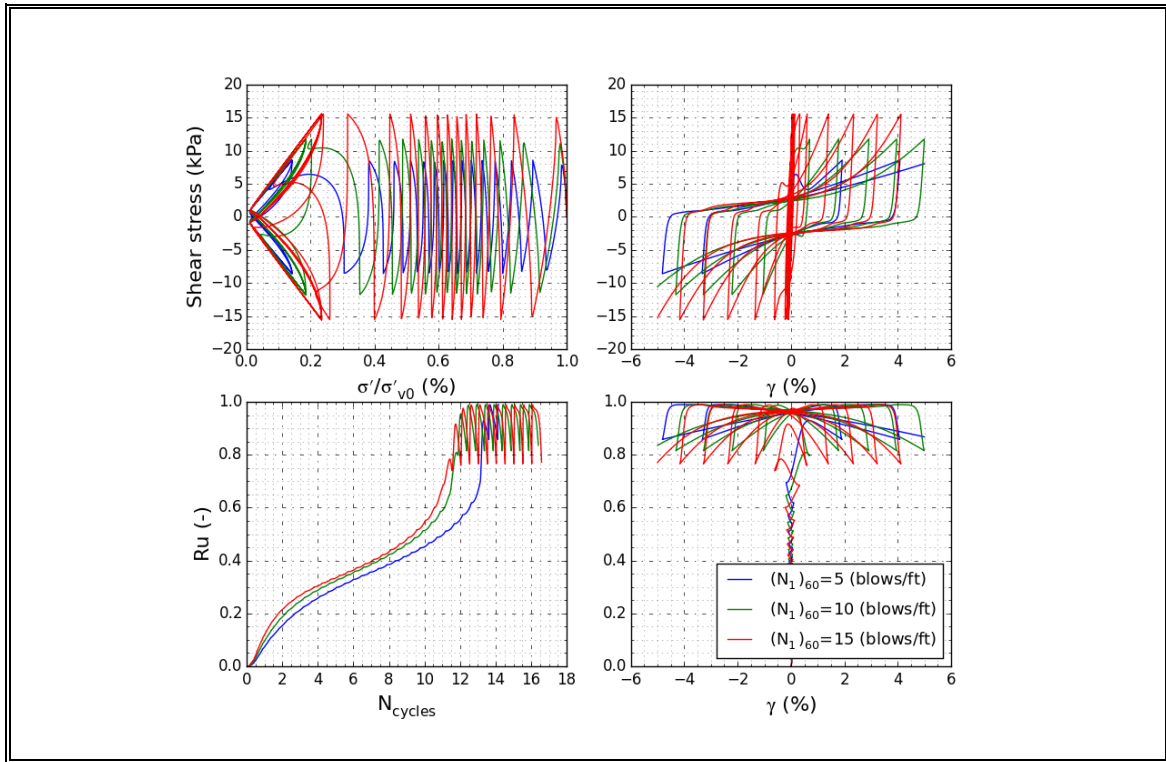


Figura 1.15: Comportamiento de suelo licuable según el modelo PM4SAND

para distintos valores de $(N_1)_{60}$ a diferentes niveles de carga.

Por otra parte, el modelo constitutivo UBCHYST incorpora amortiguamiento histerético y degradación de rigidez al modelo Mohr-Coulomb, de esta forma es posible considerar el efecto del confinamiento indirectamente seleccionando las curvas de degradación correspondientes a una tensión dada. Los resultados para una capa de grava a tres niveles de confinamiento (100, 300 y 500 kPa) se incluyen en la Figura 1.16, donde se comparan con la envolvente superior e inferior y el promedio determinado por Rollins et al. (1998) para diversos niveles de confinamiento.

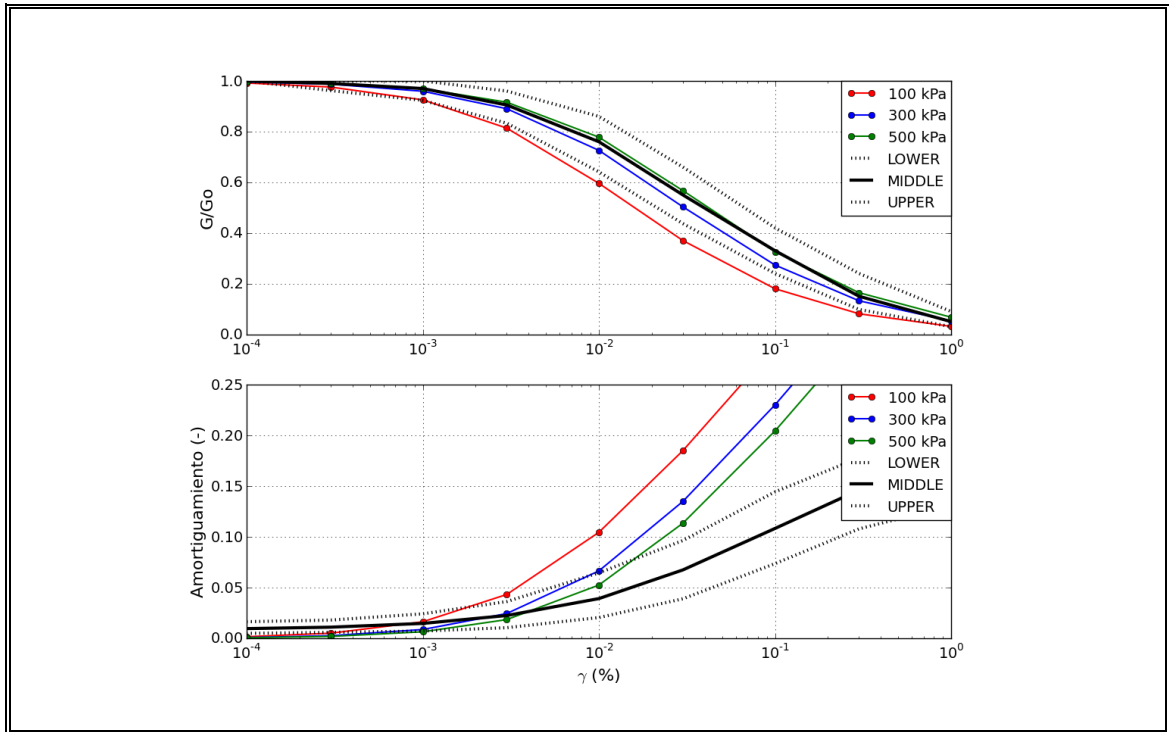


Figura 1.16: Resultados de degradación y amortiguamiento según UBCHYST, comparado con los resultados de Rollins et al. (1998).

1.7.2 Propiedades de los elementos estructurales

Las propiedades de los elementos estructurales (pilotes, tableros, o estribos) se obtuvieron de los planos facilitados por el MOP. En FLAC se emplearon los elementos Pile para modelar los pilotes, mediante la interacción con el suelo a través de resortes normales y de corte, y el tablero con elementos Beam.

Para ejemplificar la metodología empleada, a continuación se incluyen las ecuaciones consideradas para transformar las propiedades mecánicas de los pilotes de la condición 3D (real) a la condición de deformaciones planas (modelo numérico).

$$\frac{E_{real}A_{real}}{S} = E_{2D}A_{2D} \quad (1.43)$$

$$\frac{E_{real}I_{real}}{S} = E_{2D}I_{2D}$$

donde,

E_{real} : módulo de elasticidad del pilote, A_{real} : área transversal del pilote, I_{real} : momento de inercia del pilote, S : espaciamiento entre pilotes (3D), E_{2D} : módulo de elasticidad del pilote en condición 2D, A_{2D} : área del pilote condición 2D, e I_{2D} : momento de inercia del pilote condición 2D.

Estas ecuaciones también fueron utilizadas para los tableros de los puentes. Para los estribos esto no fue necesario, porque son tipo fundación corrida en condición de deformación plana.

El módulo de elasticidad de los pilotes se determina a partir del diagrama momento-curvatura, ya que son de hormigón armado (material compuesto). El módulo se obtiene de la pendiente inicial de este diagrama, al igualarla a EI .

Para determinar las propiedades de los resortes normales se ejecutó un proceso de calibración a distintos niveles de confinamiento, puesto que se dispuso de un modelo en condición de deformación plana. El modelo empleado se muestra en la Figura 1.17, donde se considera una sección transversal del pilote, el que es sometido a un proceso de empuje hacia el suelo para hacer fallar de manera pasiva el suelo (Itasca, 2011).

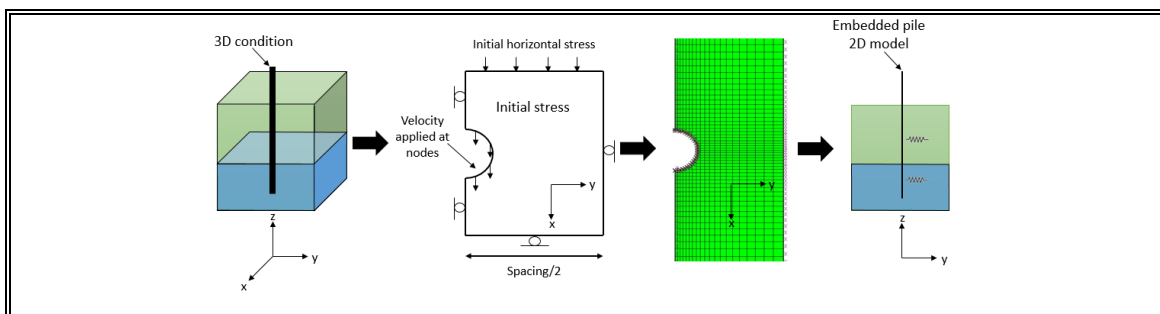


Figura 1.17: Modelamiento para determinar las propiedades de los resortes normales.

La velocidad es aplicada constante sobre los nodos del pilote, y se detiene cuando se estabiliza la fuerza desarrollada por el pilote. En la Figura 1.18, se muestran los resultados de las zonas que están en fluencia (a) y la concentración de deformaciones (b). Una de las desventajas de este procedimiento es que la deformación solo se considera en el plano y no se considera la componente vertical del fenómeno.

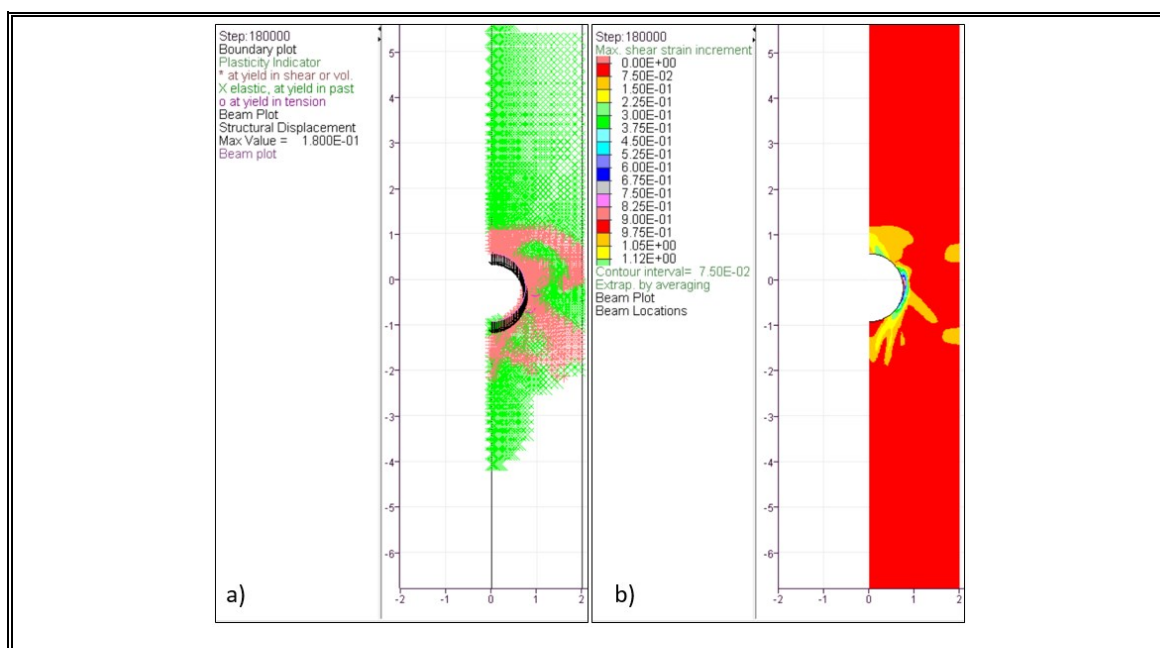


Figura 1.18: Resultados del modelo en deformación plana para pilote cargado lateralmente, a) muestra los elementos en fluencia y b) muestra la deformación al final de la carga.

Las propiedades de los resortes normales se obtienen de monitorear las fuerzas y desplazamientos relativos del pilote. El resultado que se obtiene de este proceso para dos estados de carga ($z=2.5$ y 5 m) se muestra en la Figura 1.19, a partir de los cuales se determinan la rigidez y resistencia de los resortes para una profundidad dada. Tal como se observa en esta figura, para distintos niveles de confinamiento la rigidez del resorte varía, por lo cual se implementó una función en FLAC para considerarlo.

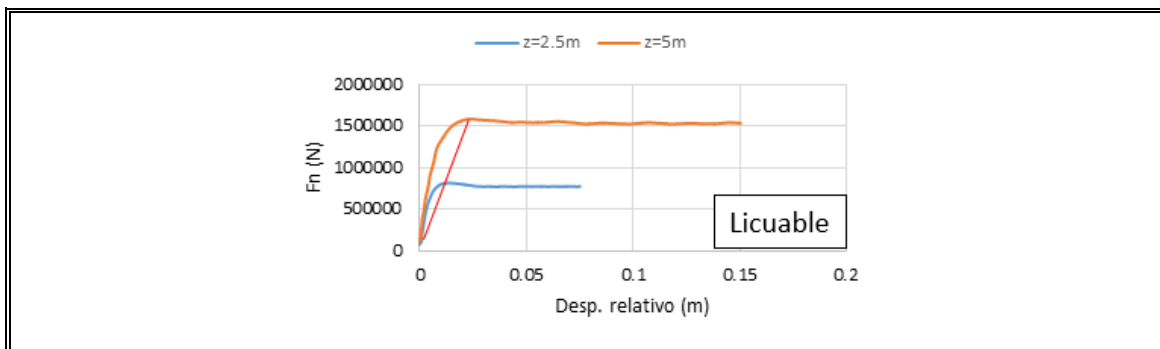


Figura 1.19: Resultados procesados de los resortes normales a dos niveles de confinamiento (2.5 y 5 m) para estimar su rigidez y resistencia.

1.7.3 Consideraciones para el modelamiento en FLAC

Algunos de las consideraciones más importantes para futuros trabajos de modelamiento numérico en FLAC se describen a continuación.

En primer lugar, estimar de la mejor manera posible el nivel de amortiguamiento tipo Rayleigh requerido por su modelo, puesto que influye fuertemente en el tiempo de ejecución. No tan sólo disminuye el paso de cálculo (haciendo lento el proceso) porque afecta negativamente el tiempo crítico que calcula el programa para convergencia del modelo, sino que también en el porcentaje de CPU que FLAC asigna al proceso. En ciertos casos, se pueden obtener descensos de hasta el 50% en el tiempo de ejecución.

En segundo lugar, el elemento Pile (empleados para modelar los pilotes en FLAC), según lo disponible en el Manual de Usuario, es un Beam unido al medio mediante resortes. Esto hace inferir que se puede utilizar el elemento Pile estando o no en contacto con suelo, ya que de no existir suelo adyacente las propiedades de los resortes debiesen ser nulas. Sin embargo, las simulaciones mostraron que emplear un elemento Pile en zonas sin suelo, tiene un efecto negativo en el tiempo de ejecución, debido a que el porcentaje de CPU asignado al software disminuye en alrededor de un 30%, sin modificación del paso de cálculo.

Por último, los resultados mostraron que utilizar elementos Beam para modelar la zona de los estribos no permite capturar los efectos inerciales durante el sismo, y no se observan los efectos de empuje lateral sobre la estructura, puesto que el elemento Beam es una “línea” dentro del modelo.

1.7.4 Resultados condición post-sísmica

Los resultados para los puentes Mataquito y Juan Pablo II incluidos en esta sección consideran avances respecto a los enviados en el documento para el 6ICEGE en: i) Geometría del puente, ii) Modelo geotécnico, iii) Tamaño de los modelos.

Las Figuras 1.20 y 1.21 incluyen los resultados de los puentes Mataquito y Juan Pablo II, respectivamente. En estas se muestran los desplazamientos laterales residuales y los momentos flectores residuales producto del cambio de las propiedades drenadas a las no drenadas residuales.

Para el caso del puente Mataquito se observa que los desplazamientos se concentran en la parte superior de los pilotes. Para ambos estribos se estima un corrimiento hacia la cuenca del río de aproximadamente 3 cm. Además, debido a que existe mayor inestabilidad en la zona derecha del puente, todo el puente tiende a moverse hacia la izquierda. Estos resultados son comparables con lo observado en terreno, aunque subestiman la peor condición (comparado con los modelos dinámicos).

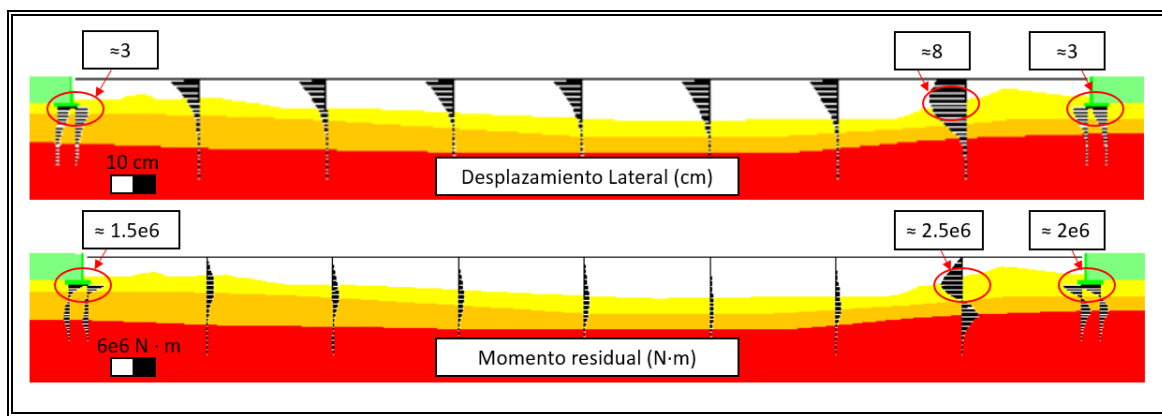


Figura 1.20: Resultados puente Mataquito, incluye estratos y estructura.

Para el caso del puente Juan Pablo II se tiene una situación similar al caso anterior, puesto que los desplazamientos y esfuerzos son subestimados. Se observa una gran concentración del desplazamiento lateral y un excesivo aumento del momento flector en el pilote que presentó falla debido al terremoto. De esto se puede deducir, que este enfoque aunque no estime la peor condición, si permite determinar aquellos elementos estructurales con mayor sollicitación, a los cuales se debe prestar atención en el diseño.

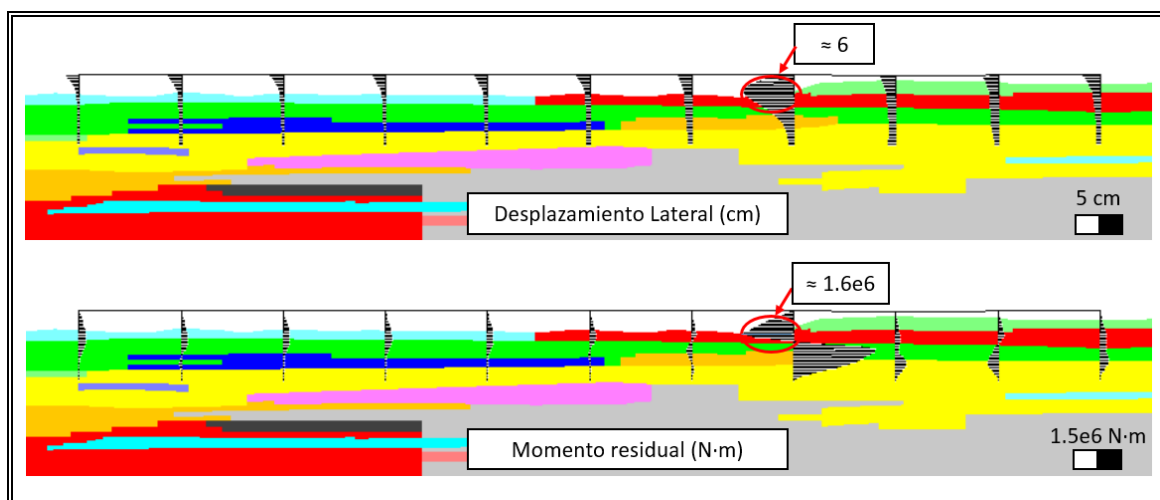


Figura 1.21: Resultados puente Juan Pablo II, incluye estratos y estructura.

1.7.5 Resultados condición dinámica

En este apartado sólo se muestran los resultados para el puente Juan Pablo II, puesto que para el puente Mataquito estos están incluidos en el capítulo 3. El modelo del puente Juan Pablo II considera los efectos de la licuefacción según el modelo constitutivo para materiales licuables PM4SAND, el registro en roca de Rapel, y las propiedades de los elementos estructurales en base lo dispuesto en los planos del MOP.

En la Figura 1.22 se incluyen los resultados de los efectos del terremoto, en términos de desplazamientos horizontales, asentamientos de las cepas y momento flectores residuales. La cepa en donde se observó falla al corte (cepa #66 señalada en la Figura 1.6) presenta los mayores desplazamientos laterales según los resultados obtenidos del modelamiento numérico. En este caso, los desplazamientos se acercan a los 20 cm de corrimiento lateral, lo que es comparable de buena manera con las observaciones de terreno, las que registraron un corrimiento de al menos 20 cm. En términos de asentamiento del puente, el modelo permite inferir de manera correcta que los asentamientos se concentran en la zona cercana al estribo norte, el que sufrió los mayores daños. Además, el momento flector residual es máximo en la cepa #66, lo cual es concordante con la falla observada en terreno.

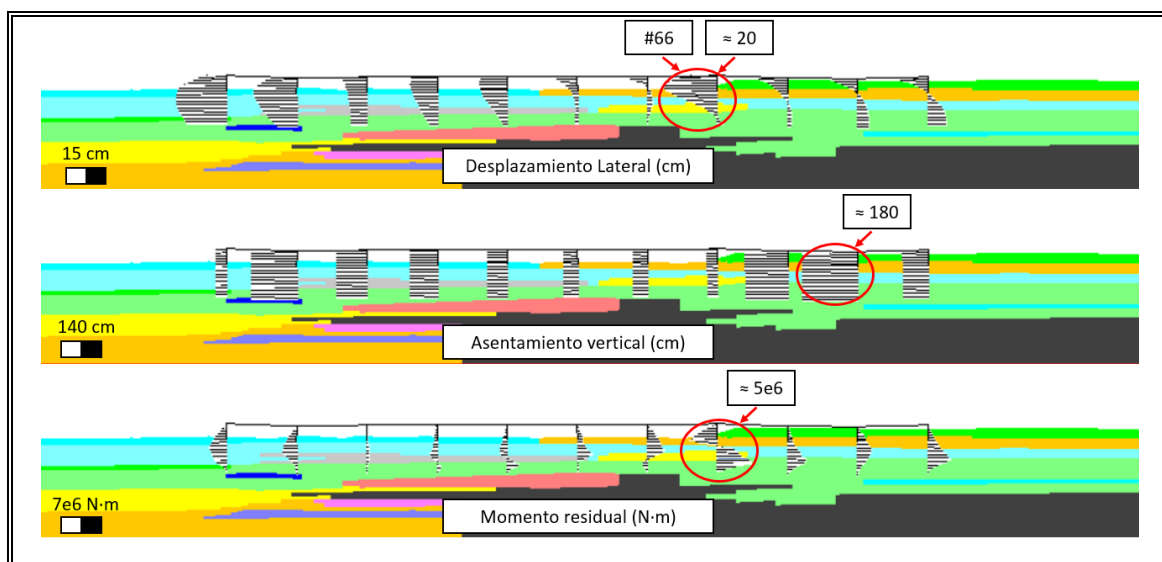


Figura 1.22: Resultados modelo dinámico Puente Juan Pablo II, incluye estratos y estructura.

1.7.6 Análisis

Los resultados de la presente investigación permiten obtener avances en el campo de ingeniería geotécnica sísmica, puesto que se comparan las respuestas de dos enfoques de respuesta, uno estático post-sísmico y otro dinámico, en la evaluación de los efectos de la licuefacción y corrimiento lateral sobre estructuras reales.

Además, permite comparar la evaluación de potencial de licuefacción simplificada, como la propuesta de Youd et al. (2001) versus modelos dinámicos que capturan cómo se desarrolla el fenómeno a medida que transcurre el sismo. Los resultados muestran que las propuestas simplificadas permiten obtener una buena estimación, sin embargo no logran entregar información respecto a los instantes en los cuales ocurre la licuefacción, ni cómo se comporta el suelo licuado.

Los resultados de los modelos dinámicos son comparables con los efectos observados en terreno, aunque la caracterización geotécnica de los materiales fue basada en correlaciones del ensayo SPT, el cual es ampliamente utilizado en Chile, pero del cual no se obtienen propiedades directamente.

De los resultados de ambos métodos, post-sísmico versus dinámico, se observan considerables diferencias, de las cuales se puede asegurar la necesidad de incorporar los efectos inerciales de la estructura y la masa de suelo. El método simplificado subestima en promedio los desplazamientos en 60%, y los esfuerzos en un 70% para la estructura, y no captura el efecto de corrimiento lateral del suelo. Sólo en el caso del puente Mataquito se obtuvo una comparación medianamente razonable entre ambos métodos.

Los modelos dinámicos mostraron buenos resultados, ya sea con el modelo de comportamiento PM4SAND, UBCSAND o UBCHYST con código para licuefacción. Con el modelo UBCHYST se observa un problema en la consideración de los efectos de la licuefacción en zonas de gran espesor y a gran profundidad, debido a que no existe una paulatina degradación de la rigidez y el aumento de la presión de poros, sino que sólo un cambio instantáneo de las propiedades licuadas residuales.

Los modelos PM4SAND y UBCSAND muestran que son capaces de capturar como se gatilla el fenómeno de licuefacción durante el transcurso del sismo. Además, capturan el incremento de las presiones de poros, lo que es sumamente relevante en el comportamiento de los pilotes, puesto que los resortes de interacción son función de las tensiones efectivas.

Los modelos de deformaciones planas muestran que sobreestiman los esfuerzos sobre la estructura por diversos factores. Algunos de los factores detectados y que deben ser considerados son el movimiento de suelo hacia fuera del plano (por ejemplo, detrás de los estribos), flujo restringido hacia fuera del plano, y la no inclusión de factores que modifican el efecto de grupo de pilotes.

La selección del sismo es otro punto importante para la determinación del comportamiento de la estructura y los ciclos necesarios para gatillar licuefacción. En esta investigación, se considera la selección del sismo según lo propuesto por De la Maza et al. (2016) debido a que considera la distancia (3D) al plano de ruptura. Los resultados muestran que el sismo escogido permite representar los fenómenos bajo estudio, aunque es recomendable evaluar el comportamiento sujeto a diversos sismos.

Los resultados obtenidos de esta investigación permitirán mejorar la comprensión de los esfuerzos de diseño para estructuras fundadas en suelos potencialmente licuables, ya que en Chile comúnmente se emplea la determinación de cargas debido a efectos cinemáticos e inerciales del suelo y no la incorporación de las cargas inerciales de la estructura. Es por esto, que de los resultados de la tesis se recomendará incrementar los momentos flectores residuales y modificar los esfuerzos cinemáticos en el diseño.

2. COMPARISON OF TWO SIMPLIFIED METHODS TO EVALUATE THE PERFORMANCE OF THREE PILE-SUPPORTED BRIDGES AFFECTED BY LIQUEFACTION DURING THE 2010 MAULE EARTHQUAKE

2.1 Abstract

Recent earthquakes have showed that the interaction between laterally spreading ground and structures with deep foundations is still far from being completely understood. During the 2010 M8.8 Maule earthquake, several pile-supported bridges were affected by this phenomena causing different levels of damage. Among these bridges, three were selected because clear evidence of liquefaction was observed at their respective locations, and also because their seismic performance was very different, ranging from little (Mataquito Bridge) to moderate (Llacolen Bridge) to large foundation deformations (Juan Pablo II Bridge). This article presents a comparison of two simplified methods to evaluate the seismic performance of these bridges. The first one is a modified version of the simplified design procedure proposed in the MCEER/ATC-49-1 report where the residual lateral displacement is estimated by means of intersecting two curves: one that represents the lateral force-displacement curve of the structure stabilizing the sliding soils mass, and one that corresponds to the estimated residual displacements of the soil mass for different levels of restraining force. The second method is based on a numerical model where after static equilibrium is reached (pre-earthquake condition) liquefied properties are assigned to those layers with high liquefaction potential (post-earthquake condition), and the model is run until equilibrium is reached once again (inertial effects are neglected). Reasonable agreement was found between these two models for the case of Mataquito and Llacolen, and some preliminary conclusions are drawn from the performed analyses.

2.2 Introduction

In this paper, three case-histories of bridges investigated by the Geotechnical Extreme Events Reconnaissance (GEER) teams during several visits after the 2010

M8.8 Maule earthquake are presented. The observations provided herein are based on the GEER edited report (Bray et al., 2010) and on Ledezma et al. (2012).

Two of the three bridges presented in this paper cross the Bío-Bío River, which is the second longest river in Chile. It is also the widest river in Chile, with an average width of 1 km, and a width of more than 2 km prior to discharging into the ocean. Close to the Pacific Ocean, the river traverses the metropolitan area of Concepción, Chile's second largest metropolitan area. In Concepción, the river is crossed by five bridges. The ones that were analyzed were: Llacolén Bridge (opened in 2000) and Juan Pablo II Bridge (1974). The third analyzed bridge is the Mataquito Bridge (2006), located near Iloca (to the north of the epicenter area). During the 2010 Maule earthquake, all of these bridges experienced different levels of structural damage, compromising normal business activities in the region. The most common geotechnical failure mechanism observed at these bridges was liquefaction-induced lateral spreading that occurred along both shores of the Bío-Bío River and Mataquito River. Lateral spreading contributed to the approach fill deformations.

2.3 Liquefaction susceptibility

Liquefaction susceptibility was evaluated at the three bridge sites using the Standard Penetration Test (SPT) profiles obtained before and after the earthquake, which were provided by the Ministry of Public Works (MOP). The sand liquefaction triggering procedure presented in Youd et al. (2001) was used to define an approximate normalized SPT threshold value for the occurrence of liquefaction. The 2010 Maule earthquake had a moment magnitude of $M_w=8.8$, and the ground motion had a peak ground acceleration of $PGA \approx 0.4g$ in both areas, Concepcion and Iloca ($R \approx 100$ km from the epicenter) (Boroscchek et al., 2010).

2.4 Liquefaction effects

Effects of liquefaction-induced lateral spreading were evaluated using two approaches.

The first approach (called Method 1 in this article) is based on the simplified design procedure proposed in the MCEER/ATC-49-1 recommended seismic design document of bridges. Some of the principal steps involved in this design procedure are:

Identify the soil layers that are likely to liquefy. A boring located near the area of interest for each bridge was selected and evaluated according to the sand liquefaction triggering procedure presented in Youd et al. (2001).

Assign undrained residual strengths S_{ur} to the layers that liquefy. The post-liquefaction S_{ur} strength was evaluated using the expression recommended in Ledezma and Bray (2010).

Perform pseudo-static seismic stability analysis to calculate the yield coefficient (k_y) for the critical potential sliding mass. For all the cases, the horizontal force P required to reach a factor of safety (FS) of 1.0 was calculated for horizontal accelerations k_h of 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, and 0.35. Therefore $k_y = k_h$ since $FS=1.0$.

Estimate the maximum lateral ground displacement. The Bray and Travasarou relationship (Bray and Travasarou, 2007) was used to estimate the lateral displacement associated with each horizontal acceleration. The initial fundamental period of the sliding mass (T_s) was estimated using the expression: $T_s = 4H/V_s$, where H = the average height of the potential sliding mass, and V_s is the average shear wave velocity of the sliding mass. Shear wave velocities were estimated using the V_s versus N-SPT correlations proposed by Bellana (2009). Additional considerations for this analysis were $M_w=8.8$ and $S_a(1.5T_s)=0.4g$.

Identify the plastic mechanism that is likely to develop as the ground displaces laterally. A simple elasto-plastic model is used to reproduce the pile behavior.

From an analysis of the pile response to a liquefaction-induced ground displacement field, the likely shear resistance of the foundation is estimated. A pushover analysis for each case was performed. Each model was developed in a software for laterally loaded piles, LPile v2012 (ENSOFIT). All models consider a single-pile geometry and the same soil profile properties assumed in the slope stability model. Several

assumptions and modeling options were considered to establish a range of possible solutions for the compatible force-displacement state from the pushover analysis and the slope lateral deformation. Four different types of p-y curve models were used to represent the liquefied layer, and two were used for the non-liquefied layer. The p-y curve for sands recommended in Reese et al. (1974) and the p-y curves proposed in O'Neill and Murchinson (1983), included in the American Petroleum Institute RP 2A-WSD, were used in both layers. The p-y curves for liquefied sands presented in Rollins et al. (2005) and the p-y curves for soft clays from Matlock (1970) were used in the liquefied layer, in addition to the sand curves mentioned before.

The second method (called Method 2 in this paper) is based on a numerical model where after static equilibrium is reached (pre-earthquake condition) liquefied properties are assigned to those layers with high liquefaction potential (post-earthquake condition), and the model is run until equilibrium is reached once again (inertial effects are neglected). The bridge models were created using the software FLAC2D V7.0 focusing on what happened at the abutments. The geometry and the structural properties were obtained from the construction drawings provided by the Ministry of Public Works. The Mohr-Coulomb soil model was used in the numerical models, and the soil properties (bulk and shear modulus, friction angle, and densities) were estimated from SPT correlations. The post-earthquake residual undrained shear strength of the liquefiable layers was estimated using the recommendations by Ledezma and Bray (2010). In FLAC, these residual strengths were included as an equivalent cohesion with dependence on the effective vertical stress. The pile group foundation system was modeled using equivalent properties and FLAC's pile elements, along with shear and normal springs to represent the interaction between the piles and the surrounding soil.

2.5 Considerations for Pile Response Analysis

For both types of analyses, and based on the structural drawings provided by MOP, the piles and piers were modeled considering a compressive strength of $f'_c = 25\text{MPa}$ for the concrete, and yield and ultimate stresses for the steel of $f_y = 420\text{MPa}$ and f_u

= 630MPa, respectively. These nominal properties were respectively modified by factors $R_c=1.3$, $R_y=1.2$ and $R_u=1.2$ to represent the actual in-situ strength of the piles at the time of the earthquake. These factors are based in the ACI and AISC recommendations.

2.6 Mataquito Bridge

2.6.1 Liquefaction Susceptibility

The Mataquito Bridge is a 320 m-long, 8-span, reinforced concrete structure that crosses the Mataquito River close to the Pacific Ocean. Each abutment of this bridge was supported by two rows of four drilled shafts of circular section. The boring S-1A located near the south abutment was selected for liquefaction evaluation. This evaluation showed that the presence of liquefied material was confined to the upper 5 meters of the soil deposit (Fig. 2.2). Given that the piles' length was ~17 meters, approximately more than half of the length was embedded. This probably provided enough vertical and lateral support for the piles to resist the vertical and lateral loads, despite the occurrence of liquefaction at shallow depths. An average value of $(N_1)_{60CS} \approx 9$ blows/ft was estimated for the full depth of the liquefied layer. Following the recommendations in Ledezma and Bray (2010), the calculated $\overline{S_{ur}}/\sigma_v'$ ratio for the both models was 0.096.

2.6.2 Results from Method 1

After creating a slope stability model of Mataquito Bridge's south abutment, the required lateral force to get FS=1 for different horizontal accelerations is calculated. Then, the Bray and Travasarou (Bray and Travasarou, 2007) relationship is used to get the lateral force versus displacement curves. Figure 2.1 shows that the resulting curve depends on the slope stability procedure that is used. Also, this figure includes the 16% and 84% percentiles from the Bray and Travasarou relationship. Then, a pushover analysis is performed considering an equivalent single-pile geometry and the aforementioned soil properties. Given that at each abutment there were two rows

of piles along the transverse direction of the bridge, considering a spacing of $S = 4$ m between piles, and that V is the shear force in the pile, the equivalent per-unit-width force R was estimated as $R = 2V/S$. The estimated residual lateral displacement can be found at the intersection of these curves. This simplified approach estimates residual lateral displacements at the south abutment in the range of 4 to 10 cm, but they can be as high as ~ 18 cm, which is a conservative estimate when compared to what was observed in the field (Fig. 2.1).

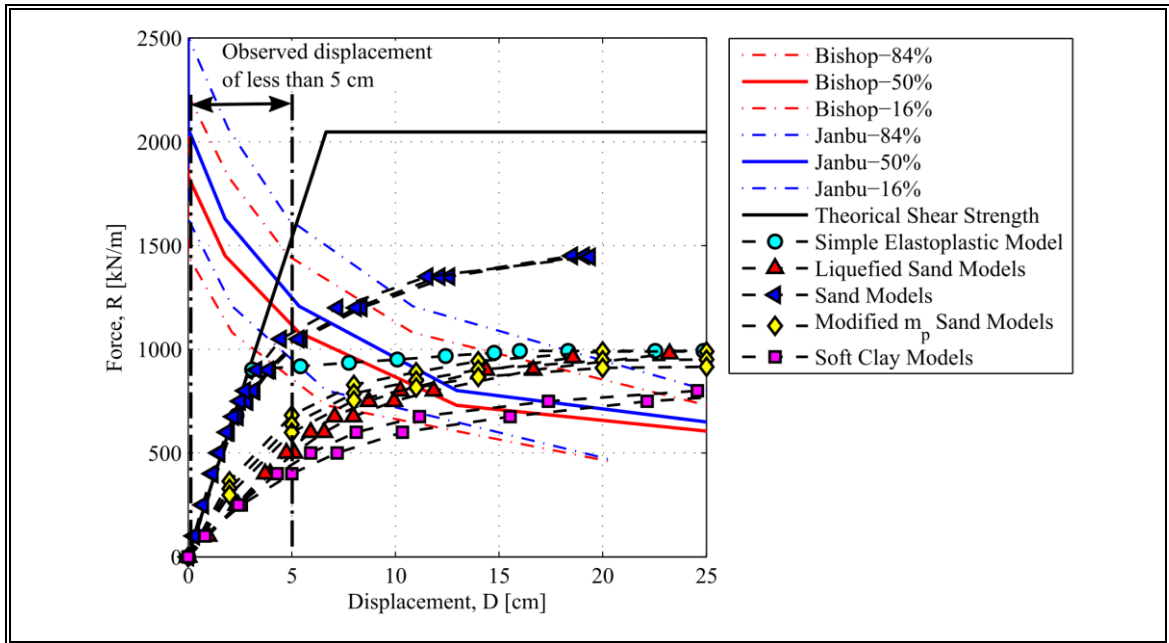


Figura 2.1: Expected lateral displacement D for different values of the resisting force R for the piles in the south abutment of the Mataquito Bridge (different p - y curves were used).

2.6.3 Results from Method 2

The model considered an equivalent pile geometry with two rows of piles in the south abutment, with a center-to-center spacing of 4 m between piles. Figures 2.2

and 2.3 show, respectively, the calculated lateral pile displacements and bending moments, on top of the deformed mesh.

These analyses show that the maximum displacement, of about 1 cm (in concordance with field observations), is located at the top of the piles. However, the soil settlements near the row of piles closest to the river, of ~ 0.5 m-1.0 m, are higher than those observed in the field, probably due to the small residual shear strength that was assigned to the layers that liquefied near the surface. On the other hand, the bending moment shows a sign change close to the middle of the liquefied layer, and it has a maximum of around 20% of the maximum moment capacity.

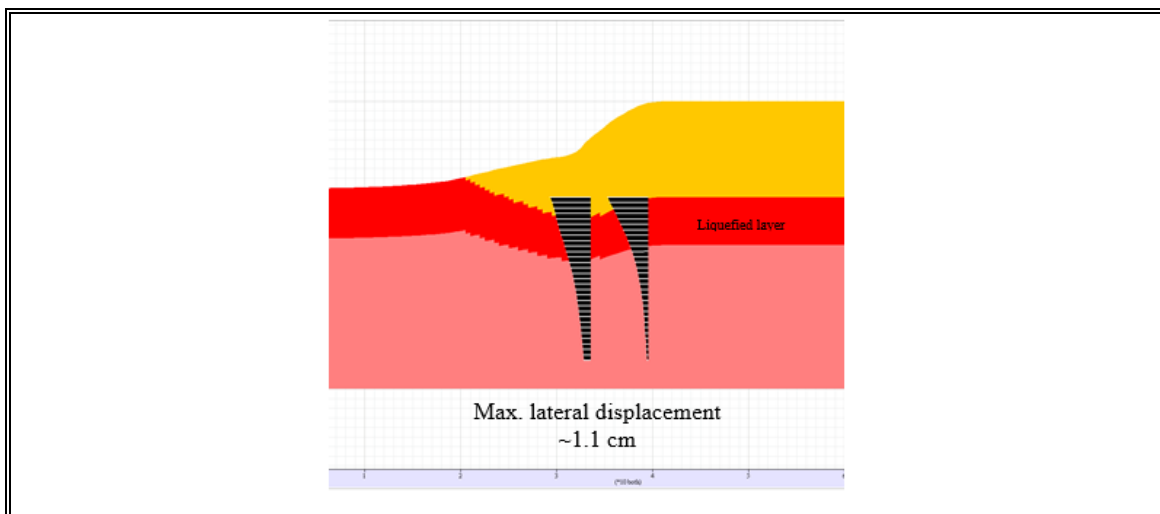


Figura 2.2: Lateral displacement profile for the piles in the south abutment of Mataquito Bridge. Post-earthquake condition.

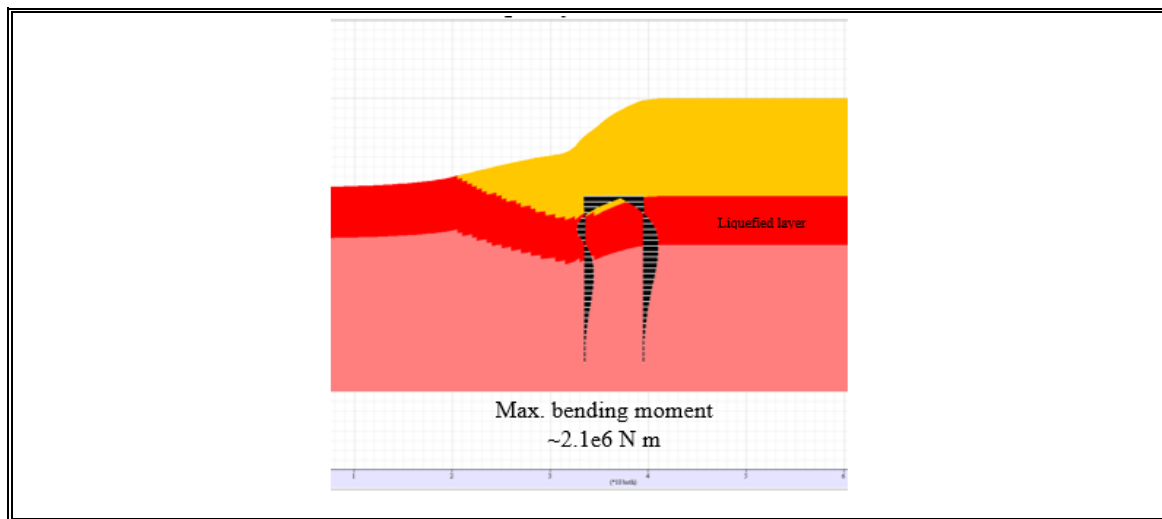


Figura 2.3: Bending moment profile for the piles near the north abutment of Mataquito Bridge. Post-earthquake condition.

2.7 Juan Pablo II Bridge

2.7.1 Liquefaction Susceptibility

The Juan Pablo II Bridge is the longest vehicular bridge in Chile, spanning 2,310 m in length. The bridge was opened in 1974. The bridge consists of 70 spans (length = 33 m, width = 21.8 m). Each span sits on reinforced concrete bents with drilled pile supports, piles' length was ~16 meters. Column shear failure, vertical displacements of the bridge deck, and rotation of the bridge bent of 1° to 3° occurred at the northeast approach. In contrast with the damage observed at the northeast approach, the southwest approach suffered minor damage. Boring S-14 located near the north abutment and to pier No. 66 was selected for liquefaction evaluation. Following the procedure used in the Mataquito Bridge, distinct layers of liquefiable material were observed and, according to our analyses, the soil below the tip of the piles likely liquefied during this event. Three liquefied layers were defined, with thicknesses of 6 m, 3 m and 5 m. Average values of $(N_1)_{60CS}$ were estimated for the full depth of

each liquefied layer. The average $(N_1)_{60CS}$ values were 14, 10 and 12.5 blows/ft, following the recommendations in Ledezma and Bray (2010), and the calculated $\overline{S_{ur}}/\sigma_v'$ ratios for both models were 0.20, 0.11 and 0.16 respectively.

2.7.2 Results from Method 1

After creating a slope stability model of Juan Pablo II's north end, the required lateral force to get FS=1 for different horizontal accelerations is calculated. Then, the Bray and Travasarou (Bray and Travasarou, 2007) relationship is used to get the lateral force versus displacement curves. A pushover analysis of bent column No. 66 was performed. Since the shear failure occurred in the column, and the sequence of liquefiable and non-liquefiable layers did not seem to provide enough lateral restraint, the pushover analysis focused on the column rather than on the piles. The model considered an equivalent single pile and column geometry, and the same soil profile properties assumed in the slope stability model. In this case, there was only one row of columns and piles along the transverse direction of the bridge, considering a spacing of $S = 13$ m between piles, the equivalent per-unit-width force R was estimated as $R = V/S$, where V is the shear force in the pier. This simplified analysis shows that the expected lateral displacement at this bent (>10 cm) is consistent with the shear failure of the supporting column observed in the field (Fig. 2.4).

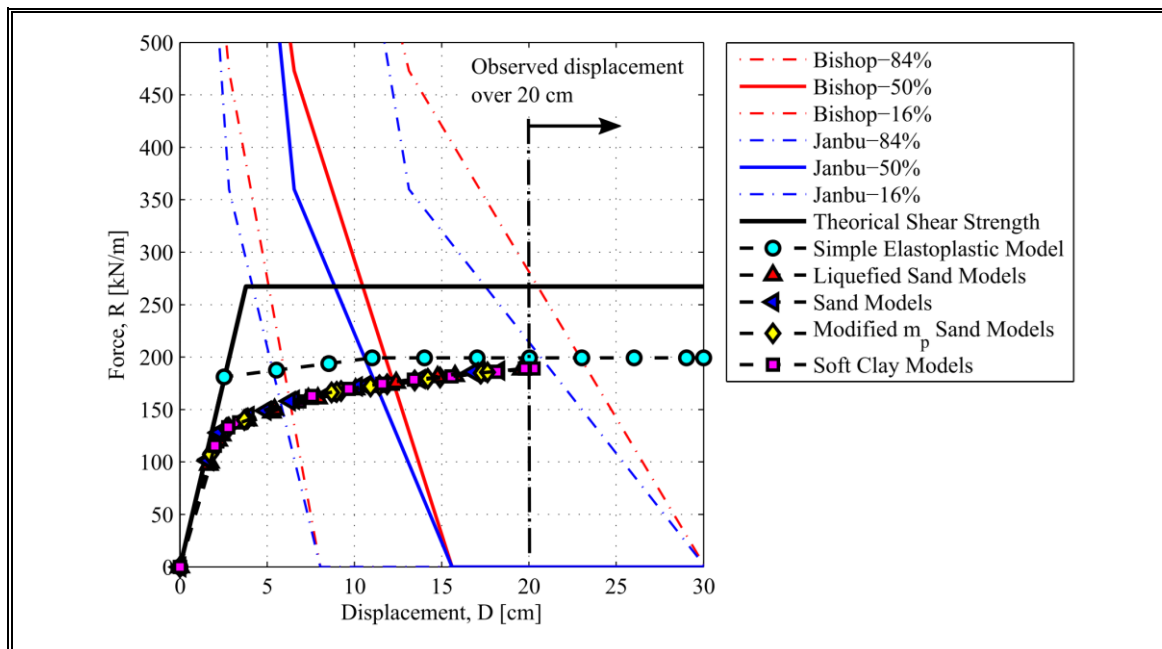


Figura 2.4: Expected lateral displacement D for different values of resisting force R for the columns of Pier No. 66 near the north abutment of Juan Pablo II Bridge (different p - y curves were used).

2.7.3 Results from Method 2

The pile foundations was modeled using an equivalent pile-column geometry. Figures 2.5 and 2.6 show, respectively, the calculated lateral pile displacement and the bending moment profiles on top of the deformed mesh.

These results indicate that the maximum displacement, of about 0.4 cm, takes place in the first liquefiable layer level, which does not agree with what was observed in the field. Different modeling strategies are currently being evaluated to better represent the field observations. Figure 2.6 shows that the maximum bending moment takes place in the upper liquefied zone, and it reaches $\sim 25\%$ of the maximum bending capacity of the column. The corresponding mobilized shear strength of the column was $\sim 27\%$ of its maximum capacity.

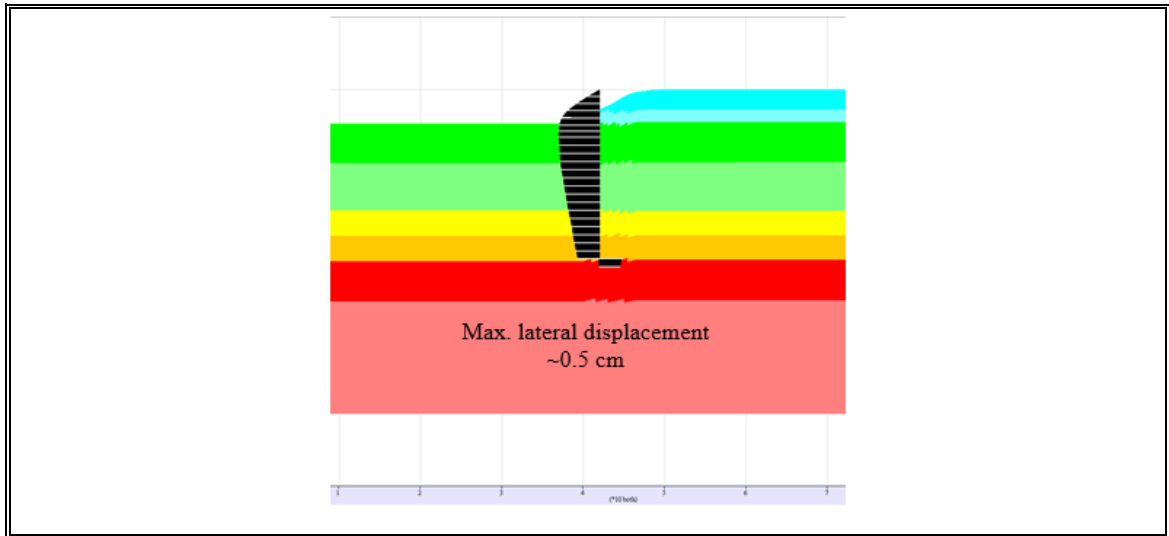


Figura 2.5: Lateral displacement profile for the piles near the north abutment of Juan Pablo II Bridge. Post-earthquake condition.

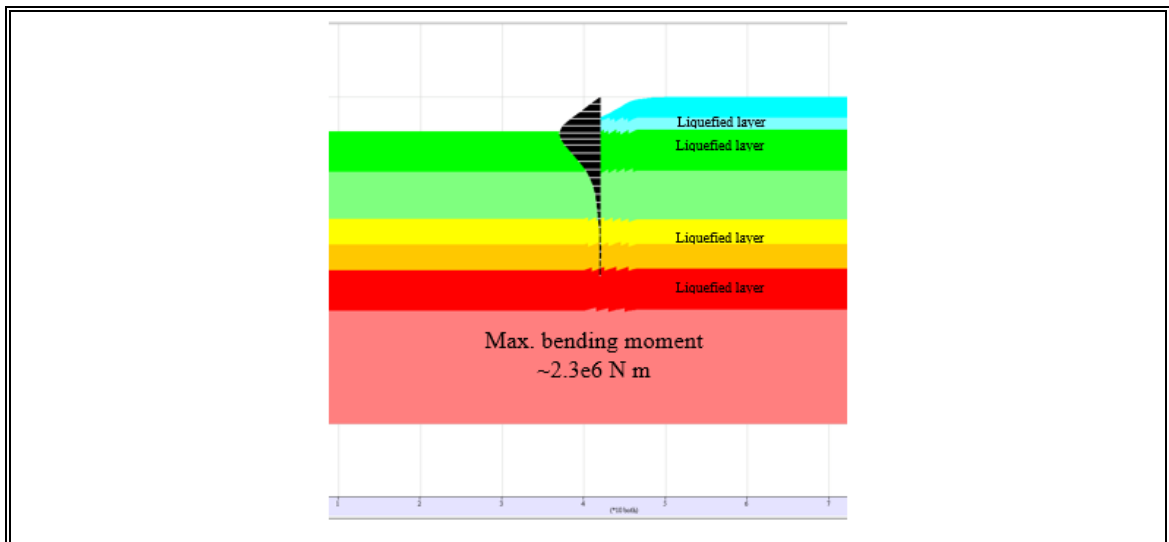


Figura 2.6: Bending moment profile for the piles near the north abutment of Juan Pablo II Bridge. Post-earthquake condition.

2.8 Llacolen Bridge

2.8.1 Liquefaction Susceptibility

The Llacolén Bridge in Concepción was constructed in the year 2000 and it spans 2,160 m across the Bío-Bío River. The bridge is a multispans, simply supported concrete girder bridge. In contrast to the Juan Pablo II Bridge, the average piles' length in the Llacolén Bridge was ~20 m. During the earthquake, lateral spreading at the northeast approach unseated the bridge deck at its shoreline support, forcing closure of the bridge until a temporary deck could be erected. Boring S-6 located near the north abutment and to pier No. 48 was selected for liquefaction evaluation. Distinct layers of liquefiable material were observed after the liquefaction evaluation. Unlike Juan Pablo II Bridge the soil below the tip of the piles likely did not liquefy during this event. Three liquefied layers were defined, with thicknesses of 2 m, 3 m and 7.5 m. Average values of $(N_1)_{60CS}$ were estimated for the full depth of each liquefied layer. The average $(N_1)_{60CS}$ values were 8.7, 10.8 and 12.5 blows/ft, following the recommendations in Ledezma and Bray (2010), the calculated $\overline{S_{ur}}/\sigma_v'$ ratios for both models were 0.09, 0.13 and 0.23 respectively.

2.8.2 Results from Method 1

The slope stability analyses were similar to the ones performed for the Mataquito and Juan Pablo II Bridges. Pushover analyses of Llacolén Bridge were performed for Bent No. 48 considering different p-y models. It was assumed that the connection of the piers to the bridge deck did not provide enough fixity against rotation, so the piles were the only elements restraining the lateral movement of the sliding soil mass. The model considered an equivalent single-pile geometry and the same soil profile properties assumed in the slope stability model. Similar to the Juan Pablo II bridge case, the bents had only one row of columns and piles along the transverse direction of the bridge, considering a spacing of $S = 4.81$ m between piles, the equivalent per-unit-width force R was estimated as $R = V/S$, where V is the shear

force in the pile. This simplified analysis shows that the expected residual lateral displacement at this abutment (2 to 5 cm) is consistent with the small to moderate residual lateral displacements observed in the field, which do not fully explain the deck collapse (Fig. 2.7).

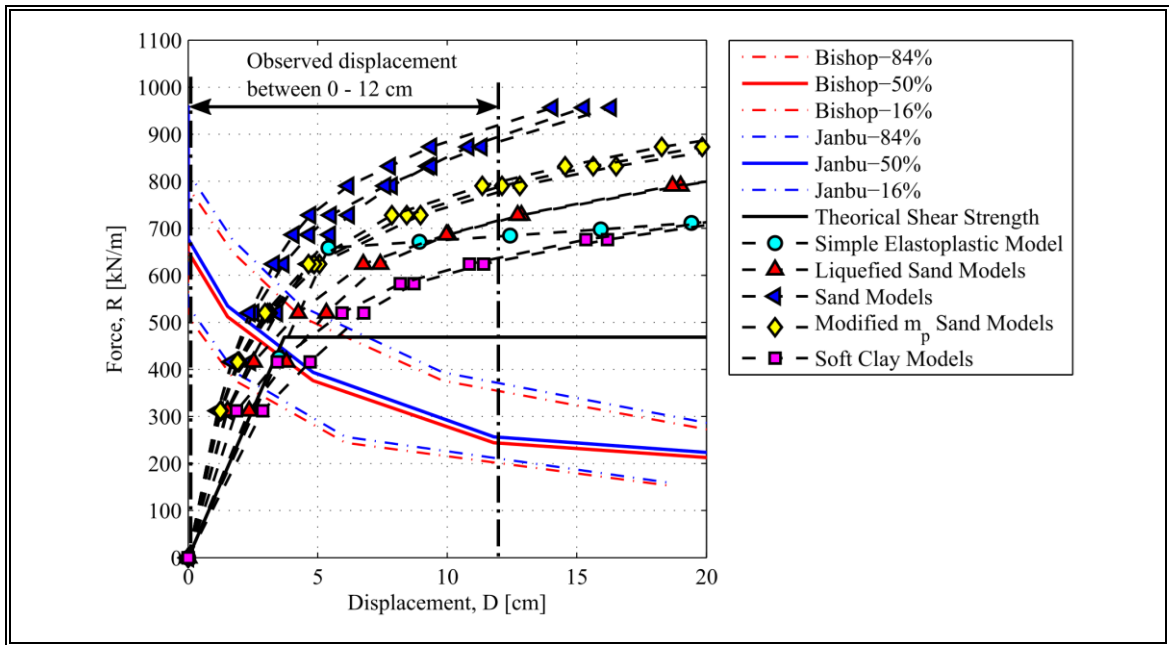


Figura 2.7: Expected lateral displacement D for different values of resisting force R for the piers of Pier No. 48 near the north abutment of Llacolén Bridge (different p - y curves were used).

2.8.3 Results from Method 2

The model considered an equivalent single-pile geometry with a spacing of 4.5 m between piles (or columns). Figures 2.8 and 2.9 show, respectively, the calculated lateral displacement and bending moment profiles on top of the final deformed mesh.

This analysis shows that the maximum displacement, of about 1.2 cm, is located at the top of the upper liquefied layer, which compares well with that observed in the field (Figure 2.8).

The bending moment shows a sign change between the upper non-liquefied layer and the second from the top liquefied layer, and it has a maximum of about 40% of the total capacity.

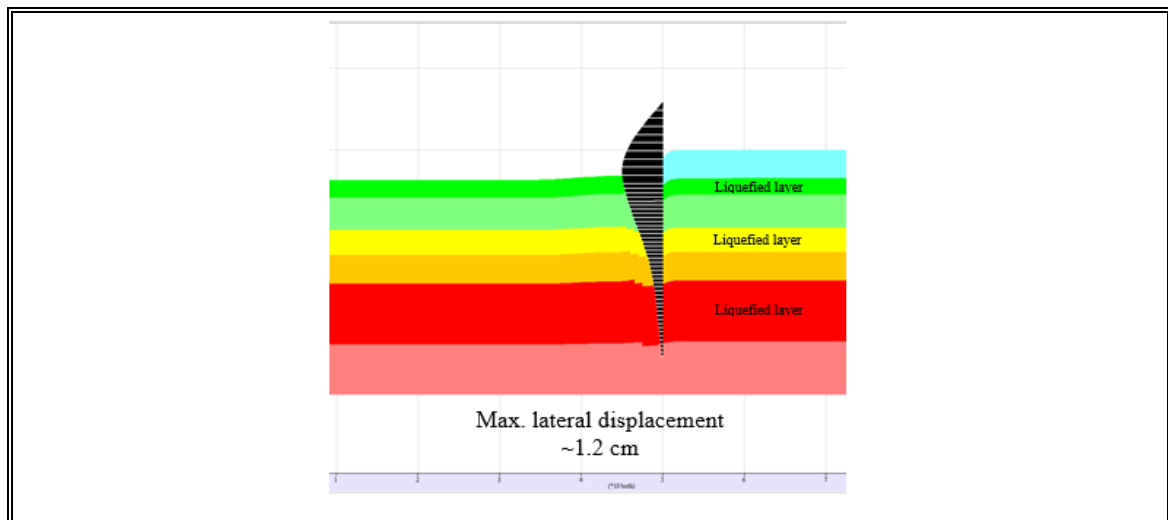


Figura 2.8: Lateral displacement profile for the piles near the north abutment of Llacolén Bridge. Post-earthquake condition.

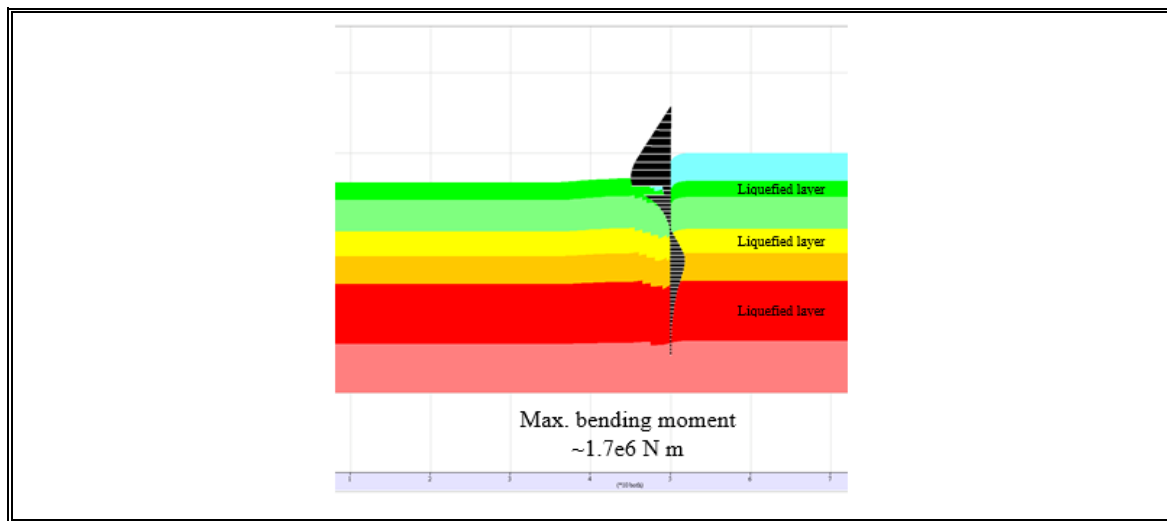


Figura 2.9: Bending moment profile for the piles near the north abutment of Llacolén Bridge. Post-earthquake condition.

2.9 Conclusions

The results of two simplified methods to evaluate the seismic performance of the Mataquito, Juan Pablo II, and Llacolén bridges are compared. In the first method the residual lateral displacement is estimated by means of intersecting two curves: one that represents the lateral force-displacement curve of the structure stabilizing the sliding soils mass, and one that corresponds to the estimated residual displacements of the soil mass for different levels of restraining force. The second method is based on a numerical model where after static equilibrium is reached, liquefied properties are assigned to those layers with high liquefaction potential, and the model is run until equilibrium is reached again (inertial effects are neglected). Reasonable agreement was found between these two methods for the case of Mataquito and Llacolén, but not for the case of Juan Pablo II. Different modeling strategies are now being evaluated to try to explain these differences. Regarding the Llacolén Bridge case, both methods agree on that the deck collapse cannot be explained by kinematics effects only.

2.10 Acknowledgments

This research was made possible by grants from the Chilean National Commission for Scientific and Technological Research under Fondecyt de Iniciación Award Number 11110125. The authors would also like to thank Carla Serrano, MS student at the Pontificia Universidad Católica de Chile, for compiling the SPT data that was used for this study, and also to the Ministry of Public Works (MOP, Chile) for providing the required data to perform the analyses.

3. SEISMIC BEHAVIOR OF A PILE SUPPORTED BRIDGE AFFECTED BY LIQUEFACTION-INDUCED LATERAL SPREADING

3.1. Abstract

The 2010 Mw8.8 Maule earthquake triggered liquefaction in several location in central and southern Chile. The Mataquito Bridge, located in the Maule region, was affected by this phenomenon. Three numerical models were developed using the FLAC software to simulate the seismic performance of this bridge. The soil profile was determined from SPT profiles and geotechnical reports, and the structure's properties were obtained from the construction drawings. Advanced soil constitutive models were used to capture the behavior of the liquefiable layers: PM4SAND and UBCSAND. In addition, a user-defined function was added to the UBCHYST model to capture liquefaction effects in a simplified way. This function changes the soil properties to undrained residual ones once the soil liquefies according to Youd et al. (2001). The results of these analyses include displacements and loads on the structure, which were compared against field observations. Results highlight the role of inertial effects and the usefulness of simplified models on the evaluation of the seismic behavior of pile-supported bridges affected by liquefaction-induced lateral spreading.

3.2. Introduction

The 2010 Mw8.8 Maule earthquake affected Chilean lifelines, such as bridges, roads and ports. The liquefaction triggered during this event resulted in significant damage to several structures. One of the most common observations was the impact of liquefied foundation soils on the deformation of approach fills and lateral spreading (Ledezma et al., 2012).

In this paper we study the seismic behavior of the Mataquito Bridge located close to the Pacific Ocean, in the Maule region. The bridge is a reinforced concrete structure 320 m long, supported on piles group. The north abutment was founded on loose sediments that liquefied and spread towards the river, causing moderate to

significant longitudinal deformations. The south abutment was founded on sands over possibly shallow bedrock and the structural damage and deformations observed were considered negligible (Ledezma et al., 2012). Figure 3.1a shows the observed fill settlement at the north abutment, Figure 3.1b presents the liquefaction-induced lateral spreading effects in the surrounding area, Figure 3.1c shows soil vertical settlement at the interior piers and Figure 3.1d presents the failure of the handrails.

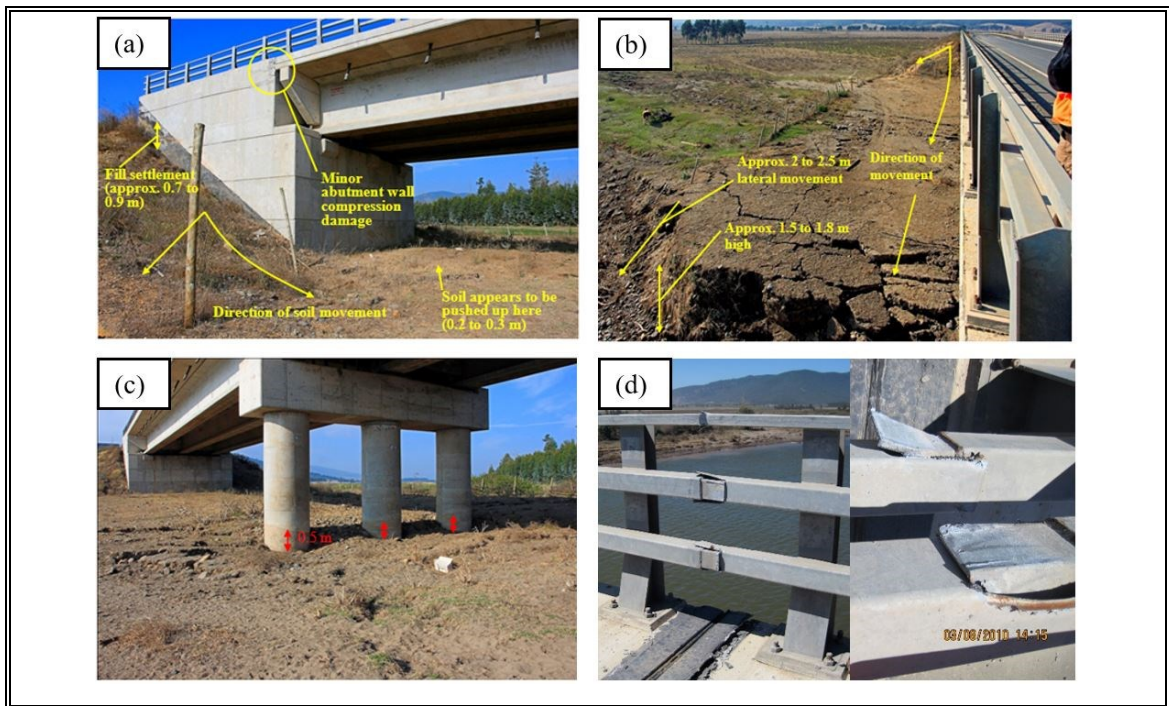


Figure 3.1: (a) North abutment, (b) Lateral displacement towards the river, (c) Soil settlement at interior pier at northeast abutment (FHWA, 2011.), and (d) Handrail failures at the bridge deck.

The bridge seismic behavior during the Maule earthquake was studied in a numerical model developed using the commercial FLAC 7.0 software, considering advanced numerical model such as PM4SAND and UBCSAND for the liquefiable layers.

3.3. Geotechnical model development

Figure 3.2 shows the main soil layers along with the piles' distribution, the location of the boreholes, and that of the groundwater table. The soil layers and properties were determined from the SPT profiles shown in Figure 3.3 along with historical field data, hydraulic reports and boring logs. Three main layers of natural soil were identified. The fill soil layer was added and characterized from the bridge drawings. The shallow sand layer is characterized by low SPT blow counts with an average of $(N_1)_{60}=10$ blows/ft. This layer is underlain by a medium sand with an average $(N_1)_{60}=25$ blows/ft. At a depth of about 10 m from the natural ground surface, a gravel layer is detected. This information was used to define a longitudinal geotechnical profile of the Mataquito Bridge (Figure 3.2). The plastic and elastic soil properties were estimated from SPT correlations. These properties are shown in Table 1, where ρ is the soil mass density, ϕ is the internal friction angle (from Mayne, 2001), c is the cohesion, S_{ur} is the undrained residual shear strength (from Ledezma and Bray, 2010), V_s is the shear wave velocity (from Hamman and Eliwa, 2013), G_{max} is the initial shear modulus, and K_{max} is the initial bulk modulus.

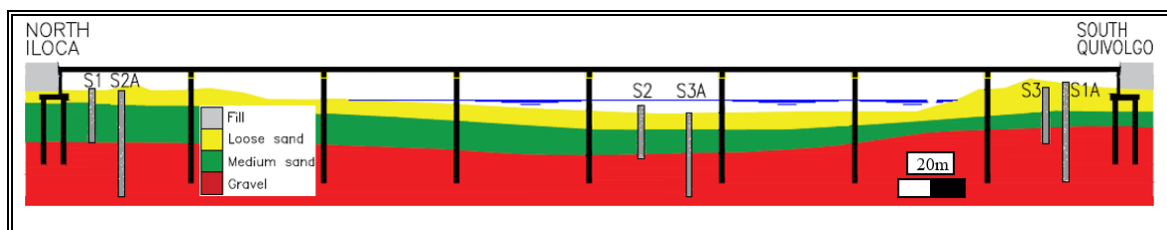


Figura 3.2: Lateral view of Mataquito Bridge, indicating the soil layers, distribution of piles, the location of borings and water table.

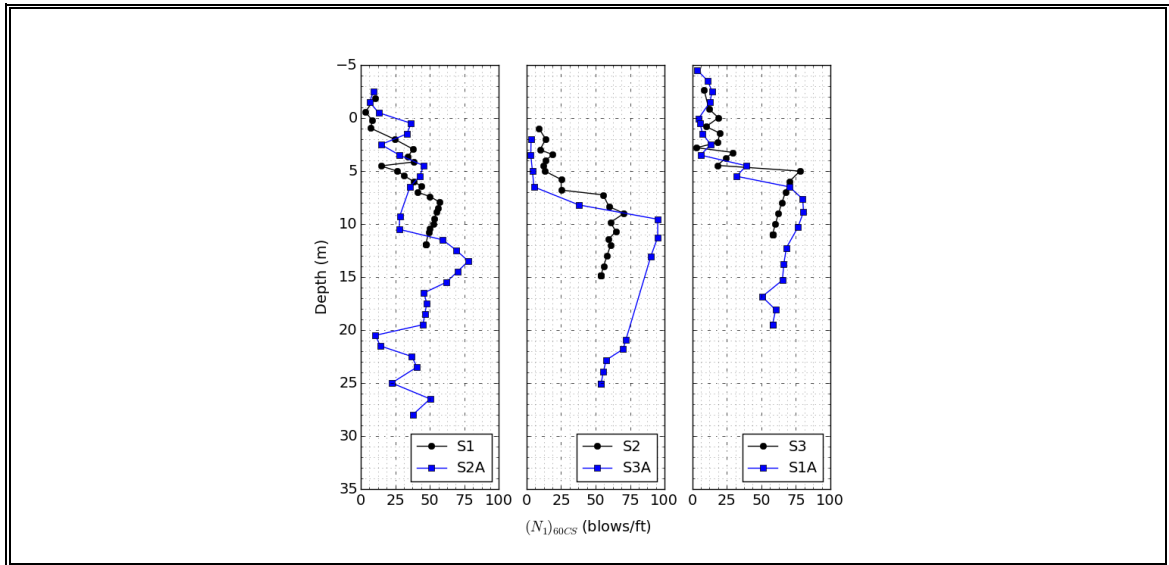


Figura 3.3: $(N_1)_{60CS}$ values vs depth.

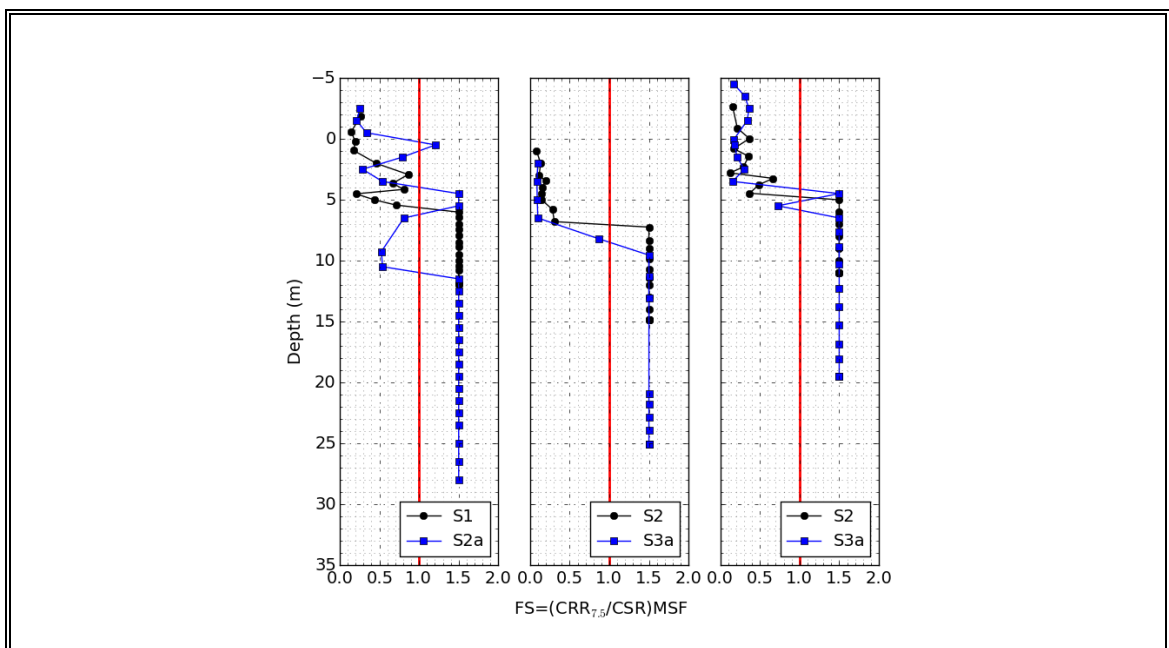


Figura 3.4: Factor of Safety (FS) against liquefaction for Mw=8.8 and
PGA=0.36g.

Tabla 3.1: Soil properties.

Parameter	Fill	Loose Sand	Medium Sand	Gravel
$(N_1)_{60}$ (blows/ft)	-	10	25	50
ρ (kg/m ³)	2200	1950	2000	2100
ϕ (°)	40	30	36	42
c (Pa)	0	0	0	0
S_u (Pa)	-	$0.11\sigma'_v$	-	-
V_s (m/s)	400	170	250	450
G_{max} (MPa)	350	56	125	420
K_{max} (MPa)	580	147	240	700

3.4. Liquefaction susceptibility

Liquefaction susceptibility was evaluated at the bridge site using the Standard Penetration Test (SPT) profiles, which were provided by the Ministry of Public Works (MOP). The sand liquefaction triggering procedure presented in Youd et al. (2001) was used to define an approximate normalized SPT threshold value for the occurrence of liquefaction. Figure 3.4 shows the Factor of Safety against liquefaction profiles for the six SPTs using the 2010 Maule earthquake moment magnitude of $M_w=8.8$ and a peak ground acceleration $PGA \approx 0.36g$ in Iloca based on the Ground-Motion Prediction Equation (GMPE) for earthquakes in subduction zones developed by Montalva et al. (2016).

3.5. Ground motion input

The ground motion record was selected based on a fault plane to site distance criterion. The slip distribution from the USGS teleseismic model (2012) and the geometry of the subduction zone proposed by Hayes et al. (2012), were used to

calculate the 3D distance from the bridge site and all the outcrop rock ground motions to the slip in the Nazca plate (De la Maza et al., 2016). The results show that the Rapel station (RAP) and the bridge site have a similar distance to the slip (Figure 3.5).

The seismic input motion was applied as a time-stress history at the base of the model, where a stiff gravel layer ($V_s > 900$ m/s) is located. The absorbent boundary was used at the base (compliant base), because a rigid base does not ensure that the reflecting waves, due to the presence of structural elements, material soil transitions or geometric singularities, could be dissipated. The record was integrated to obtain the velocity record, and filtered to remove the frequency components higher than 10 Hz via a low-pass Butterworth filter of order 4, and the baseline correction was applied via a quadratic polynomial function. The input ground motion information is shown in Figure 3.6.

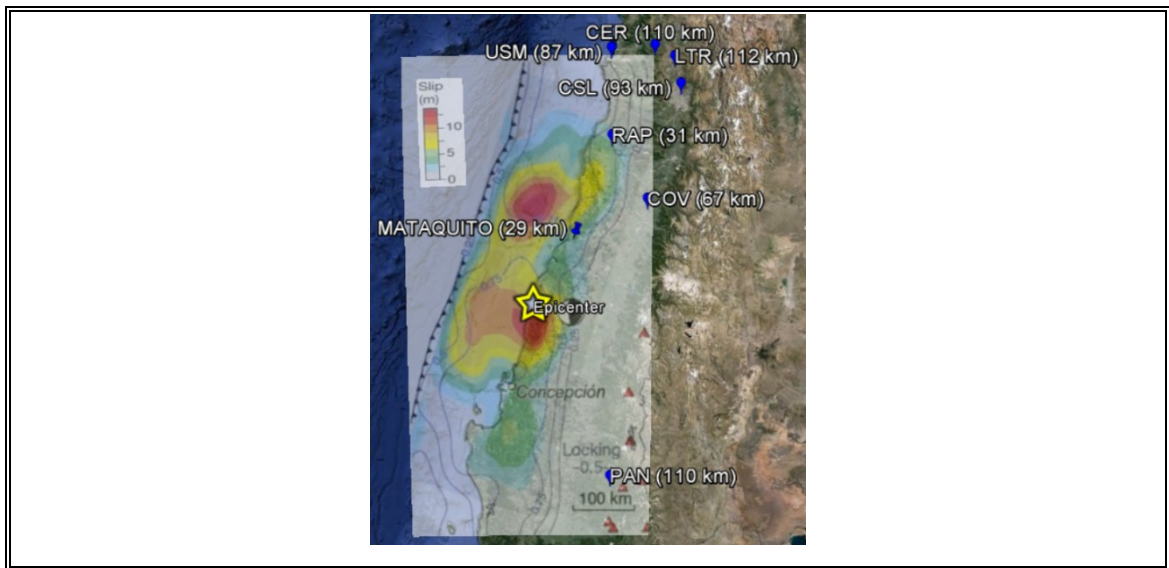


Figura 3.5: Location of Bridge, outcrop stations and slip model (Moreno et al, 2010).

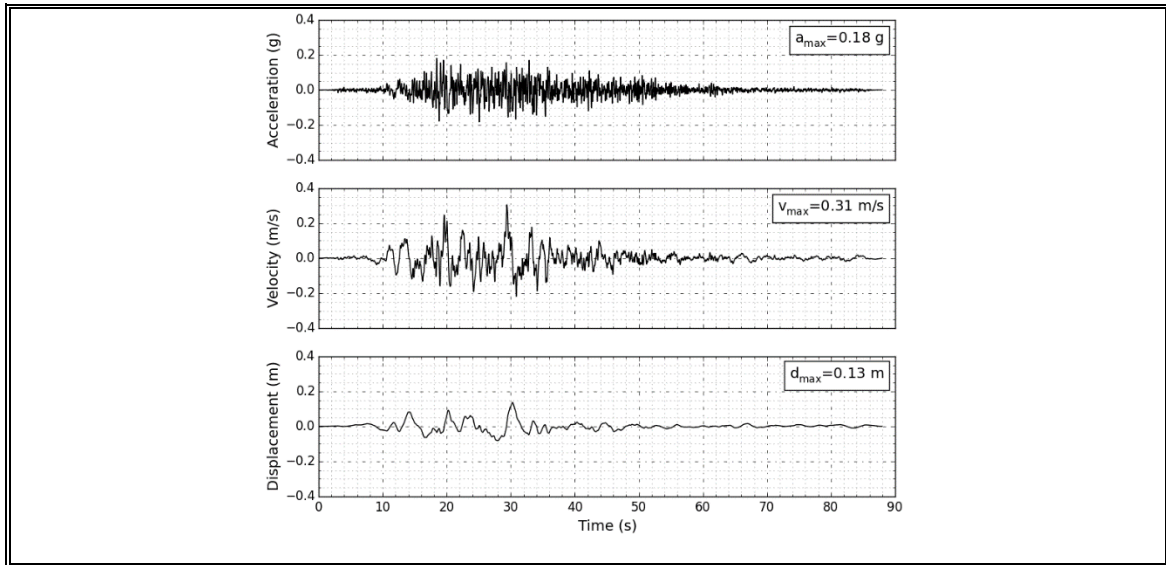


Figura 3.6: Acceleration, velocity and displacement time histories for Rapel ground motion record.

3.6. Numerical modeling

The numerical models were developed in the software FLAC 7.0, from Itasca Consulting Group, Inc. (2011), which is based in the finite difference method, and it uses an explicit solution scheme.

3.6.1. Material model calibration

The liquefiable layers were modeled using either PM4SAND or UBCSAND. Both models have shown the ability to capture the sand behavior under undrained conditions for earthquake engineering applications (Boulanger and Montgomery, 2015; Beaty and Byrne, 2011).

The PM4SAND model is a stress-ratio controlled, critical-state compatible bounding surface plasticity model developed for earthquake engineering applications (Boulanger and Montgomery, 2015; Boulanger and Ziotopoulou, (2015). The UBCSAND model is an effective stress plasticity model, developed for earthquake engineering modeling, to predict the behavior of loose sand with liquefaction

potential under shear loading. Version 904aR of this model was used in this study, and the parameters were estimated using the recommendations developed by Beaty and Byrne (2011).

The calibration procedure considered a single element under simple shear, with the Cyclic Resistance Ratio (CRR) curve for liquefaction triggering proposed in NCEER (1998) for $M_w = 7.5$ and $\sigma'_{vo} = 1$ atm. The parameters for PM4SAND and UBCSAND models were selected such that after 15 uniform cycles, a peak strain of 3% was achieved.

The input parameters used for both models were also correlated with the corrected SPT blow counts. The secondary parameters for the PM4SAND model were kept as default. Tables 3.2 and 3.3 show the values and correlations used for PM4SAND and UBCSAND, respectively. The results after the calibration process for the PM4SAND model are shown in Figure 3.7.

Since both models incorporate hysteretic damping, Rayleigh damping is included only to remove the numerical noise and high frequency. During the dynamic stage, 0.5% of Rayleigh stiffness damping was assigned at the predominant frequency of the input velocity history, as proposed by Boulanger and Ziotopolou (2015).

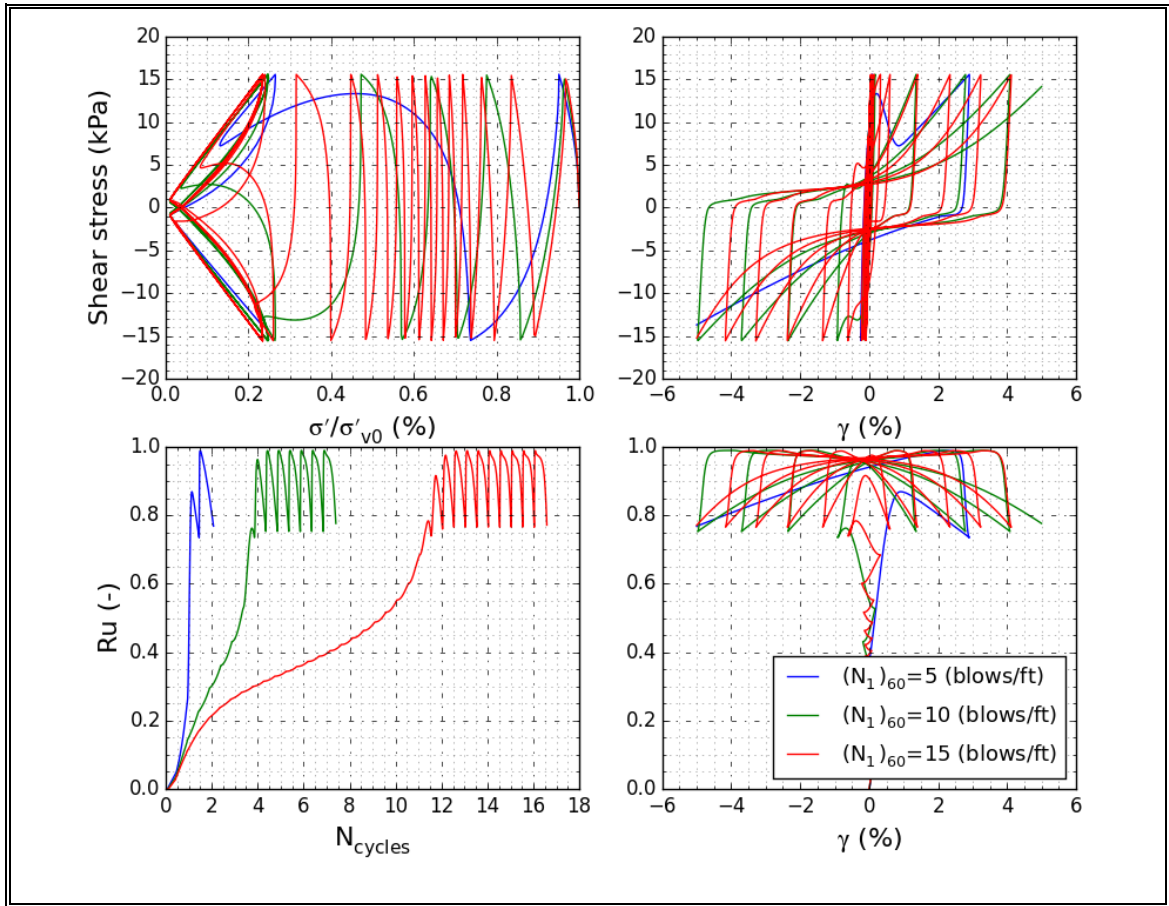


Figure 3.7: Results of calibration process for three $(N_1)_{60}$ values with PM4SAND model.

Tabla 3.2: Correlations for PM4SAND model.

Parameter	Definition	Value
Dr	Relative density	$\sqrt{(N_1)_{60cs}/46}$
G_o	Shear modulus number	User defined
h_po	Contraction parameter	Variable
P_atm	Atmospheric pressure	101300

phi_cv	Constant volume friction angle	32
--------	--------------------------------	----

Tabla 3.3: Correlations for the UBCSAND model.

Parameter	Definition	Value
m_n160	$(N_1)_{60cs}$ value	$(N_1)_{60cs}$
m_pa	Atmospheric pressure	101300 (Pa)
m_kge	Shear modulus number	User defined
m_ne	Stress dependence of G	0.5
m_kb	Bulk modulus number	$0.7 \cdot m_{kge}$
m_me	Stress dependence of B	0.5
m_kgp	Initial slope of hyperbolic relationship	$m_{kge} \cdot m_{n160}^2 \cdot 0.003 + 100$
m_np	Stress dependence of G plastic	0.4
m_rf	Hyperbolic fitting	$\min(0.99, 1.1 \cdot m_{n160}^{-0.15})$
m_hfac1	Modify $K\sigma$, trigger liquefaction	$a \cdot (\sigma'_{vo})^b$
m_phicv	Constant volume friction angle	32
m_phif	Max friction angle	$m_{phicv} + m_{n160}/10$

3.6.2. Bridge structure

The piles were modeled using FLACs' linear-elastic pile structural element. The soil-structure interaction was captured by shear and normal coupling springs, which connect each node from the pile to the adjacent soil element, and that were characterized by stiffness and friction parameters.

The bridge deck and interior piers were modeled with linear-elastic beam elements. Due to the spacing and non-uniform geometry of the piles and deck, it was necessary to develop equivalent 2D flexural and axial stiffness parameters. Table 3.4 shows the piles and beams structural properties. The wall abutment was modeled with "soil" elements with concrete properties.

The normal springs' calibration was performed using a plain strain model that simulates the process of laterally pushing a row of piles through the soil mass (ITASCA, 2011). This model is presented in Figure 3.8, where the width is the half-spacing, and the pile is modeled with beam elements linked by interfaces to the grid. The normal springs' stiffness and friction were determined from the lateral forces vs relative displacements curves.

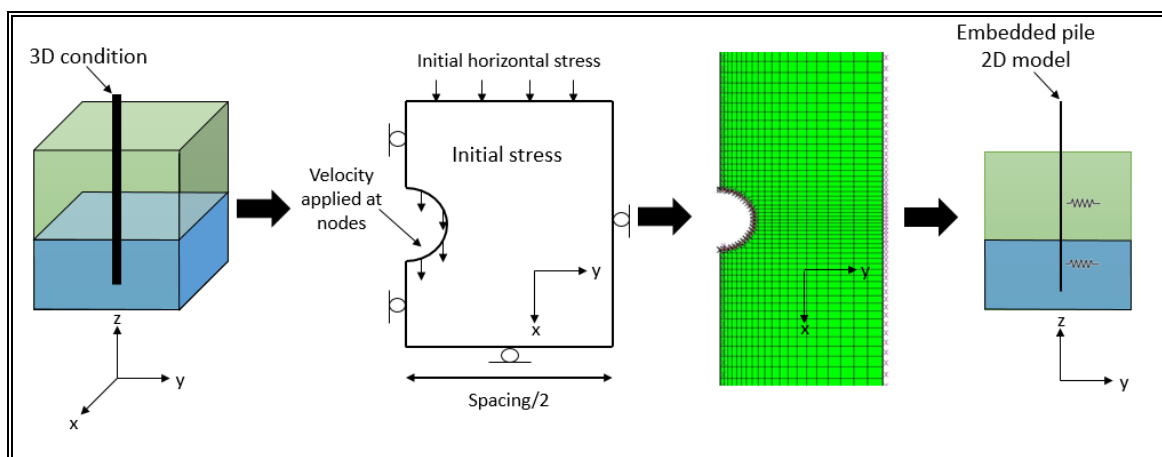


Figure 3.8: Pushing a row of piles model in FLAC 2D.

The shear coupling springs were also modeled as elastic-perfectly plastic. The properties are estimated assuming that reaching the shear resistance is fully mobilized once the axial relative displacement reaches a given percentage of the pile diameter (the shear friction angle is assumed to be $2/3$ of the soil friction angle). The pile tip resistance was included via a user-defined function and the maximum resistance was estimated using average values of SPT blow counts using the equation proposed by Cernica (1995). Table 3.5 shows the coupling springs' properties for each soil layer.

Tabla 3.4: Equivalent 2D structural properties.

Parameter	Piles	Deck	Interior pier
Elastic modulus (MPa)	3.15e4	4.7e3	3.15e4
Moment of inertia (m ⁴)	0.042	1.84	0.042
Cross section (m ²)	0.795	2.8	0.795
Perimeter (m)	1.18	-	-
Density (kg/m ³)	600	400	600

Tabla 3.5: Coupling spring properties for soil-pile interaction.

Parameter	Loose Sand	Medium Sand	Gravel
Normal stiffness (MPa/m/m)	15	65	200
Shear stiffness (MPa/m/m)	210	260	280
Normal friction (°)	75	76	79
Shear Friction (°)	20	24	28

3.6.3. Numerical models

Three models were used to evaluate the dynamic response of the bridge due to the Maule earthquake. In the first model (Model 1) the liquefiable layers were modeled using PM4SAND, and the non-liquefiable layers were modeled using UBCHYST. In Model 2 the liquefiable layers were modeled using UBCSAND and the non-liquefiable layers were modeled using UBCHYST. In Model 3 all the soil layers were modeled using UBCHYST (a constitutive model based on the Mohr-Coulomb's model including hysteretic damping). However, a user-defined function was used to check if during the seismic motion a soil element liquefies, based on the simplified procedure by Youd et al. (2001). If the soil element liquefies, the post-earthquake residual strengths are assigned as an equivalent cohesion with dependence on the effective vertical stress. The post-earthquake residual undrained shear strength was estimated using the recommendations by Ledezma and Bray (2010).

The numerical model was built in stages, trying to capture more realistically the strain–stress condition at the site. During the static stages, boundary conditions consisted on restrained lateral displacements at the sides, and in both directions at the base. During the dynamic stage, the free-field conditions are applied at the vertical sides of the model, and a compliant base was applied at the bottom. The free-field condition is applied to model the propagation of waves into the far-field, through normal and tangential dashpots. The properties of these boundaries are related to the neighboring properties of the soil before the dynamic stage. However, due to the low resistance of the soil, a vertical column with elastic properties is added to contain the large lateral displacements due to the seismic motion.

The mesh size was determined based on the recommendation proposed by Kulhemeyer and Lysmer available in FLAC's manual. The equation states that the mesh size cannot be greater than one-tenth of the wavelength associated to the maximum frequency with significant energy content of the ground motion. The largest significant frequency of the input signal was 10 Hz, and the smallest shear

wave velocity in the liquefiable layers was 160 m/s, so the maximum element size was 1.6 m. A partial (340x 70 m) view of the mesh is shown in Figure 3.9, along with the soil layers, the structural elements, and the four accelerations history points that were selected. The total width and height of the model were of 620 m and 90 m, respectively.

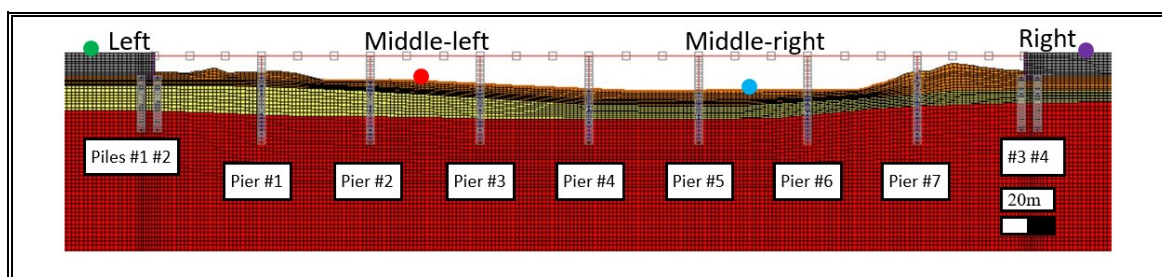


Figura 3.9: FLAC 2D model.

3.7. Results and analyses

The generation of pore water pressure due to the ground motion plays a key role in the liquefaction analysis. The PM4SAND and UBCSAND models capture the variation of pore water pressure in the model, and the results obtained at two instants are shown in Figure 3.10. It can be seen that at the beginning, $t=25$ s, only the zones near the surface reach r_u values close to 1.0 (where $r_u = \sigma'_v / \sigma'_{v0}$). However, at the end of shaking almost all the liquefiable zones show $r_u=1.0$. As expected, due to the presence of piles occurs soil improvement, the zones surrounding the piles did not reach the highest pore water pressure and the lateral displacements were controlled, by the piles (the so-called pile pinning effect).

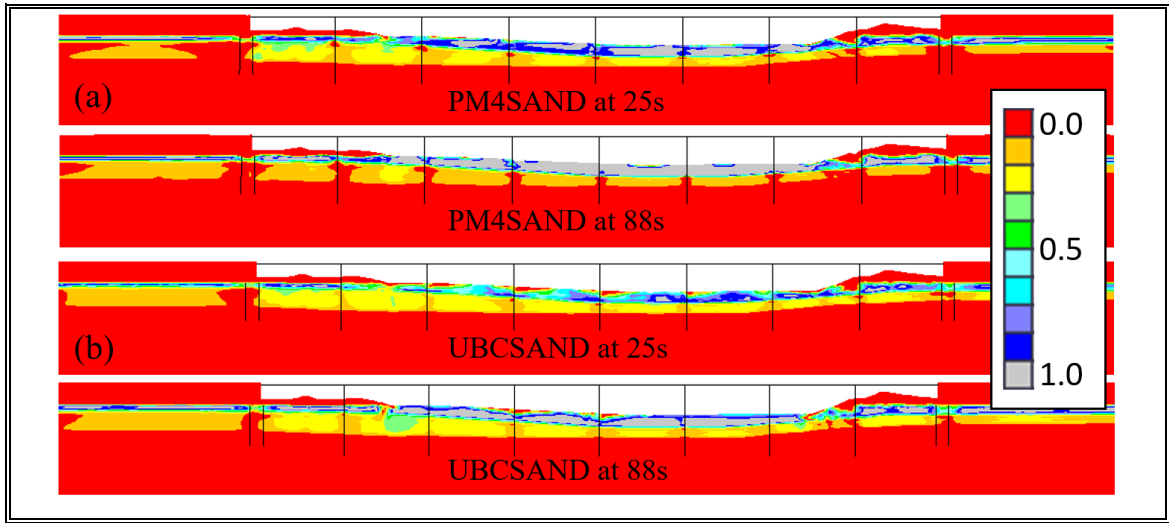


Figura 3.10: r_u values for (a) Model 1 and (b) Model 2 at two instants.

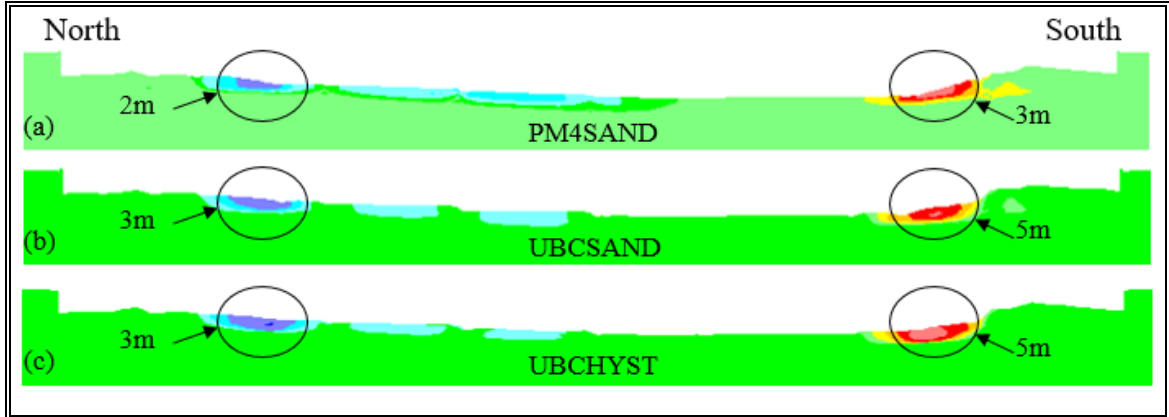


Figura 3.11: Lateral displacements for (a) Model 1, (b) Model 2 and (c) Model

3.

Computed lateral displacements for the three numerical models are shown in Figure 3.11. As it can be noted, on the riverbank the lateral displacements reached the highest values. This displacement at the end of the earthquake are concentrated at the pier #2 and between the pier #6 and #7. The observed lateral displacement in the

field, away from the bridge, indicate an average soil movement of about 2 m towards the river, which is comparable to the results obtained from the numerical models at the north end of the bridge.

Post-earthquake vertical displacements are about 0.5-1.5m across the riverbed. This results match well with the observed vertical displacements at the interior piles. The model also predicts that the bridge abutments rotate with respect to its base in about 1° , and that the fill settlements reach 0.3-0.4 m close to the abutment wall, which matches well with the registered by Ledezma et al. (2012) of about 0.7 m of fill settlement. The differences might be due to the idealized fill properties considered in the models and to the 2D plain-strain condition, which sets out-of-plane displacements to zero.

Figures 3.12 and 3.13 show the results of the residual lateral displacements of the abutments' piles and the interior piers, respectively. As shown, the piles tend to move towards the riverbed and the maximum displacements are concentrated at the top. The maximum lateral displacement predicted by the models is about 12 cm at the north abutment and about 7 cm at the south abutment. The three models predict similar lateral displacements at the south abutment, despite the simplicity of Model 3. Hence, in this case, the use of a basic soil constitutive model with the adopted considerations could reasonably capture the phenomenon under study. However, at the north abutment, since the thick medium sand layer was not expected to liquefy below 10 m, this approximate model tends to overestimate the lateral support of the piles.

The current results compare well with the results obtained by Gonzalez and Ledezma (2016) i.e., residual lateral displacement between 4 to 18 cm at the top of the south abutment piles. McGann (2013) indicated that the expansion gap at the north abutment had closed (based on photographs), placing the abutment and the deck in direct contact (about 20 cm of lateral movement). Ledezma et al. (2012) registered a lateral spreading from the edge of the south abutment wall to the first row of piers of about 54 cm, and the total lateral spreading from the edge of the abutment wall to the river's edge of about 180 cm. The results from models 1 and 2 predict about 70

cm from the wall to the first row of piles, and about 200 cm from the wall to the river shore.

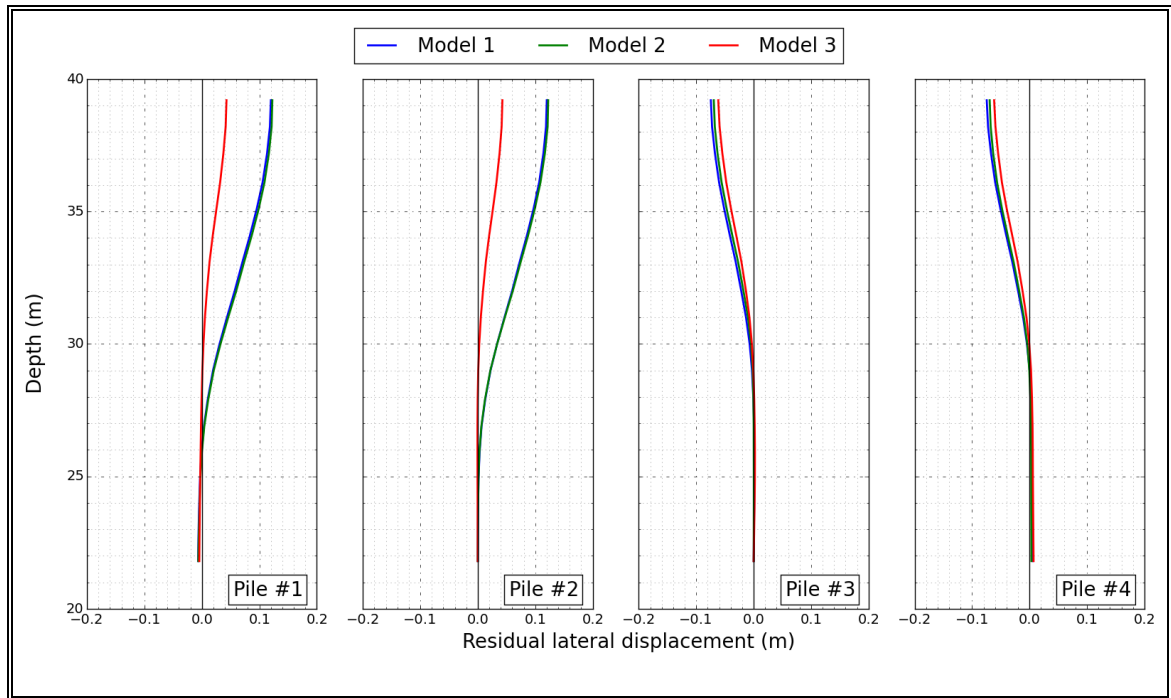


Figure 3.12: Post-seismic lateral displacements at the abutments' piles calculated using the three models.

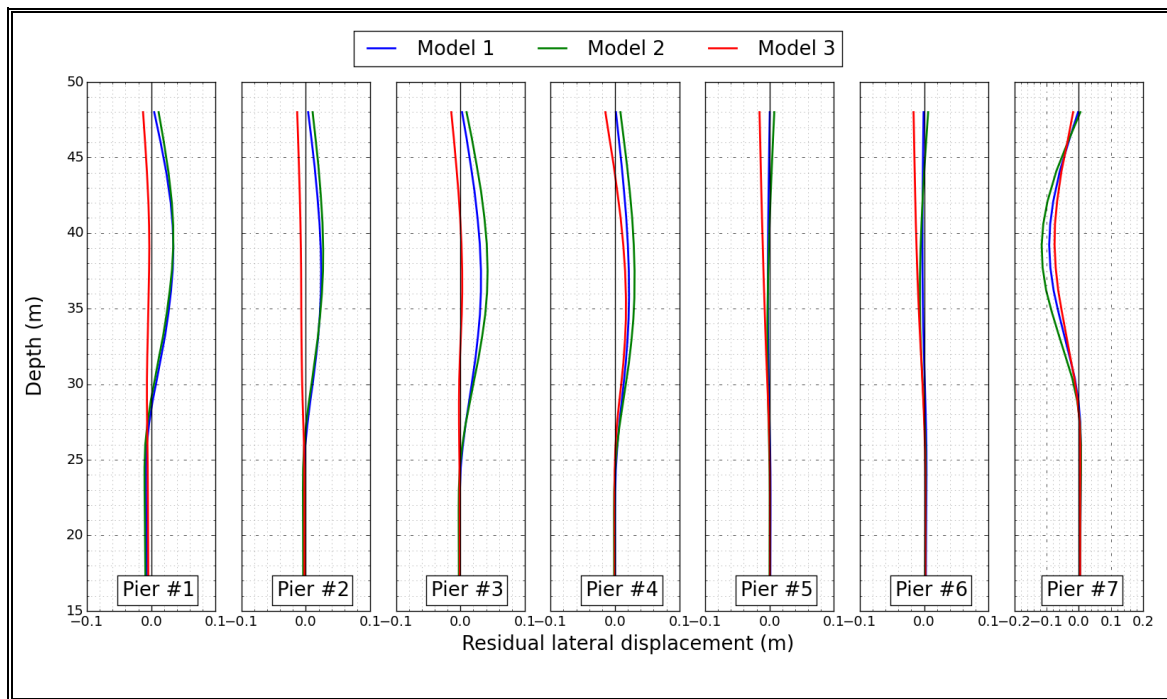


Figure 3.13: Post-seismic lateral displacements at the interior piers calculated using the three models. Different scale between Pier #1-6 and #7 to better display the displacements.

Figure 3.14 shows the residual bending moment of the abutment piles while Figure 3.15 shows the bending moment history at the pile-deck connection for models 1, 2, and 3. The yielding bending moment of the piles and piers is about 10-12 MN-m, calculated with compressive strength (f'_c) of 25 MPa for the concrete, and yield (f_y) and ultimate (f_u) stresses for the steel of 420 MPa and 630 MPa, respectively. These nominal properties were modified by factors $R_c=1.3$, $R_y=1.2$ and $R_u=1.2$, respectively, to represent the actual in-situ strength of the piles and piers. These factors are based on the ACI318-08 (American Concrete Institute, 2008) and AISC 341-10 (American Institute of Steel Construction, 2010). The results show that the ultimate bending moment capacity is higher than the maximum residual moment calculated for the piles. However, the peak bending moment at the abutments piles is slightly higher than the ultimate capacity at the pile-cap connection. Regarding

the residual and maximum bending moments, there are two critical sections: the pile-abutment connection, and the in the interface between the liquefiable material (medium sand) and the gravel, which are consistent with previous results (Janalizadeh and Zahmatkesh, 2015).

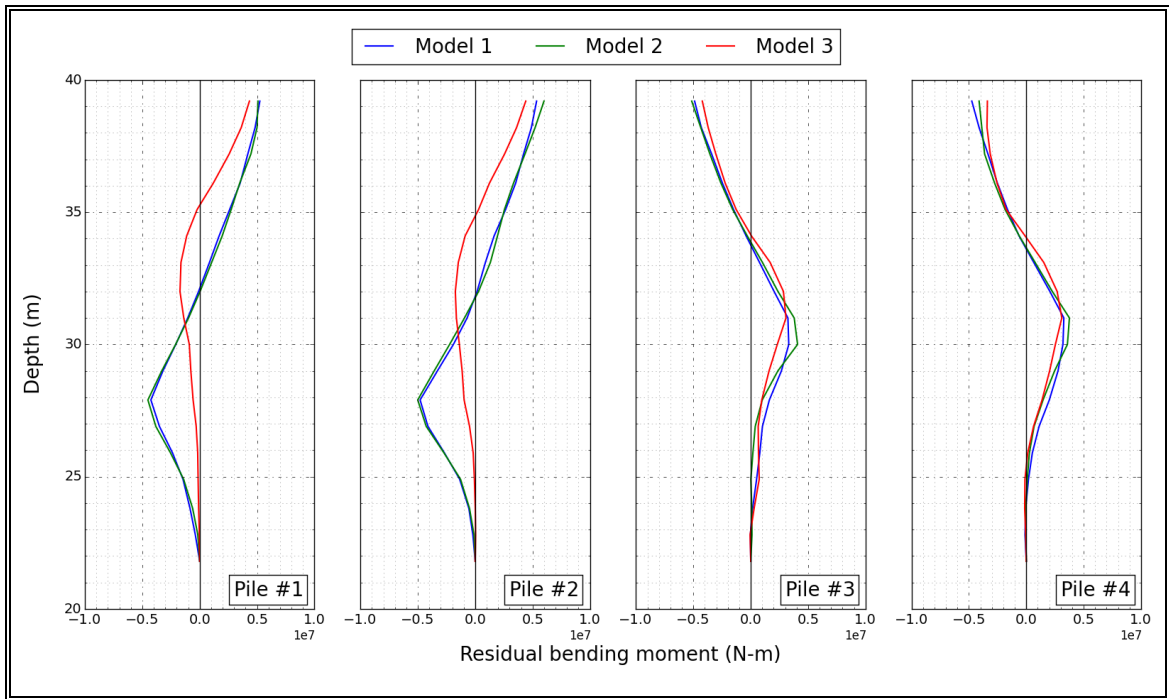


Figura 3.14: Post-seismic bending moment for the three models in the piles at abutments.

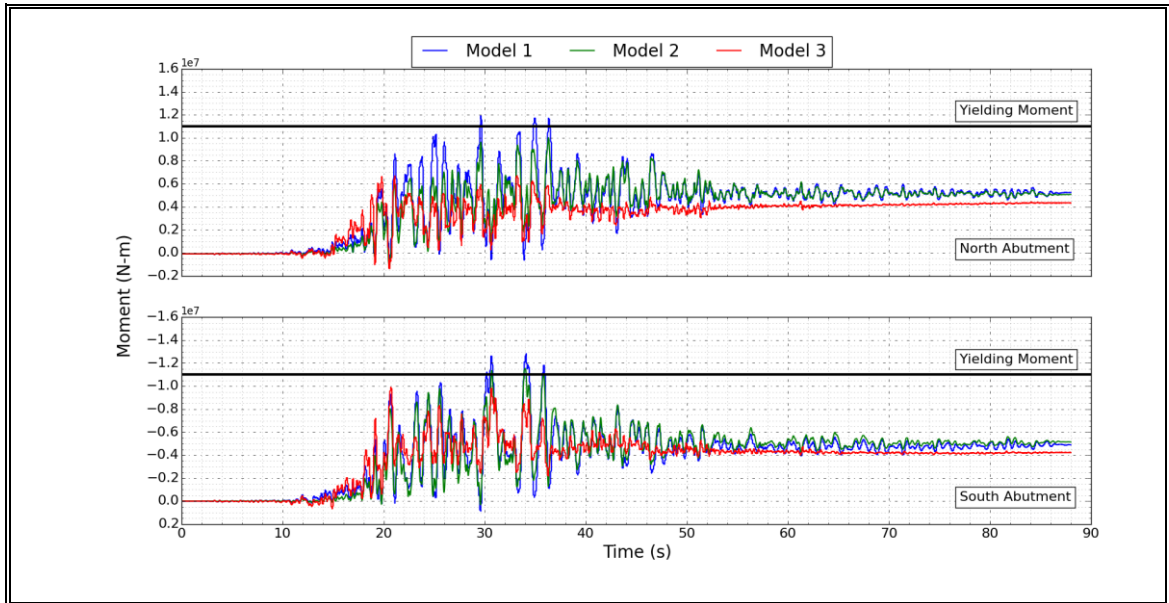


Figure 3.15: Bending moment history for the front deck-pile connection at abutments.

The peak ground accelerations registered at the surface reached an average value of about 0.35g, which it is comparable to the prediction obtained from the GMPE (0.36g). The acceleration-time histories at four points and their 5%-damped pseudo-acceleration response spectra are summarized in Figure 3.16.

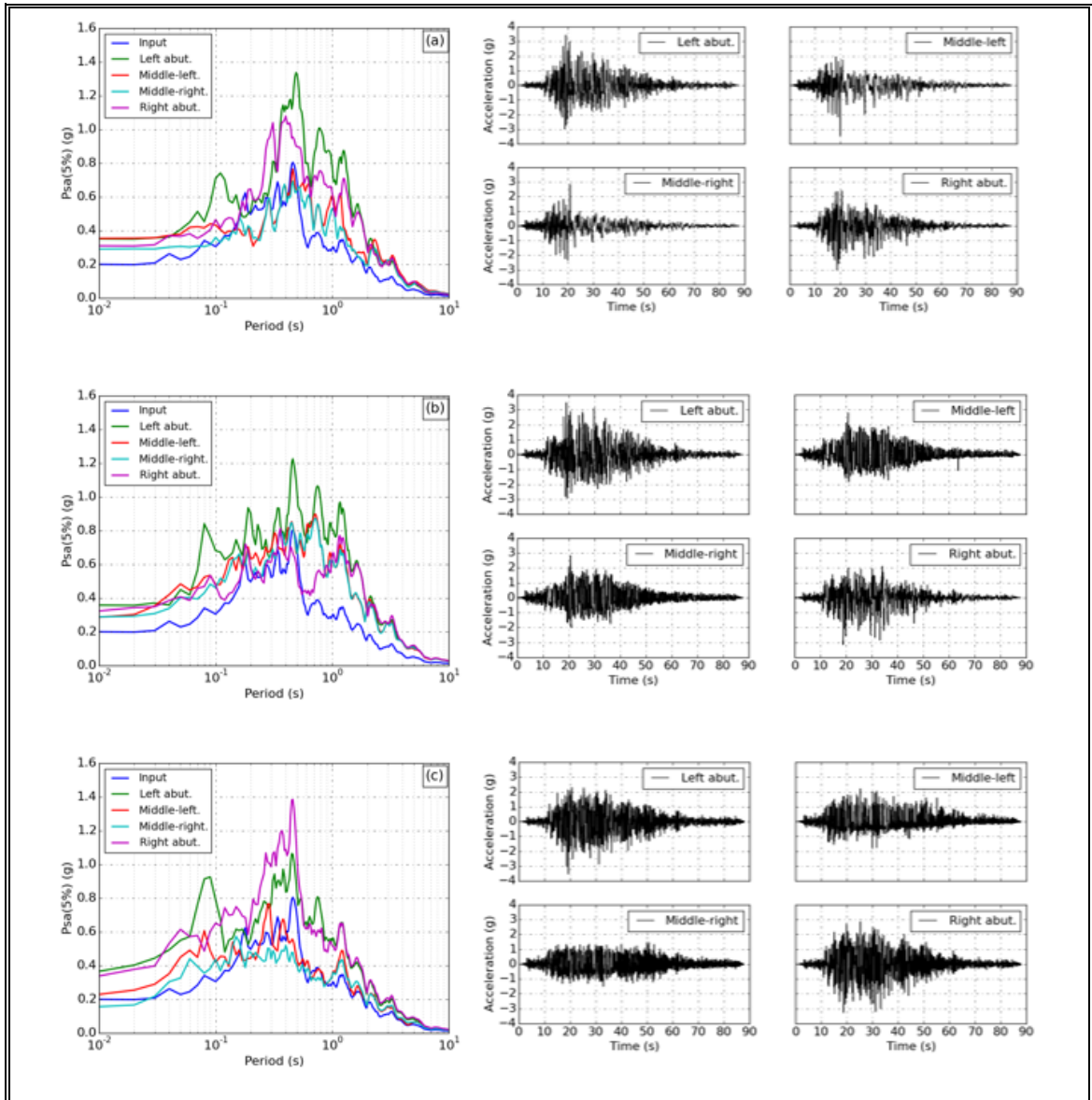


Figure 3.16: Spectral accelerations (damping ratio of 5%) and computed acceleration time histories for (a) Model 1, (b) Model 2, and (c) Model 3.

3.8. Conclusions

Due to the three dimensional nature of the problem, the results obtained from a 2D plain strain model tend to overestimate the loading and the displacements induced

by liquefaction-lateral spreading, because did not capture soil flow in the out of plane direction and the pile group effect. Nevertheless, the residual lateral displacements calculated using the models considered in this work are similar to the measured values in the post-earthquake reconnaissance. The bending moments calculated correctly represents the phenomenon observed in field.

The use of the Youd et al. (2001) procedure to calibrate the soil constitutive model, and the development of a proper numerical model, yields to results that are similar to those that were observed in the field. However, the use of SPT values adds a high variability to these predictions.

Inertial effects should be considered in the design and performance analysis of these structures. Our results show that during the seismic motion the bending moments are about 2 times the residual bending moment, being the most critical zone the deck-pile connection. As indicated by Chang et al. (2005), when the liquefied surface layer extends to the ground surface the inertial load can be dominant.

FLAC 2D is able to properly model and capture the seismic behavior of sand materials with liquefaction potential. The Models 1 and 2 can capture the soil behavior during cyclic loading, such as shear stress vs strain behavior, or the variation of pore water pressure. Besides, the acceleration histories predicted by these methods capture the liquefaction effects, while Model 3 overestimates the acceleration after “liquefaction” (considered as residual undrained cohesion).

The advantage of using advanced models is the comprehension and prediction of soil behavior during cyclic loading, but with the disadvantage that the calibration process can be complex and the computational time increases (by a factor of ~ 2). Model 3 predicts similar displacements and bending moments as the other two models in the south abutment, so the use of a basic soil model for a case like that does not substantially affect the results while providing a reasonably good first-order estimate.

3.9. Acknowledgments

This research was accomplished by grants from Chilean National Commission for Scientific and Technological Research under FONDECYT de Iniciación Award Number 11110125 and the Itasca Education Partnership (IEP). The authors would also like to thank the Ministry of Public Works (MOP, Chile) for providing the required data to perform the analyses.

4. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

4.1. Conclusiones

Los modelos numéricos desarrollados en esta investigación muestran que no considerar los efectos inerciales en la determinación de los esfuerzos en puentes fundados en pilotes que atraviesan estratos licuables subestima los resultados. Luego, es necesario para el diseño considerar la inclusión del estado de carga más crítico, el que ocurre durante el sismo. Es por esto, que se recomienda para futuros diseños que se considere un aumento de los esfuerzos en la estructura según la magnitud del sismo.

Por otro lado, los modelos constitutivos avanzados para suelos licuables, como UBCSAND y PM4SAND, mostraron que son capaces de capturar el fenómeno de licuefacción bajo cargas sísmicas reales. En particular, el aumento de la presión de poros y las curvas de tensión vs deformación de corte son bien definidos por ambos modelos, aunque de los resultados se desprende que el modelo PM4SAND captura de forma más definida estos fenómenos.

Los resultados de los modelos dinámicos en deformaciones planas tienden a sobreestimar los resultados, puesto que no permiten el movimiento transversal del suelo y no existe forma de incorporar el efecto de pilotes en grupo. Este último punto, podría ser corregido utilizando factores de corrección en los resortes de interacción normales.

A partir de los resultados de los modelos post-sísmicos, es posible asegurar que para este tipo de estructura, este tipo de modelo subestima los esfuerzos y desplazamientos de la estructura, por lo que el efecto inercial cumple un rol fundamental. Por lo tanto, para estimar el desempeño sísmico se recomienda incluir un coeficiente pseudo-estático al modelo numérico, el que se incorpore tanto al suelo como a la estructura.

Por otro lado, existe gran incertidumbre en la generación de los modelos geotécnicos, puesto que la detección y ubicación de los estratos de suelo depende de la información geotécnica disponible (en esta investigación sondeos). En particular

para el caso del corrimiento lateral en el puente Mataquito, la pendiente de los estratos medianamente densos condiciona el desempeño sísmico del puente. Como se observa de los resultados presentados en el capítulo 3, el desplazamiento en la cepa 7 es dos veces la de la cepa 1, aunque el estrato de material licuable es de mayor espesor en la zona aledaña a la cepa 1 pero la pendiente de la zona sur (cepa 7) es mucho mayor. Esto permite asegurar que la pendiente de las capas de suelo tienen una influencia importante en el corrimiento lateral.

En particular, los tres modelos constitutivos considerados para la condición dinámica mostraron resultados bastante similares para el caso del estribo Sur del puente Mataquito, mientras que para el estribo Norte los modelos constitutivos avanzados para capturar licuefacción (Modelo 1 y 2 del Paper) resultaron con desplazamientos y esfuerzos internos casi idénticos, mientras que el modelo UBCHYST con código para capturar licuefacción (Modelo 3 del Paper) subestimó notoriamente la respuesta, lo que se debe principalmente a la no degradación de la resistencia debido al aumento de la presión de poros, puesto que este modelo no captura dicho fenómeno.

Entonces, se debe considerar que la utilización del modelo UBCHYST con código para incluir licuefacción se debe emplear sólo como un punto de partida para posteriores análisis más detallados, ya que es probable que subestime los resultados. Además, su utilización depende principalmente del nivel de resistencia de los estratos licuables y la estratigrafía de las capas de suelo.

4.2. Trabajos futuros

Dadas las características geométricas de los puentes será recomendable desarrollar un modelo 3D para la evaluación del desempeño, puesto que un modelo en condición de deformaciones planas sobreestima los esfuerzos sobre la estructura.

Proseguir con el análisis dinámico del puente Llacolén, en donde se observó que los daños más relevantes se concentran en el tablero.

Seguir con la comprensión del modelamiento de la interacción suelo-estructura en FLAC, el que podrá ser utilizado para predecir el comportamiento de otro tipo de estructuras.

La metodología propuesta en esta investigación podrá ser utilizada en otras estructuras para evaluar su comportamiento y verificar si los resultados son consistentes con los presentados en esta tesis.

Evaluar diversos sismos chilenos sobre puentes fundados en estratos licuables para obtener una recomendación del porcentaje del aumento de los esfuerzos internos de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, Farmington Hills, Michigan.

American Institute of Steel Construction (2010). *Seismic provisions for structural steel buildings (ANSI/AISC 341-10)*, Chicago, Illinois.

Armstrong, R., Boulanger, R., y Beaty, M. (2013). Liquefaction Effects on Piled Bridge Abutments: Centrifuge Tests and Numerical Analyses, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(3), 433-443.

Armstrong, R., Boulanger, R., y Beaty, M. (2014). Equivalent Static Analyses of Piled Bridge Abutments Affected by Earthquake-Induced Liquefaction, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(8).

ATC/MCEER Joint Venture (2003). Recommended LRFD guidelines for the seismic design of highway bridges. Liquefaction Study Report No. MCEER/ATC-49-1 Prepared under NCHRP Project 12-49, Applied Technology Council, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

Beaty, M., y Byrne, P. (2011). *UBCSAND Constitutive Model Version 904aR, Doc. Rep. UDM web site*.

Bellana, N. (2009). Shear wave velocity as function of SPT penetration resistance and vertical effective stress at California bridge sites. (Master degree thesis) M.Sc. Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles.

Boroschek, R., Soto, P., y León, R. (2010). *Registros del Terremoto del Maule, Mw=8.8, 27 de Febrero de 2010*. RENADIC Report 10/05.

Boulanger, R., Curras, C., Kutter, B., Wilson, D., y Abghari, A. (1999). Seismic Soil-Pile Structure Interaction Experiments and Analyses, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1), 750-759.

Boulanger, R., Chang, D., Gulerce, U., Branderberg, S. y Kutter, B. (2006). Evaluating Pile Pinning Effects on Abutments over Liquefied Ground, *Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground*, 306-318.

Boulanger, R., y Idriss, I. (2014). *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*, Doc. Rep. UCD/CGM-14/01, Davis, California.

Boulanger, R., y Ziotopoulou, K. (2015). *PM4SAND (Version3): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications*, Doc. Rep. UCD/CGM-15/01, Davis, California.

Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design*. 5th Edition, McGraw-Hill, N.Y., 1201 pp.

Bray, J.D. y Travasarou, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4), 381–392.

Bray, J. y Frost, J. (2010). Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake, a report of the NSF-Sponsored GEER Association Team, primary authors: Arduino et al., 2010. <http://www.geerassociation.org/>

Byrne, P., y Naesgaard, E. (2010). *UBCHYST – A total stress hysteretic model*, ITASCA.

California Department of Transportation (Caltrans) (2011). *Guidelines on Foundation Loading and Deformation Due to Liquefaction Induced Lateral Spreading*, Internal Policy Proposal, February, 2011.

Cernica, J. N. (1995). *Geotechnical Engineering: Foundation Design*, 1st edition, John Wiley & Sons, Inc., NY, 512 pp.

Chang, D., Boulanger, R., Kutter, B., y Brandenberg, S. (2005). Experimental Observations of Inertial and Lateral Spreading Loads on Pile Groups during Earthquakes. *Earthquake Engineering and Soil Mechanics*, 133(1), 1-15.

Dafalias, Y., y Manzari, M. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects, *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6).

De la Maza, G., Williams, N., Sáez, E., Rollins, K., y Ledezma, C. (2016). Liquefaction-induced lateral spreading in Lo Rojas. Field study and numerical modeling, *Earthquake Spectra* (under review).

Federal Highway Administration (2011). *Postearthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile*, FHWA-HRT-11-030, McLean, VA.

Gonzalez, D., y Ledezma, C. (2016). Simplified Probabilistic Evaluation of the Seismic Performance of Three Pile-Supported Bridges Affected by Liquefaction during the M8.8 Maule Chile Earthquake, *Earthquake Spectra* (under review).

Hammam, A., y Eliwa, M. (2013). Comparison between results of dynamic & static moduli of soil determined by different methods, *HBRC Journal*, 9(2), 144-149.

Hatanaka, M., y Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil, *Soils & Foundations*, 36(4), 1-9.

Idriss, I. y Boulanger, R. (2007). Residual shear strength of liquefied soils, *Proceedings, 27th USSD Annual Meeting and Conference, Modernization and Optimization of Existing Dams and Reservoirs*.

Idriss, I., y Boulanger, R. (2008). Soil Liquefaction during Earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), MNO-12.

Idriss, I., y Boulanger, R. (2010). *SPT-based liquefaction triggering procedures, Doc. Rep. UCD/CGM-10/02*, Davis, California.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2014). Geotecnia – Ensayo de Penetración Estándar, Santiago, 1-17 pp.

Itasca Consulting Group, Inc. (2011). *Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 7.0*, software. Minneapolis: Itasca.

Itasca Consulting Group, Inc. (2011). *Fast Lagrangian Analysis of Continua: Structural Elements*, 4th edition, Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, 216 pp.

Janalizadeh, A., y Zahmatkesh, A. (2015). Lateral response of pile foundations in liquefiable soils, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(5), 535-539.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest, *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineering*, 355-358.

- Kramer, S. y Wang, C. (2015). Empirical Model for Estimation of the Residual Strength of Liquefied Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(9).
- Ledezma, C. y Bray, J. (2008). *Performance-Based Earthquake Engineering Design Evaluation Procedure for Bridge Foundations Undergoing Liquefaction-Induced Lateral Ground Displacement*, PEER 2008/05.
- Ledezma, C. y Bray, J. (2010). Probabilistic Performance-Based Procedure to Evaluate Pile Foundations at Sites with Liquefaction-Induced Lateral Displacement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(3), 464–476.
- Ledezma, C., Hutchinson, T., Ashford, S., Moss, R., Arduino, P., Bray, J.D., Olson, S.M., Hashash, Y., Verdugo, R., Frost, D., Kayen, R., y Rollins, L. (2012). Effects of Ground Failure on Bridges, Roads, and Railroads. *Earthquake Spectra*, 28 (S1), S119-S143.
- Ledezma, C. (2013). Lessons from the Seismic Performance of Pile-supported Bridges Affected by Liquefaction during the M8.8 2010 Maule Chile Earthquake, *Proceedings, 7th International Conference in Case Histories in Geotechnical Engineering*.
- Marcuson, W. (1978). Definition of terms related to liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 104(9), 1197–1200.
- Matlock, H. (1970). Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. *Proceedings, 2nd Offshore Technology Conference*, 1, 577-594.
- Mayne, P. (2001). Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests, *Proceedings, International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories*, 27-48.

McGann, C. (2013). Numerical Evaluation of Forces on Piled Bridge Foundations in Laterally Spreading Soil, Ph.D. Thesis, University of Washington, USA.

McGann, C. y Arduino, P. (2014). Numerical Assessment of Three-Dimensional Foundation Pinning Effects during Lateral Spreading at the Mataquito River Bridge. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(8).

Meyerhof, G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(1), 1-19.

Montalva, G., Bastias, N., y Rodriguez-Marek, A. (2016). Ground Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone, *Bulletin of the Seismological Society of America* (under review).

Moreno, M., Rosenau, M., y Oncken, O. (2010). 2010 Maule earthquake slip correlates with pre-seismic locking of Andean subduction zone, *Nature* 467, 198-202

O'Neill, M. y Murchison J. (1983). *An Evaluation of p-y Relationships in Sands. Report to the American Petroleum Institute*, PRAC 82-41-1, The University of Houston-University Park, Houston.

Parker, G. (1991). Selective sorting and abrasion of river gravel I-II, *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(1), 131-171.

Peck, R., Hanson, W., y Thornburn, T. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc., NY, 544 pp.

Poulos, H., y Davis, E. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, Jhon Wiley & Sons, Inc., N.Y., 411 pp.

Reese, L., Cox, W., y Koop, F. (1974). Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand. *Proceedings, 6th Offshore Technology Conference*, 2, 473-484.

Rollins, K., Evans, M., Diehl, N., y Daily III, W. (1998). Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels. *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124, 396-405.

Rollins, K., Gerber, T., Lane, J. y Ashford, S. (2005). Lateral Resistance of a Full-Scale Pile Group in Liquefied Sand. *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131, 115-125.

Seed, H., e Idriss, I. (1971). Simplified procedure for evaluatin soil liquefaction potential, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 97(9), 1249-1273.

Seed, H., Wong, R., Idriss, I., y Tokimatsu, K. (1986). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils, *Journal of the Geotechnical Engineering*, 112, 1016-1032.

Tasiopoulou, P., Gerolymos, N., Tazoh, T., y Gazetas, G. (2013). Pile-Group Response to Large Soil Displacements and Liquefaction: Centrifuge Experiments versus a Physically Simplified Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(2), 223-233.

Towhata, I. (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering*, 1st Edition, Springer, Berlin, 684 pp.

Verdugo, R., González, J, González, V. y Torres, A. (2012), Características y efectos del fenómeno de licuefacción. En M. Moroni, *Mw=8.8: terremoto en Chile, 27 de febrero de 2010* (pp 63-105). Santiago, Universidad de Chile.

Wair, B., DeJong, J, y Shantz, T. (2012). *Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles*, PEER 2012/08.

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Liam, W.D., Harder Jr., L.F., Hynes, M., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., y Stokoe II, K.H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), 817-833.