



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

**MAPAS DE PGD INDUCIDO POR LICUACIÓN EN LA REGIÓN DE
VALPARAÍSO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

CLAUDIA SOFÍA ARIAS ARAVENA

PROFESORA GUÍA:
YOLANDA ALBERTO HERNÁNDEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS
MAURICIO MONSALVE MORENO

SANTIAGO DE CHILE
2021

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
POR: CLAUDIA SOFÍA ARIAS ARAVENA
FECHA: 2021
PROF. GUÍA: YOLANDA ALBERTO HERNÁNDEZ

MAPAS DE PGD INDUCIDO POR LICUACIÓN EN LA REGIÓN DE VALPARAÍSO

El presente trabajo tiene como objetivo principal generar mapas de licuación en la ciudad de Viña del Mar, Región de Valparaíso. Para lo cual se trabaja con datos de ensayo de penetración estándar (SPT), obtenidos de la base de datos de Cáceres (2020), la cual cuenta con información de 71 sondajes en Viña del Mar. También se realiza un análisis geofísico, donde se utilizan las mediciones de Nakamura del trabajo de Podestá (2017). Para lograr este objetivo, se crea un código de python que permite procesar gran cantidad de datos y calcular los índices de potencial de licuación de una forma eficiente.

Para generar los mapas se calculan índices de potencial de licuación *Liquefaction Potential Index*, (LPI), *Liquefaction Severity Index*, (LSI), *Liquefaction Severity Number*, (LSN), desplazamientos y asentamientos para cada punto. Y mediante el método de interpolación kriging se completa la información de las zonas faltantes.

Se realiza un análisis determinístico y uno probabilístico, para este último se generan distintos escenarios sísmicos, donde la magnitud de momento del sismo, M_w se obtiene utilizando la Ley Gutenberg-Richter y el radio de ruptura se calcula utilizando una distribución beta. A partir de estos valores se obtiene un PGA utilizando una ecuación de predicción de movimiento (GMPE). Para el trabajo se utilizan las GMPE de Idini et al. (2017), Montalva et al. (2017) y Abrahamson et al. (2016). Con el PGA, se calculan los índices, desplazamientos y asentamientos y para cada sondaje se genera una curva de amenaza. Finalmente se extrae el período de de retorno requerido, para este trabajo se consideran 75, 475, 1075 y 2500 años.

Los principales resultados de este trabajo revelan que no existe una gran variación entre los períodos de retorno, debido a la naturaleza de la tasa de recurrencia de la amenaza sísmica y su comportamiento logarítmico. Los mapas del índice LPI, muestran que se esperan daños menores de potencial de licuación, existiendo puntos críticos donde el máximo valor esperado de LPI igual a 13, donde se esperan daños moderados. Los resultados obtenidos para el índice LSN, son similares al utilizar la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine et al. (1992) y la de Zhang et al. (2002). En el caso de los asentamientos, hay puntos en los cuales se espera un asentamiento de máximo 9.7 cm, pero al tener valores cercanos donde se esperan asentamientos menores, es que al realizar el kriging los asentamientos promedios esperados son de máximo 3 cm. Del método geofísico se obtienen deformaciones angulares que varían de 0.1 % a 0.2 %, donde la distribución respalda los resultados obtenidos por el índice LSN y asentamiento postlicuación.

*A mis padres,
por el apoyo y cariño
que siempre me han dado.*

Agradecimientos

Agradecer a mi familia, en especial a mis padres Mónica y Claudio, por su amor, confianza e inculcarme el valor de la perseverancia y responsabilidad. A mis hermanos Gustavo y Javiera por todo el apoyo y cariño que me han dado. A Lukitas (el integrante perruno de la familia) por su compañía, regalones y paseos diarios durante estos últimos dos años.

Agradezco a mis abuelos, tíos y primos quienes siempre estuvieron presentes durante este proceso. Especialmente a los de Santiago que fueron un gran apoyo cuando me trasladé a estudiar allí.

Agradecer a todos mis amigos, en especial a Karla y Manu, por su cariño, apoyo y estar siempre presentes a pesar de la distancia. A mis primeros amigos en la universidad, Malú, Belén y Cristóbal por los almuerzos, juntas y risas. Especialmente a Belén, con quien me sentí comprendida y nos apoyamos en la aventura de vivir solas en una nueva ciudad.

A mis amigos de civil, Rafa y Richy que los quiero mucho. A los Arrieros por todos los momentos compartidos durante estos años y especialmente a Cyntia, mi compañera de tantos ramos, por todas las conversaciones, su preocupación y cariño. Agradecer a todas las personas que conocí en mi paso por la Escuela que con sus palabras alegraban mi día a día. A Juan Pablo, por ser un gran apoyo en este último período, por su ayuda y conversaciones en que nos dábamos ánimo mutuamente. Finalmente, a Nico, mi compañero, gracias por estar siempre, por tu amor, paciencia y motivarme cada vez que lo necesitaba.

Agradecer a los profesores miembros de la comisión Ricardo Moffat y Mauricio Monsalve, por aceptar ser parte de este trabajo y por sus comentarios durante el proceso. En especial agradecer a la profesora Yolanda Alberto, por su tiempo, dedicación y constancia. Por ser un gran apoyo durante el desarrollo de la memoria a pesar de las dificultades que conlleva la distancia y la pandemia. Agradecer también a todos los profesores que tuve en la Escuela, que de una u otra forma contribuyeron en mi experiencia y formación universitaria.

A pesar de que el camino no ha sido fácil y la meta no iba a ser la excepción, agradecida y feliz por estar terminando mi trabajo de título y esta etapa universitaria.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivos generales	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Organización de la memoria	2
2. Marco Teórico	3
2.1. Licuación de suelos	3
2.1.1. Fenómeno de licuación	3
2.1.1.1. Falla de Flujo y Movilidad Cíclica	3
2.1.1.2. Factores que afectan la resistencia a la licuación	5
2.1.1.3. Identificación de fallas por licuación	7
2.1.2. Medición del potencial de licuación	9
2.1.2.1. Método simplificado	9
2.1.2.2. Métodos geofísicos	15
2.2. Microzonificación sísmica del peligro de licuación	18
2.2.1. Índices de potencial de licuación	18
2.2.1.1. <i>Liquefaction Severity Index</i> , LSI	18
2.2.1.2. <i>Liquefaction Potential Index</i> , LPI	20
2.2.1.3. <i>Liquefaction Severity Number</i> , LSN	21
2.2.2. Estimación de las deformaciones causadas por licuación	22
2.2.2.1. Desplazamientos laterales	22
2.2.2.2. Asentamientos post-licuación	24
2.2.2.3. Métodos probabilísticos	27
2.2.3. Interpolación utilizando kriging	29
3. Metodología	31
3.1. Consideraciones generales	31
3.1.1. Cálculo de índices, desplazamientos y asentamientos	32
3.2. Escenarios sísmicos	34
3.3. Estimación probabilística del mapeo por licuación	36
3.4. Métodos geofísicos	38
4. Resultados y análisis	39
4.1. Métodos geofísicos	39
4.2. Índices de potencial de licuación	42
4.2.1. <i>Liquefaction Severity Index</i> , LSI	42

4.2.2.	<i>Liquefaction Potential Index</i> , LPI	43
4.2.3.	<i>Liquefaction Severity Number</i> , LSN	44
4.2.3.1.	Deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992)	44
4.2.3.2.	Deformación volumétrica de Zhang et al. (2002)	46
4.3.	Deformaciones inducidas por licuación	48
4.3.1.	Deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992)	48
4.3.2.	Deformación volumétrica de Zhang (2002)	50
4.4.	Métodos probabilísticos	52
5.	Conclusiones	54
	Bibliografía	56
	Anexo A. Códigos de python	58
	Anexo B. Curvas de excedencia de análisis probabilístico	59
B.1.	<i>Liquefaction Potential Index</i> , LPI	59
B.2.	<i>Liquefaction Severity Number</i> , LSN	60
B.2.1.	Deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992)	61
B.2.2.	Deformación volumétrica de Zhang (2002)	62
B.3.	Asentamiento post-licuación	63
B.3.1.	Deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992)	63
B.3.2.	Deformación volumétrica de Zhang (2002)	64
	Anexo C. Mapas de licuación	66
C.1.	<i>Liquefaction Potential Index</i> , LPI	66
C.2.	<i>Liquefaction Severity Number</i> , LSN	67
C.3.	Asentamiento post-licuación	69

Índice de Tablas

2.1.	Gravedad histórica de la licuación evaluada a partir del índice de potencial de licuación (LPI)	21
2.2.	Valores típicos de LSN según el comportamiento del suelo.	22
2.3.	Relación entre asentamiento aproximado y el daño producido (Ishihara and Yoshimine, 1992)	26

Índice de Ilustraciones

2.1.	Falla de flujo y movilidad cíclica (Yoshimine and Ishihara, 1998).	4
2.2.	Zonas de susceptibilidad para cada falla, si las condiciones iniciales están en el área negra (Kramer, 1996).	4
2.3.	Ensayo triaxial cíclico, realizado con arena Fraser Delta (Idriss and Boulanger, 2008).	5
2.4.	Recomendaciones para la evaluación de suelos licuables (Seed et al., 2003). . .	7
2.5.	Fallas por capacidad de soporte	7
2.6.	Fallas por capacidad de soporte	8
2.7.	Volcanes de arena, observados para el terremoto de 2010, (González, 2015). . .	9
2.8.	Curvas de r_d según profundidad y magnitud del sismo (Idriss and Boulanger, 2008).	11
2.9.	Variación de la relación MSF con $(N_1)_{60cs}$ para suelos no cohesivos. (Boulanger et al., 2014)	12
2.10.	K_σ dependiendo del valor del ensayo de penetración estándar (Idriss and Boulanger, 2008).	13
2.11.	Variación de K_α con SPT y CPT dependiendo del valor de esfuerzo efectivo de 1 y 4 atm. (Boulanger et al., 2014).	15
2.12.	Deformación horizontal de la capa superficial del suelo (Nakamura, 1996). . .	16
2.13.	Deformación angular del suelo y los fenómenos asociados (Nakamura, 1996). .	17
2.14.	LSI generado para el terremoto de San Francisco en 1906 en varias localidades. En el eje x se presenta la distancia horizontal a la superficie de falla (Youd and Perkins, 1987).	18
2.15.	Aplicación del modelo (Youd et al., 2002)	24
2.16.	Medición versus predicción de desplazamiento usando las ecuaciones para desplazamientos mayores a 2m (Youd et al., 2002).	24
2.17.	Tabla para determinar la deformación volumétrica en función del Factor de Seguridad (Ishihara and Yoshimine, 1992).	25
2.18.	(Zhang et al., 2002)	26
2.19.	Ejemplos de gráficos que señalan los principales procedimientos para la estimación de los asentamientos del suelo inducidos por licuación utilizando el método basado en el CPT propuesto (Zhang et al., 2002).	27
2.20.	Resultados de r_d de 12 intervalos (basados en subrangos de a_{max} , V_s y M_w) se superponen con las predicciones basadas en los valores medios con predicciones de ± 1 de la desviación estándar (Cetin et al., 2004).	28

2.21.	(a) Correlación probabilística de inicio de la licuación basada en el ensayo de penetración estándar recomendada para $M_w=7,5$ y $\sigma'_v=1,0$ atm y (b) Correlación determinista de inicio de la licuación basada en el ensayo de penetración estándar recomendada para $M_w=7,5$ y $\sigma'_v=1,0$ atm, con ajustes para el contenido de finos (Cetin et al., 2004).	29
2.22.	Datos ráster. Fuente: www.mappinggis.com	30
3.1.	Profundidad de los sondajes.	31
3.2.	Diagrama de flujo, procedimiento kriging	32
3.3.	Parametrización curvas de deformación volumétrica postlicuación de Ishihara y Yoshimine (1992)(Cáceres, 2020)	33
3.4.	Parametrización curvas de deformación volumétrica postlicuación de Zhang et al. (2002)(Cáceres, 2020)	34
3.5.	Geometría de las zonas de acuerdo al modelo de recurrencia de terremotos)(Poulos et al., 2019)	35
3.6.	Diagrama de flujo para análisis probabilístico	37
3.7.	Generación curva de excedencia	37
3.8.	Clasificación de suelos por rango de período (Aranda, 2015).	38
4.1.	Período del suelo, obtenido de mediciones de Nakamura (Datos de Podestá, 2017).	40
4.2.	Índice de vulnerabilidad propuesto por Nakamura.	40
4.3.	Deformación angular para un período de retorno de 75 años.	41
4.4.	Deformación angular para un período de retorno de 2500 años.	41
4.5.	LSI según magnitud y distancia a la falla.	42
4.6.	LPI, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA de 0.38g.	43
4.7.	LPI, para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.	43
4.8.	LPI, para un período de retorno de 2500 años, GMPE de Idini et al. 2017.	44
4.9.	LSN, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA 0.38g.	45
4.10.	LSN considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.	45
4.11.	LSN considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) para un período de retorno de 2500 años, GMPE de Idini et al. 2017.	46
4.12.	LSN, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA 0.38g.	47
4.13.	LSN considerando la deformación volumétrica de Zhang et al. (2002) para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.	47
4.14.	LSN considerando la deformación volumétrica de Zhang et al. (2002) para un período de retorno de 2500 años, GMPE de Idini et al. 2017.	48
4.15.	Asentamiento post-licuación, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA de 0.38g.	49
4.16.	Asentamiento considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.	49
4.17.	Asentamiento considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) para un período de retorno de 2500 años, GMPE de Idini et al. 2017.	50
4.18.	Asentamiento post-licuación, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA de 0.38g.	51
4.19.	Asentamiento considerando la deformación volumétrica de Zhang et al. (2002) para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.	51
4.20.	Asentamiento considerando la deformación volumétrica de Zhang et al. (2002) para un período de retorno de 2500 años, GMPE de Idini et al. 2017.	52

4.21.	Probabilidad de licuar de la capa crítica, para terremoto de 1985. Utilizando el método de Cetin et al. (2004).	53
4.22.	Probabilidad de licuar de la capa crítica, análisis probabilístico, período de retorno 75 años.	53
B.1.	LPI, para distintos períodos de retorno. GMPE de Idini et al., 2017.	59
B.2.	LPI, para distintos períodos de retorno. Ponderación de GMPEs.	60
B.3.	LSN calculado con la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine, 1992. GMPE de Idini et al., 2017.	61
B.4.	LSN calculado con la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992). Ponderación de GMPEs.	61
B.5.	LSN calculado con la con deformación volumétrica de Zhang et al.(2002). GMPE de Idini et al.,2017.	62
B.6.	LSN calculado con la deformación volumétrica de Zhang et al., 2002. Ponderación de GMPEs.	62
B.7.	Asentamiento post-licuación calculado con deformación volumétrica Ishihara et al.(1992). GMPE de Idini et al., 2017.	63
B.8.	Asentamiento post-licuación calculado con deformación volumétrica Ishihara, 1992. Ponderación de GMPEs.	64
B.9.	Asentamiento post-licuación calculado con deformación volumétrica Zhang et al., 2002. GMPE de Idini et al., 2017.	64
B.10.	Asentamiento post-licuación calculado con deformación volumétrica Zhang et al., 2002. Ponderación de GMPEs.	65
C.1.	LPI, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017. . . .	66
C.2.	LPI, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017. . .	67
C.3.	LSN, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017. . .	67
C.4.	LSN, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017. . .	68
C.5.	LSN, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017. . .	68
C.6.	LSN, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017. . .	69
C.7.	Asentamiento, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017.	69
C.8.	Asentamiento, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017.	70
C.9.	Asentamiento, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017.	70
C.10.	Asentamiento, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017.	71

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

Chile es un país altamente sísmico, debido a su ubicación en el cinturón de fuego del Pacífico, donde la placa de Nazca se desplaza bajo la placa Sudamericana. La alta velocidad de convergencia junto con la juventud geológica de estas placas, se traduce en que Chile tenga los terremotos de subducción de mayor magnitud del mundo (Saragoni et al., 2011). En los últimos años, el país ha aumentado la capacidad de instrumentación lo cual sumado a la recurrencia de los sismos, ha permitido obtener una gran cantidad de registros.

La licuación de los suelos es una de las consecuencias de los grandes terremotos. La cual ocurre en suelos arenosos y saturados que al verse afectados por una carga dinámica, se genera un aumento de la presión de poros y por lo tanto una pérdida de la resistencia del suelo. Este fenómeno había sido poco estudiado en Chile, hasta el terremoto del Maule de 2010. El cual permitió verificar la existencia de licuación en distintas zonas del país, desde La Región de Valparaíso por el norte hasta el Lago Llanquihue, Región de los Lagos, por el sur (González, 2015).

La licuación se identificó mediante volcanes de arena, desplazamientos laterales y verticales y pérdida de capacidad de soporte. Donde las principales estructuras afectadas, fueron carreteras, produciendo cortes en las rutas, viviendas inhabilitadas y daños severos en muelles, generando consecuencias sociales y económicas. Cabe destacar que el terremoto ocurrió a las 3.34 de la mañana, por lo que las carreteras y muelles no estaban siendo utilizados, si el terremoto hubiera ocurrido a otra hora, las fallas generadas por la licuación podrían haber tenido consecuencias mas severas.

Estos daños son un claro ejemplo de un déficit en las normativas en cuanto a este fenómeno y la necesidad de contar con un sistema que permita definir las zonas de riesgo. Es por esto que contar con mapas que permitan predecir desplazamientos inducidos por licuación, son una herramienta esencial para análisis de riesgo de infraestructura crítica.

Con el fin de generar estos mapas, se calculan índices de potencial de licuación y desplazamientos permanentes inducidos por licuación para puntos en los que se conoce la información geotécnica. Además, se analizan puntos donde se tienen mediciones espectrales, en los cuales se calcula el índice de vulnerabilidad propuesto por Nakamura, la cual ha sido relacionado

al potencial de licuación en estudios previos (Huang and Tseng, 2002).

Este trabajo, se enfoca en la Región de Valparaíso, específicamente en la ciudad de Viña del Mar y con el fin de hacer un análisis que considere la incertidumbre asociada a los parámetros del suelo y a la fuente sísmica, es que se decide hacer un análisis probabilístico. Para el escenario sísmico la magnitud de momento se calcula utilizando la Ley de Gutenberg-Richter, considerando las constantes de Poulos (2019) y el radio de ruptura se genera considera una distribución beta. Finalmente, se presentan los mapas para los índices y desplazamientos considerando distintos períodos de retorno.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos generales

El objetivo del presente trabajo es generar mapas de licuación con métodos determinísticos y probabilísticos como una herramienta para análisis de riesgo sísmico en infraestructura subterránea, en la Región de Valparaíso.

1.2.2. Objetivos específicos

- Caracterización geológica, sísmica y geotécnica de la Región de Valparaíso.
- Revisión de diferentes parámetros para estimar el potencial de licuación.
- Revisión de diferentes metodologías para estimar deformaciones permanentes.
- Proponer una metodología que permita obtener las deformaciones de suelo permanentes, ya sean asentamientos o desplazamiento lateral y su magnitud empleando métodos determinísticos y probabilísticos.

1.3. Organización de la memoria

Para cumplir con los objetivos del trabajo se realiza la siguiente metodología. En primer lugar se recopilan y procesan los antecedentes geotécnicos en la Región de Valparaíso. Luego se desarrollan algoritmos en python, que permiten el cálculo de Factor de Seguridad ante licuación, índices de potencial de licuación y deformaciones inducidas por licuación. Finalmente se realiza un análisis determinístico y probabilístico, a partir de los cuales se generan mapas de potencial de licuación.

Este documento se estructura en cuatro capítulos principales y tres anexos complementarios. El segundo capítulo presenta el marco teórico, donde se aborda el fenómeno de licuación de suelos y la microzonificación sísmica del peligro de licuación. El tercer capítulo detalla la metodología realizada, desde la adquisición de datos, cálculos de índices y deformaciones, análisis probabilístico y método de interpolación. Finalmente el cuarto capítulo muestra los resultados y análisis de los mapas de licuación, generados a partir de métodos determinísticos y probabilísticos.

Capítulo 2

Marco Teórico

2.1. Licuación de suelos

La siguiente sección presenta la licuación de suelos, donde se describe el fenómeno de la licuación y los métodos geotécnicos y geofísicos que se utilizan para medir el potencial de licuación.

2.1.1. Fenómeno de licuación

Uno de los grandes problemas que se puede desencadenar producto de un sismo es la pérdida de resistencia del suelo, generando que este se comporte como un fluido. Este fenómeno se denomina licuación y fue altamente estudiado luego del terremoto de Alaska (M_w 9.2) y el terremoto de Niigata, Japón (M_s 7.5) ambos el año 1964, donde se evidenciaron graves daños a estructuras (Kramer, 1996). La licuación se define como la transformación de un material granular de un estado sólido a licuado como consecuencia del incremento de presiones de poros y reducción de la tensión efectiva generalmente producto de cargas dinámicas (Youd and Idriss, 2001).

Este fenómeno genera desplazamientos laterales del suelo y asentamiento del terreno lo que causa problemas en estructuras como redes de agua potable o de gas, cimientos de edificios, pilas de muelles, fallas de talud, entre otros. Esta falla solo ocurre en suelos saturados por lo que es más común observarlo en zonas cercanas a ríos, bahías, lagos, u otros cuerpos de agua (Kramer, 1996). A continuación se definen dos formas en las que se presenta la licuación. La Falla de Flujo y el fenómeno de Movilidad Cíclica, los cuales se diferencian principalmente en los desplazamientos que generan.

2.1.1.1. Falla de Flujo y Movilidad Cíclica

La Falla de Flujo ocurre cuando el esfuerzo cortante necesario para mantener el equilibrio estático del suelo es mayor que la resistencia cortante del suelo en estado licuado. Esta falla se puede producir debido a una carga cíclica, como un sismo o debido a una carga monotónica, como cuando se realizan construcciones de gran magnitud en poco tiempo.

En este fenómeno, el suelo producto de la carga cíclica o monotónica llega a un estado de deformación inestable permanente llegando a la Línea de Falla o *Steady-State Line* donde

la deformación puede continuar aún cuando el movimiento del suelo haya terminado, como muestra la Figura 2.1(a).

En cambio la Movilidad Cíclica ocurre cuando el esfuerzo cortante estático es menor a la resistencia cortante del suelo en estado licuado. La Movilidad Cíclica se desencadena solo por un sismo y la deformación es estable durante todo el período que dura el movimiento del suelo y una vez que este termina, el movimiento también lo hace.

A diferencia de la Falla de Flujo, donde el suelo llega a un punto donde colapsa en la Movilidad Cíclica no existe un punto definido donde la falla se inicia. Ambos comportamientos se ven representados en la Figura 2.1. Donde en el eje de las abscisas esta la deformación por corte y en las ordenadas el esfuerzo de corte.

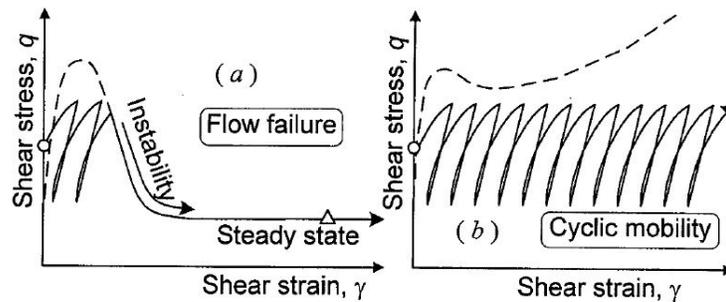
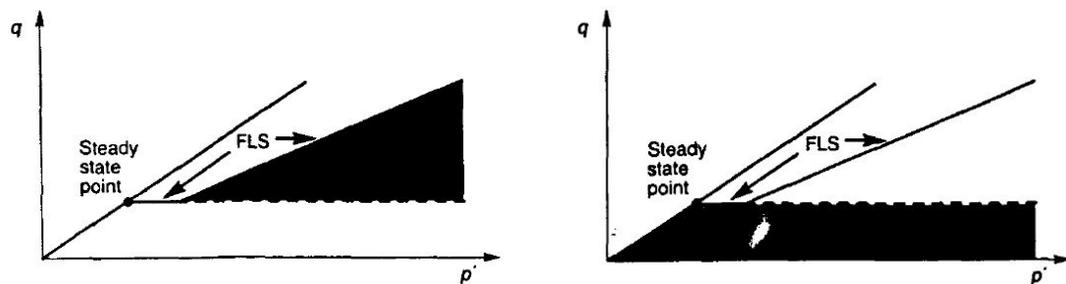


Figura 2.1: Falla de flujo y movilidad cíclica (Yoshimine and Ishihara, 1998).

Que una masa de suelo desarrolle una Falla de Flujo o una falla de Movilidad Cíclica depende de la naturaleza de la carga, como también la densidad y la presión de confinamiento. Como ilustra la Figura 2.2a). Si las condiciones iniciales del suelo se encuentran dentro de la zona de negra y ocurre un evento que genera una condición no drenada del suelo que genera cambio en los esfuerzos efectivos (p', q') a superficie de licuación de flujo o *flow liquefaction surface* (FLS) se generará Falla de Flujo. La Figura 2.2b), señala la zona donde deben estar las condiciones iniciales para que se genere Movilidad Cíclica producto de una fuerza externa.



(a) Zona de susceptibilidad falla de flujo (b) Zona de susceptibilidad movilidad cíclica

Figura 2.2: Zonas de susceptibilidad para cada falla, si las condiciones iniciales están en el área negra (Kramer, 1996).

2.1.1.2. Factores que afectan la resistencia a la licuación

A continuación se presentan algunos de los factores que afectan la resistencia a la licuación del suelo:

- **Edad geológica:** Se ha observado que la susceptibilidad a la licuación está altamente influenciada por la edad geológica del estrato. Los estratos mas antiguos han sido cementados y compactados por fenómenos naturales, lo que genera que la susceptibilidad a la licuación disminuya con la edad del depósito. Los depósitos del Holoceno han sido más afectados por fenómenos naturales que los depósitos del Pleistoceno. Y los depósitos previos al Pleistoceno rara vez han sido afectados por licuación (Youd and Hoose, 1977).
- **Fábrica:** La forma de deposición del suelo es un factor que influye para determinar la susceptibilidad ante licuación. Los suelos que se crean de un ambiente fluvial son comunmente afectados por el fenómeno de la licuación. Los depósitos de arena coluviales y eólicos, cuando están saturados también se ven afectados. En cambio los depósitos glaciales y de laterita en general son inmunes a la licuación (Youd and Hoose, 1977).
- **Granulometría:** A partir de estudios de suelos que han licuado el MLIT, (2007), clasifica el suelo de acuerdo al tamaño de las partículas utilizando el coeficiente de uniformidad. El cual se define de forma estándar como $U_c = D_{60}/D_{10}$, donde D_{60} es el 60% del diámetro y D_{10} es el 10% del diámetro. La clasificación considera que los suelos bien graduados en general son menos susceptibles a licuar y los suelos mal graduados son mas susceptibles a licuar.
- **Densidad relativa y Confinamiento efectivo:** Se han realizado ensayos triaxiales cíclicos en arenas Fraser Delta, que muestran que la densidad relativa y el confinamiento efectivo son variables que afectan la resistencia a la licuación. La Figura 2.3(a) muestra los resultados del ensayo, donde se observa el esfuerzo cíclico necesario para lograr un 3% de deformación en 10 ciclos uniformes dado un esfuerzo de confinamiento. Para un mismo grado de consolidación, las arenas con mayor densidad relativa requieren de un mayor esfuerzo cíclico para generar el nivel de deformación de un 3% (Idriss and Boulanger, 2008).

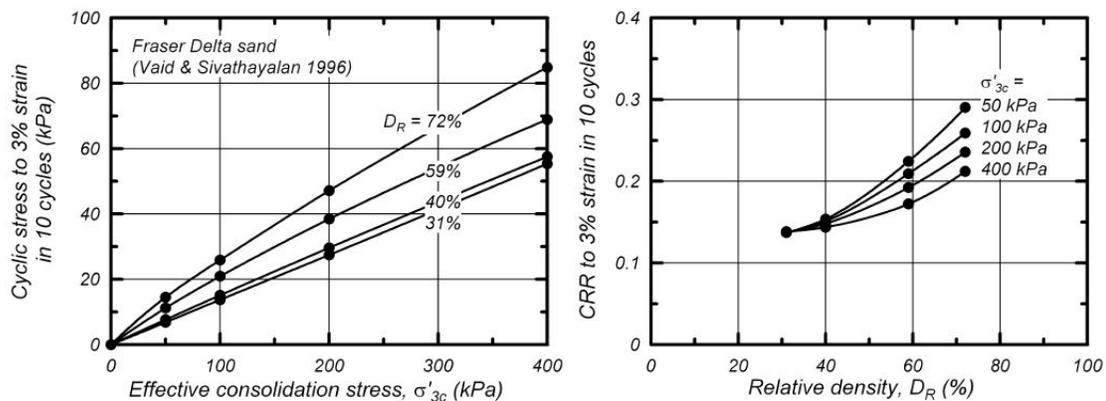


Figura 2.3: Ensayo triaxial cíclico, realizado con arena Fraser Delta (Idriss and Boulanger, 2008).

Por otro lado, en la Figura 2.3(b) se muestra la tasa de $q_{cyc}/2$ dividido en σ'_{3c} que se necesita para lograr un 3% de deformación axial en 10 ciclos versus D_R para diferentes esfuerzos de confinamiento. Se observa que CRR aumenta a medida que aumenta la densidad relativa pero a la vez decrece con el aumento del esfuerzo de confinamiento efectivo.

- Porcentaje de finos y Plasticidad: Para definir si un suelo es potencialmente licuable de acuerdo a el contenido de finos, los últimos años ha sido ampliamente utilizado el Criterio Chino Modificado (Bray and Sancio, 2006), el cual utiliza como parámetros el tipo de suelo, el índice de plasticidad (IP) y la relación de límite líquido w_c/LL , donde w_c es el contenido de humedad del suelo y LL es el límite líquido. A continuación se presentan las condiciones de este criterio:

- Suelos jóvenes, a poca profundidad. Específicamente, limos no plásticos y limos arcillosos de baja plasticidad con alto contenido de agua y una relación de límite líquido mayor a 0.85, son susceptibles a Movilidad Cíclica:

$$PI \leq 12 \quad \& \quad w_c/LL \geq 0.85$$

- Limos arcillosos y arcillas limosas de plasticidad moderada tienen una susceptibilidad moderada de licuar:

$$12 < PI \leq 20 \quad \& \quad w_c/LL > 0.8$$

- Suelos con alto índice de plasticidad pueden sufrir una pérdida de resistencia debido a la deformación inducida por el terremoto. En este caso, la susceptibilidad a licuar debe ser juzgada por el ingeniero, de acuerdo a estudios y/o a experiencia previa:

$$PI > 18$$

De acuerdo al trabajo de Seed et al.(2003) los principales factores que determinan si los suelos son licuables son la plasticidad (IP) y el Límite Líquido (LL). El trabajo entrega recomendaciones de suelos licuables según la carta de plasticidad (Figura 2.4). Donde los suelos de la zona A son considerados susceptibles a licuar, los suelos de la zona B pueden ser licuables y los suelos de la zona C (fuera de la zona A y B) no son susceptibles a la clásica licuación pero pueden tener pérdida de resistencia y rigidez acompañado por un aumento de la presión de poros (Seed et al., 2003).

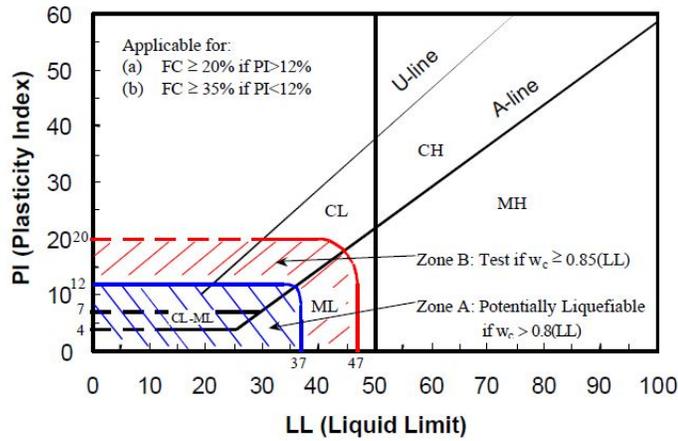


Figura 2.4: Recomendaciones para la evaluación de suelos licuables (Seed et al., 2003).

- Saturación: De acuerdo a ensayos realizados en arenas Toyoura con $D_R = 60\%$, $\sigma'_c = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ y $N_c = 15$ se ha comprobado que la resistencia a la licuación aumenta significativamente con una disminución en el grado de saturación. Siendo la resistencia a un 70% de saturación es tres veces la resistencia de la misma arena completamente saturada (Yoshimi et al., 1989).

2.1.1.3. Identificación de fallas por licuación

A continuación se presentan los principales tipos de falla producto de la licuación, los cuales son: falla por capacidad de soporte, desplazamiento lateral, falla de flujo y volcanes de arena.

- Falla por capacidad de soporte: Ocurre producto de la pérdida de resistencia del suelo, generando grandes deformaciones lo que genera el asentamiento o volcamiento de las estructuras fundadas sobre el material. También se ha observado que objetos que se encuentran enterrados en el terreno, como tanque de agua o tuberías, se elevan a través del terreno. La Figura 2.5 muestra unas plantas elevadoras de agua en San Pedro, Región del Bío Bío que para el terremoto de 2010 sufrieron daños. Estas plantas tienen aproximadamente 7 m de profundidad, donde se observa que rotaron y se elevaron cerca de 1.2 m lo que produjo rotura de cañerías.



(a) Asentamiento del terreno. (Ledezma, 2013).



(b) Elevación de planta elevadora de agua. (González, 2015).

Figura 2.5: Fallas por capacidad de soporte

- Desplazamientos laterales: Son un tipo de licuación común, el cual consiste en el desplazamiento de bloques superficiales de terreno que se ubican por sobre un estrato licuado. Usualmente ocurre en terrenos de pendiente suave (ángulos menores a 3 grados) y generalmente adyacentes a cuerpos de agua como ríos y lagos. Este fenómeno fue altamente observado para el terremoto del Maule de 2010, donde se generaron agrietamientos de gran extensión y donde las infraestructuras más afectadas fueron los puentes y muelles. La Figura 2.6(a) muestra la falla de una columna del puente Juan Pablo II en Concepción, producto del desplazamiento lateral del suelo. Y la Figura 2.6(b) presenta el estado de una estructura, situada sobre suelo que sufrió desplazamiento lateral, producto del terremoto del Maule 2010.



(a) Falla columna puente Juan Pablo II. (Ledezma, 2013). (b) Desplazamiento lateral observado en Constitución, Región del Maule, (González, 2015).

Figura 2.6: Fallas por capacidad de soporte

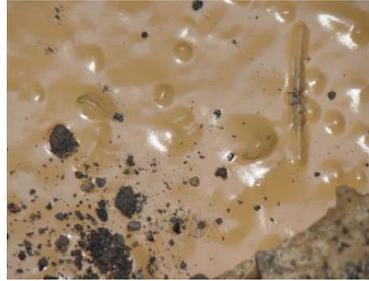
- Falla de flujo: Se produce por un rápido aumento de las presiones de poros, seguido de una pérdida de resistencia, se caracteriza por extensos desplazamientos de grandes masas de suelo que se producen de forma repentina. Generalmente se asocian a superficies inclinadas como taludes, con pendientes pronunciadas (mayores a 3 grados). Esta falla no es necesariamente gatillada por un terremoto, requiere de una perturbación rápida para inducir una respuesta no drenada de la masa de suelos (González, 2015). Dada la rapidez en que se desarrolla y los grandes desplazamientos, corresponde al tipo de falla más catastrófica.
- Volcanes de arena: Se producen cuando se genera un exceso de presión de poros a cierta profundidad del estrato de suelo, lo que trae como consecuencia un flujo ascendente de agua. Si el gradiente es lo suficientemente grande, el flujo de agua impulsará partículas de suelo. Este fenómeno es más probable que ocurra en suelos donde el estrato superior es delgado o presenta grietas o debilidad (Bardet and Kapuskar, 1993). La Figura 2.7 presenta volcanes de arena observados durante el terremoto del Maule de 2010, a la orilla del lago Villarrica en la Región de la Araucanía. Donde emergió un material de color café claro y muy fino, diferente al que existe en las playas del lugar. El autor de las imágenes relata que se formaban burbujas que se reventaban al llegar a la superficie dejando agujeros circulares (González, 2015).



(a) Ubicación cercana al lago Villarrica



(b) Agujero circular



(c) Burbujas

Figura 2.7: Volcanes de arena, observados para el terremoto de 2010, (González, 2015).

2.1.2. Medición del potencial de licuación

La siguiente sección presenta el Método Simplificado, el cual entrega un Factor de Seguridad ante licuación que depende de las propiedades geotécnicas del suelo. Luego se presenta el método de razones espectrales, método geofísico y se describe el índice de vulnerabilidad del suelo, que ha sido relacionado a la potencial deformación del suelo.

2.1.2.1. Método simplificado

La metodología acuñada como "Método Simplificado" se ha convertido en una práctica estándar para evaluar la resistencia a la licuación de los suelos. Los primeros en desarrollar esta metodología fueron Seed and Idriss (1971), y el método se basa en convertir una carga sísmica irregular a ciclos uniformes de esfuerzo cortante, en función de la tensión cíclica τ_{cyc} , de la aceleración horizontal máxima del suelo a_{max} , de la aceleración de gravedad g , de la tensión vertical efectiva σ_v y del coeficiente de reducción de tensión r_d , como muestra la ecuación:

$$\tau_{cyc} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d \quad (2.1)$$

Youd et al. (2001), resumieron los resultados de un workshop en el que participaron 20 expertos de todo el mundo para actualizar del método simplificado de Seed & Idriss (1985). Se incorporaron mejoras al método en base a las investigaciones que se habían realizado los últimos años.

Para estimar la resistencia de los suelos a la licuación o el conocido factor de seguridad

ante licuación, se debe relacionar la demanda sísmica del suelo y la capacidad del suelo de resistir a la licuación, de acuerdo a Idriss et al. 2008 el factor de seguridad se define como:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha} \quad (2.2)$$

Donde $CRR_{7.5}$ = Resistencia cíclica para un sismo de magnitud $M_w = 7.5$; CSR = Soli-citación cíclica del sismo; MSF = Factor de escala del sismo; K_{σ} = factor de corrección por confinamiento; K_{α} = factor de corrección por corte.

Para determinar el factor de seguridad se utiliza la definición propuesta por Idriss & Boulanger (2008), modificando el factor de escala del sismo al que propone Boulanger & Idriss (2014). A continuación se presentan las ecuaciones para el cálculo de cada uno de los parámetros.

- **Solicitud cíclica (Cyclic Stress Ratio, CSR)**

La ecuación para calcular la tasa de tensión cíclica fue formulada por Seed & Idriss el año 1971, y se define como se presenta a continuación:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \quad (2.3)$$

Donde a_{max} = aceleración máxima horizontal del suelo a nivel de superficie generado por un terremoto; g = aceleración de gravedad; σ_{vo} = tensión total vertical; σ'_{vo} = tensión vertical efectiva y r_d = coeficiente de reducción de la tensión.

De acuerdo a Idriss & Boulanger (2008) el parámetro r_d depende de la profundidad y de la magnitud del sismo, como muestra la figura 2.8 y está definido por la siguiente ecuación:

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z)M) \quad (2.4)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (2.5)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (2.6)$$

Donde z es la profundidad del suelo en metros y M es el momento de magnitud del sismo. Estas ecuaciones deben ser aplicadas para profundidades menores de 34 m e idealmente menores que 20 m, ya que la incertidumbre aumenta con la profundidad.

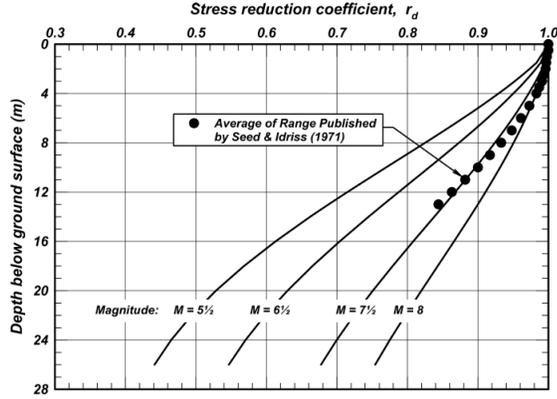


Figura 2.8: Curvas de r_d según profundidad y magnitud del sismo (Idriss and Boulanger, 2008).

- **Resistencia cíclica (Cyclic Resistance Ratio, CRR)**

Una forma de determinar la resistencia cíclica del suelo es probar una muestra inalterada de suelo en el laboratorio. Lamentablemente con este procedimiento, es muy difícil conseguir que el suelo vuelva a tener el mismo nivel de esfuerzos que tenía en terreno. Una de las técnicas que se utiliza es congelar el suelo, pero este procedimiento es muy costoso por lo que no es una práctica habitual. Debido a esto, existen pruebas de terreno que son ampliamente utilizadas para evaluar este parámetro, como lo es el ensayo de penetración estándar (SPT), el ensayo de cono de penetración (CPT), medidas de la velocidad de onda de corte (V_s) y el test de penetración de Becker (BPT).

Dado que para este trabajo se tienen información de ensayos de penetración estándar, se decide trabajar con la metodología propuesta por Idriss & Boulanger (2008) para determinar la resistencia cíclica del suelo. Los autores proponen que la resistencia cíclica del suelo para una magnitud sísmica de $M=7.5$ y una presión de confinamiento de $\sigma'_{vc}=1$ es:

$$CRR_{7.5} = exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (2.7)$$

Donde $(N_1)_{60cs}$ es la resistencia obtenida en el ensayo de penetración estándar, corregida por el factor de sobrecarga y por el porcentaje de finos. A continuación se presentan las ecuaciones de corrección.

En primer lugar se corrige el ensayo de penetración estándar. Donde el valor corregido está dado por la ponderación del número golpes obtenido del ensayo N_m por el factor de normalización por sobrecarga C_N :

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \quad (2.8)$$

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vc}} \right)^{0.5} \leq 1.7 \quad (2.9)$$

Para realizar el ajuste equivalente de la arena limpia, se corrige la resistencia por el porcentaje de finos, utilizando la ecuación propuesta por Boulanger e Idriss (2014):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.10)$$

Donde $(N_1)_{60}$ está definido en la ecuación 2.8 y $\Delta(N_1)_{60}$ se define como:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01} \right)^2 \right) \quad (2.11)$$

Donde FC corresponde al porcentaje de finos.

- **Factor de Escala de Magnitud, MSF**

El factor de magnitud de escala se utiliza para ajustar la resistencia cíclica a un sismo con magnitud diferente a $M_w=7.5$, de acuerdo a Boulanger et al. (2014) se calcula como:

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 1.325 \right) \quad (2.12)$$

Donde:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2 \quad (2.13)$$

Donde $(N_1)_{60cs}$ es la resistencia equivalente del suelo obtenida del ensayo de penetración estándar. Se calcula a partir de la ecuación 2.10.

La Figura 2.9 muestra como varía el factor de magnitud de escala al variar la resistencia equivalente del suelo y la magnitud del sismo.

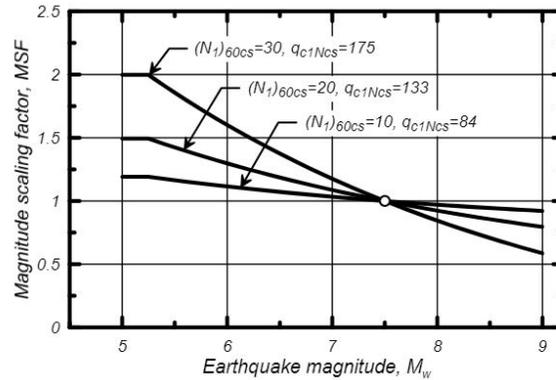


Figura 2.9: Variación de la relación MSF con $(N_1)_{60cs}$ para suelos no cohesivos. (Boulanger et al., 2014)

- **Factor de corrección de sobrecarga, K_σ**

El factor de sobrecarga fue introducido por Seed (1983) para ajustar a un valor estándar la presión de sobrecarga. Está definido como la razón entre la resistencia cíclica del suelo a un valor específico de sobrecarga, $CRR_{\sigma'_{vc}}$ y la resistencia cíclica del suelo cuando $\sigma'_{vc=1} = 1atm$, $CRR_{\sigma'_{vc=1}}$, como se muestra a continuación:

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_{vc}}}{CRR_{\sigma'_{vc=1}}} \quad (2.14)$$

La mayoría de los factores de sobrecarga son derivados de relaciones obtenidas en ensayos de laboratorio, otras son relaciones teóricas y otras son regresiones considerando casos históricos. Sin embargo la ecuación que se recomienda es la siguiente:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_{vc}}{P_a} \right) \leq 1.1 \quad (2.15)$$

Donde el coeficiente C_σ puede ser expresado en función de D_R o de resultados del ensayo de penetración estándar como propone Idriss et al.(2008):

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0.3 \quad (2.16)$$

Donde $(N_1)_{60}$ es la resistencia equivalente del suelo obtenida del ensayo de penetración estándar. Se calcula a partir de la ecuación 2.10.

La Figura 2.10 muestra como varía el factor de corrección por sobrecarga (K_σ) dependiendo de la resistencia equivalente del suelo obtenida del ensayo de penetración estándar.

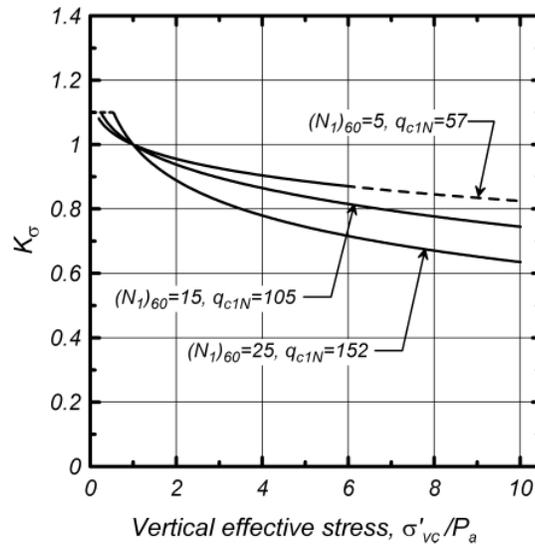


Figura 2.10: K_σ dependiendo del valor del ensayo de penetración estándar (Idriss and Boulanger, 2008).

- **Factor de corrección por esfuerzos de corte estático, K_α**

El CRR es afectado por los esfuerzos de corte estático, como los que hay en taludes o terraplenes de presas, pero la data de casos históricos no es suficiente como para determinar empíricamente este efecto (Idriss and Boulanger, 2008). El factor de corrección K_α fue introducido por Seed (1983) y su definición es:

$$K_\alpha = \frac{CRR_\alpha}{CRR_{\alpha=0}} \quad (2.17)$$

Donde α es la razón de esfuerzo de corte estático hasta el esfuerzo efectivo de consolidación en el plano de interés. (Idriss and Boulanger, 2008) derivaron las expresiones que se presentan a continuación:

$$K_\alpha = a + b \cdot \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (2.18)$$

Donde:

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634\exp(\alpha) - 632\exp(-\alpha) \quad (2.19)$$

$$b = \exp(-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31\ln(\alpha + 0.0001)) \quad (2.20)$$

$$c = 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3 \quad (2.21)$$

$$\alpha = \tau_s / \sigma'_{vc}; \alpha \quad (2.22)$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1+2K_o)\sigma'_{vc}}{3P_a}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (2.23)$$

Adicionalmente, los parámetros α y ξ_R deben estar acotados a:

$$\alpha \leq 0.35 \quad (2.24)$$

$$-0.6 \leq \xi_R \leq 0.1 \quad (2.25)$$

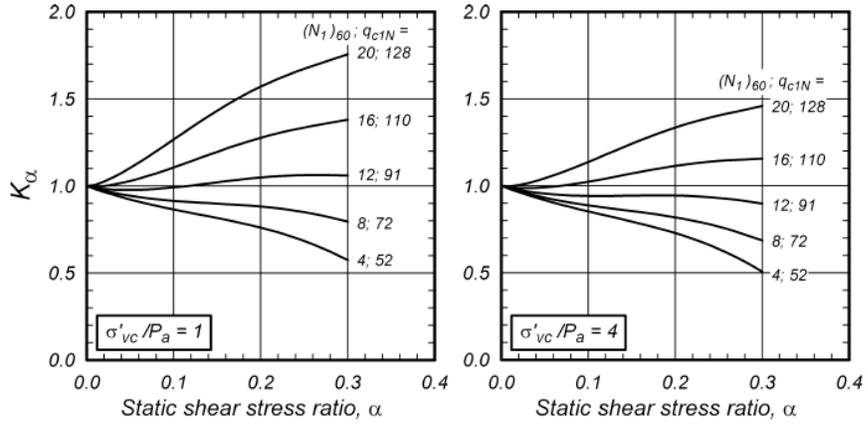


Figura 2.11: Variación de K_α con SPT y CPT dependiendo del valor de esfuerzo efectivo de 1 y 4 atm. (Boulangier et al., 2014).

Usualmente este parámetro se omite en análisis de *lateral spreading* en sitios con pendientes bajas, sin embargo es importante incluirlo para análisis de licuación en pendientes fuertes o en estructuras importantes como taludes de presas.

2.1.2.2. Métodos geofísicos

El método de las razones espectrales H/V, propuesto por Nakamura, permite estimar la frecuencia fundamental de un depósito de suelo a través de mediciones de vibraciones ambientales en superficie. Dentro de las grandes ventajas de la utilización de este método es que puede realizarse en cualquier momento y en cualquier lugar, los instrumentos y el análisis son sencillos y no genera ningún problema medioambiental (Bard, 1998).

Los efectos de sitio se estudian por medio de la función de transferencia del suelo, la cual está definida como la razón entre los espectros de la componente horizontal del movimiento en la superficie del suelo y la componente horizontal del movimiento medido en la roca basal, como muestra la ecuación:

$$S_T = \frac{S_{HS}}{S_{HB}} \quad (2.26)$$

Donde S_{HS} es el espectro de la componente horizontal del movimiento en la superficie del suelo y S_{HB} es el espectro de la componente horizontal del movimiento en la roca basal.

Lermo & Chavez-García (1993) definen la tasa espectral para estimar la amplitud que genera la fuente.

$$E_S = \frac{S_{VS}}{S_{VB}} \quad (2.27)$$

Donde S_{VS} es el espectro de la componente vertical del movimiento en la superficie del suelo y S_{VB} es el espectro de la componente vertical del movimiento en la roca basal.

Nakamura (1989) señala que $S_{HB} : S_{VB}$ es cercano a uno en las mediciones. Con esto es

razonable decir que la función de transferencia está dada por:

$$\begin{aligned}
 S_{TT} &= \frac{S_T}{E_S} \\
 &= \frac{S_{HS}}{S_{HB}} \cdot \frac{S_{VB}}{S_{VS}} \\
 &= \frac{S_{HS}}{S_{VS}} \cdot \frac{S_{VB}}{\cancel{S_{HB}}} \quad 1 \\
 &= \frac{S_{HS}}{S_{VS}}
 \end{aligned}
 \tag{2.28}$$

Es decir, un estimador de la función de transferencia o la razón H/V puede ser obtenida solo por los movimientos en superficie del suelo o por vibraciones ambientales.

Nakamura el año 1996 define la deformación angular del suelo en función del factor de amplificación del depósito de suelo A , del espesor del estrato H y del desplazamiento sísmico del basamento rocoso d , por medio de la siguiente relación:

$$\gamma = \frac{Ad}{H}
 \tag{2.29}$$

La cual surge a partir de la siguiente Figura:

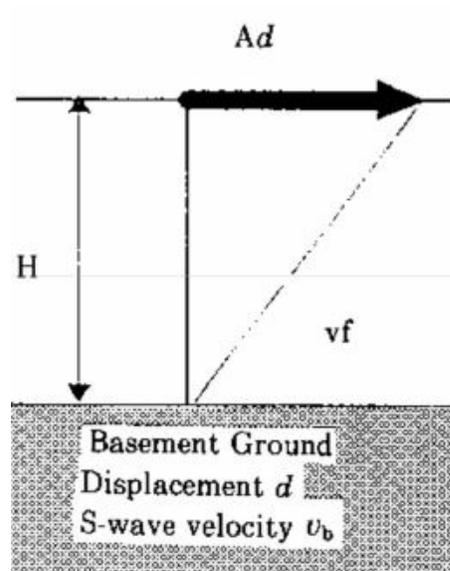


Figura 2.12: Deformación horizontal de la capa superficial del suelo (Nakamura, 1996).

Por otro lado, la frecuencia predominante del suelo se puede definir en función de la velocidad en la roca basal v_b . Y la aceleración a se puede definir en función de la frecuencia predominante del sitio.

$$F = \frac{v_b}{4HA} \quad (2.30)$$

$$a = (2\pi F)^2 d \quad (2.31)$$

Utilizando las ecuaciones 2.30 y 2.31, la ecuación de la deformación angular se puede reescribir como:

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{Aa}{(2\pi F)^2} \cdot \frac{4AF}{v_b} \\ &= \frac{A^2}{F} \cdot \frac{a}{\pi^2 \cdot v_b} \\ &= CK_g a \end{aligned} \quad (2.32)$$

Donde C es una constante definida como:

$$C = \frac{1}{\pi^2 v_b} \quad (2.33)$$

Y K_g es el índice de vulnerabilidad, el cual se define por la siguiente ecuación:

$$K_g = \frac{A_p^2}{F_p} \quad (2.34)$$

La Figura 2.13 muestra la relación entre el daño de las fundaciones y la magnitud de la deformación angular del suelo. Donde el suelo tiene un comportamiento plástico cuando $\gamma = 1000 \times 10^{-6}$ y para $\gamma = 10000 \times 10^{-6}$ se produce el desprendimiento o colapso de las fundaciones.

Magnitud de deformación γ	10^6	10^5	10^4	10^3	10^2	10^1
Fenómeno	Onda, Vibración		Agrietamiento, Asentamiento		Deslizamientos, Compactación, Licuación	
Propiedades dinámicas	Elasticidad		Elasto-Plasticidad		Colapso	
					Efecto de Repetición, Efecto de Velocidad de Carga	

Figura 2.13: Deformación angular del suelo y los fenómenos asociados (Nakamura, 1996).

Por otro lado, los investigadores Huang y Tseng el año 2002, estudiaron las características de los suelos que licuaron para el terremoto de Chi-Chi en Luen-Ya-Li, Yuan-Lin en el centro de Taiwan. Para lo cual realizaron mediciones H/V en el área. A partir de los resultados obtuvieron que los lugares que tenían un índice de vulnerabilidad (K_g) mayor a 10 eran sitios donde se evidenció licuación.

2.2. Microzonificación sísmica del peligro de licuación

La siguiente sección presenta los índices de potencial de licuación estudiados, la estimación de las deformaciones permanentes y la interpolación utilizando el método de kriging.

2.2.1. Índices de potencial de licuación

Se presenta el *Liquefaction Severity Index* (LSI), *Liquefaction Potential Index* (LPI) y *Liquefaction Severity Number* (LSN).

2.2.1.1. *Liquefaction Severity Index*, LSI

El índice de severidad ante licuación (LSI) se define como el máximo desplazamiento lateral del suelo medido en milímetros y dividido por 25. Los cuales ocurren en terrenos que se desarrollaron en llanuras de inundación, deltas u otros depósitos fluviales del Holoceno tardío, con pendientes suaves en una localidad específica. La data se obtuvo de registros en el Oeste de Estados Unidos y Alaska, por lo tanto esta ecuación es válida para esas regiones (Youd and Perkins, 1987). Se define el LSI, a partir de la distancia horizontal desde la fuente sísmica R medida en kilómetros y de la magnitud de momento del sismo M_w , a través de la siguiente relación,

$$\text{LogLSI} = -3.49 - 1.86\text{Log}R + 0.98M_w. \quad (2.35)$$

Se utiliza la magnitud de momento del sismo ya que se correlaciona de mejor forma con el daño observado en comparación a otras escalas de magnitud. Este modelo tiene un valor máximo de 100, que indica desplazamientos mayores a 2.5 m y señala un potencial de destrucción severo. La Figura 2.14 muestra como se tiene un valor máximo de 100 y como este índice decae al aumentar la distancia de la superficie de falla.

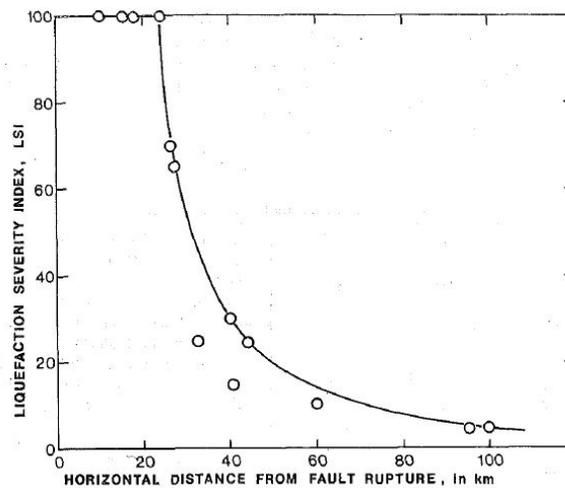


Figura 2.14: LSI generado para el terremoto de San Francisco en 1906 en varias localidades. En el eje x se presenta la distancia horizontal a la superficie de falla (Youd and Perkins, 1987).

Las características esperadas del suelo para un determinado valor de LSI, se extraen de

Youd and Perkins,(1987) y son las siguientes:

- LSI=5, Efectos menores en el suelo y muy distribuidos. Incluyendo volcanes de arena de hasta 0,5 m de diámetro, fisuras menores con aberturas de hasta 0,1 m de ancho y asentamientos del suelo de hasta 25 mm. Esto ocurre principalmente en zonas de deposición reciente y con un nivel freático poco profundo.
- LSI=10, Los efectos incluyen volcanes de arena de hasta 1 m de diámetro, fisuras de suelo de hasta 0,3 m de ancho, asentamientos de unos pocos centímetros. Los efectos se producen principalmente en zonas de deposición reciente con un nivel freático inferior a 3 m de profundidad.
- LSI=30, Efectos del suelo generalmente escasos, pero localmente abundantes. Incluye volcanes de arena de hasta 2 m de diámetro, fisuras de varios centímetros hasta el metro de ancho, algunas vallas y carreteras notoriamente desplazadas, asentamientos de hasta 0,3 m. Los efectos más grandes se encuentran en zonas de deposición reciente con una capa freática de menos de 3 m de profundidad.
- LSI=50, Efectos abundantes, que incluye volcanes de arena de hasta 3 m de diámetro que comúnmente se unen a lo largo de las fisuras. Fisuras generalmente paralelas a arroyos o curvadas hacia arroyos o depresiones de hasta 1,5 m de ancho. Caminos desplazados o separados hasta 1,5 m en algunos lugares, asentamientos de más de 0,3 m.
- LSI=70, Efectos abundantes, incluye gran cantidad de volcanes de arena de gran tamaño, algunos de más de 6 m de diámetro que comúnmente se unen a lo largo de las fisuras. Las cuales son paralelas a ríos o costas, con aberturas de hasta 2 m. Muchos derrumbes a lo largo de arroyos y de riberas. Desplazamientos de 1 a 2 m en pendientes suaves y asentamientos del suelo de más de 0,3 m.
- LSI=90, Efectos del suelo muy abundantes, los que incluyen numerosos volcanes de arena, áreas con el 30 % o más cubiertas con arena recién depositada. Muchas fisuras de gran extensión con múltiples fisuras menores paralelas con aberturas de hasta dos o más metros de ancho. Desplazamientos horizontales de un par de metros en zonas con pendientes suaves y grandes desprendimientos en zonas con pendientes mayores. Son comunes asentamientos de más de 0,3 m.

Los mapas probabilísticos de LSI están relacionados con el potencial de daño o el riesgo asociado a la licuación. Para generar estos mapas se deben realizar los siguientes pasos (Youd and Perkins, 1987):

1. Delimitar las zonas de la fuente sísmica a partir de los estudios sísmicos y geológicos de la región.
2. Cuantificar la actividad sísmica esperada para cada zona de la fuente basándose en los análisis sismológicos y geológicos.
3. Los resultados de (1), (2) y de la ecuación 2.35 se utilizan como parámetros de entrada para un algoritmo de riesgo sísmico que calcule las tasas de ocurrencia anual en función del LSI para cada lugar. Utilizando el histograma obtenido, se determina el valor de LSI que tiene una probabilidad determinada, de no ser superado en el tiempo de exposición.

4. Finalmente elaborar los mapas trazando contornos a través de los valores de LSI calculados.

Estos mapas son muy útiles, especialmente cuando se están diseñando estructuras en una determinada zona. Por ejemplo, si son estructuras críticas se debe tener cuidado en que no se encuentren en zonas de peligro donde el LSI probable sea superior a 30 en un período de 50 años.

2.2.1.2. *Liquefaction Potential Index, LPI*

El índice de potencial de licuación (LPI) fue definido inicialmente por Iwasaki et al. (1978). Este parámetro ha sido ampliamente utilizado para la microzonificación sísmica y para generar mapas de forma probabilística.

LPI pondera los factores de seguridad por el espesor de las capas potencialmente licuables en función de la profundidad, limitados a profundidades que van de 0 a 20 m bajo la superficie del suelo en una ubicación específica. Supone que la severidad de la licuación es proporcional a (Holzer, 2008):

1. Espesor acumulado de las capas licuables.
2. La proximidad de las capas licuables a la superficie.
3. Cantidad en la que el factor de seguridad (FS) es inferior a 1,0. Donde FS es la relación entre la capacidad del suelo para resistir la licuación y la demanda sísmica impuesta por el terremoto.

El índice de potencial de licuación es definido como:

$$LPI = \int_0^{20} F_1 W(z) dz \quad (2.36)$$

Donde:

$$F_1 = \begin{cases} 1 - FS & \text{para } FS \leq 1.0 \\ 0 & \text{para } FS > 1.0 \end{cases} \quad (2.37)$$

$$W(z) = 10 - 0.5z \quad (2.38)$$

Donde z es la profundidad en metros.

La evaluación de Iwasaki et al. (1982) se basa en seis terremotos históricos en Japón donde ocurrió licuación. Ahí se concluyó que es probable tener licuación severa en sitios donde $LPI > 15$ y no es probable tener licuación severa en sitios con $LPI < 5$. Los datos con que contaban eran ensayos de penetración estándar (SPT) para calcular los valores de LPI.

Para mapas de riesgo, la ventaja de LPI sobre el método simplificado es que predice el potencial de licuación de la columna de suelo completa en una ubicación específica. En cambio, el método simplificado solo predice el potencial de licuación de un elemento de suelo (Holzer, 2008).

Nuevos trabajos como el de Luna & Frost, (1998) modificaron las categorías de severidad de la licuación. La Tabla 2.1 muestra las categorías propuestas por Iwasaki et al. (1982) y Luna & Frost (1998).

Tabla 2.1: Gravedad histórica de la licuación evaluada a partir del índice de potencial de licuación (LPI)

LPI	Iwasaki et al. (1982)	Luna & Frost (1998)
0	Poco probable	Poco a nada
$0 < \text{LPI} \leq 5$	Menor	Menor
$5 < \text{LPI} \leq 15$	-	Moderado
$15 < \text{LPI}$	Severo	Mayor

2.2.1.3. *Liquefaction Severity Number, LSN*

Este parámetro fue desarrollado por Tonkin & Taylor,(2013), considerando como zona de estudio la región de Canterbury, Nueva Zelanda. Esta zona fue afectada por un gran número de sismos que siguieron al terremoto de Christchurch ocurrido el 4 de Septiembre de 2010 de magnitud 7.1.

Para el estudio contaban con modelos sísmicos de los terremotos que causaron licuación en superficie, modelos del nivel del agua en terreno e información geotécnica de Canterbury lo cual considera mas de siete mil ensayos de penetración estándar y mas de ochocientos piezómetros. A partir de lo anterior, Tonking & Taylor estudian distintos parámetros de vulnerabilidad ante licuación utilizados para predecir el daño producto de licuación y los comparan con el daño observado. Específicamente comparan *Liquefaction Potential Index* (LPI), Indicador de Asentamiento (S) y *Liquefaction Severity Number* (LSN), y finalmente comparan con el daño observado de licuación producto de los sismos.

De los parámetros estudiados, LSN entrega una buena correlación con los daños observados en la Región de Canterbury. Y se concluye que el parámetro LSN es un buen indicador de vulnerabilidad ante licuación para una zona residencial donde el terreno es plano y confinado (Tonkin and Taylor, 2013).

La ecuación que se usa para calcular el parámetro LSN es la siguiente:

$$LSN = 1000 \int \frac{\epsilon_v}{z} dz \quad (2.39)$$

Donde ϵ es la deformación volumétrica de Zhang et al.,(2002) y z es la profundidad del estrato de suelo.

De acuerdo a los autores las capas de suelo mas superficiales proporcionan una ponderación mayor para calcular el parámetro de vulnerabilidad LSN, que las capas mas profundas. A partir de los 10 m de profundidad, la contribución de las capas de suelo al parámetro de vulnerabilidad LSN es menor al 10% del valor de LSN calculado.

Por lo tanto, para el presente trabajo, se decide calcular este parámetro considerando la

profundidad total de los sondajes, ya que estos presentan profundidades entre los 10 y 20m.

Del estudio se deducen los valores típicos de LSN según el comportamiento del suelo, los cuales se presentan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2: Valores típicos de LSN según el comportamiento del suelo.

Rango de LSN	Comportamiento predominante
0-10	Baja o nula expresión de licuación, consecuencias menores.
10-20	Expresión baja de licuación, algunos volcanes de arena.
20-30	Expresión moderada de licuación, volcanes de arena y presencia de daño estructural.
30-40	Expresión moderada a severa de licuación, asentamiento que puede producir daño estructural.
40-50	Expresión mayor de licuación, ondulaciones y daño en la superficie del suelo, asentamiento total o diferencial en estructuras.
>50	Daño severo, evidencia extensiva de licuación en superficie, asentamiento total o diferencial afectando a estructuras y daño líneas de vida.

2.2.2. Estimación de las deformaciones causadas por licuación

La siguiente sección presenta los métodos que se estudian para la estimación de desplazamientos laterales, asentamientos post-licuación y un método probabilístico, el cual entrega la probabilidad de inicio de licuación del suelo.

2.2.2.1. Desplazamientos laterales

Los primeros análisis de susceptibilidad ante licuación, eran análisis cualitativos, donde se consideraban antecedentes históricos, correlaciones geológicas, o los parámetros que se tuvieran disponibles a partir de lo cual se generaban mapas de susceptibilidad ante licuación. Cabe destacar que estos mapas se continúan utilizando y siguen siendo una buena herramienta para iniciar el estudio de este fenómeno.

Con los últimos grandes terremotos que dejaron gran cantidad de casos de licuación, se pudo contar con nueva data que permite realizar análisis cuantitativos y generar modelos que predicen desplazamientos laterales. Los modelos difieren según los casos que se consideraron y los parámetros de la zona de estudio. A continuación se presenta el modelo que se utiliza para este trabajo.

El año 1992 y 1995, Bartlett y Youd desarrollaron ecuaciones empíricas para la predicción de desplazamientos laterales inducidos por licuación. Estas ecuaciones fueron ampliamente utilizadas y el año 2002 Youd, Hansen y Bartlett estudiaron las ecuaciones originales y propusieron correcciones al análisis original (Youd et al., 2002).

En primer lugar modifican la distancia a la fuente sísmica R , lo que evita la predicción de desplazamientos irrealmente grandes cuando R se hace pequeño, R^* está definido como:

$$R^* = R + R_o \quad (2.40)$$

$$R_o = 10^{0.89M-5.64} \quad (2.41)$$

Donde R = distancia horizontal mas cercana desde el sitio hasta la fuente de energía, en kilómetros; R_o = factor de distancia en función de la magnitud del sismo M .

La siguiente ecuación entrega el modelo MLR para una condición de cara-libre:

$$\log D_H = -16.713 + 1.532M - 1.406\log R^* - 0.012R + 0.592\log W + 0.540\log T_{15} + 3.413\log(100 - F_{15}) - 0.795\log(D_{50_{15}} + 0.1mm) \quad (2.42)$$

Y la ecuación 2.43 se aplica para condiciones de suelo con pendientes pronunciadas

$$\log D_H = -16.213 + 1.532M - 1.406\log R^* - 0.012R + 0.338\log S + 0.540\log T_{15} + 3.413\log(100 - F_{15}) - 0.795\log(D_{50_{15}} + 0.1mm) \quad (2.43)$$

Donde D_H = el desplazamiento lateral estimado del suelo en metros, M = magnitud de momento del terremoto, T_{15} = espesor acumulado de las capas granulares saturadas con (N1)60 inferior a 15 en metros, F_{15} = el contenido medio de finos incluidos en T15 [%], $D_{50_{15}}$ = el tamaño medio de los granos para los materiales granulares incluidos en T15 en milímetros, S = pendiente del suelo, en porcentaje, W = la razón de la cara libre definida como la altura (H) de la cara libre dividida por la distancia (L) desde la base de la cara libre hasta el punto medido, en porcentaje.

La aplicación del modelo se presenta en la Figura 2.15, donde además se presentan los límites de los parámetros de entrada. Las ecuaciones de este modelos son válidas solo para suelos que no pueden drenar. Es decir, materiales con la suficiente cantidad de finos. Ya que cuando el drenaje ocurre rápido, las ecuaciones sobreestiman el desplazamiento.

La Figura 2.16 muestra los desplazamientos estimados. Donde en su mayoría los valores se encuentran en los rangos de la mitad y el doble del valor medido.

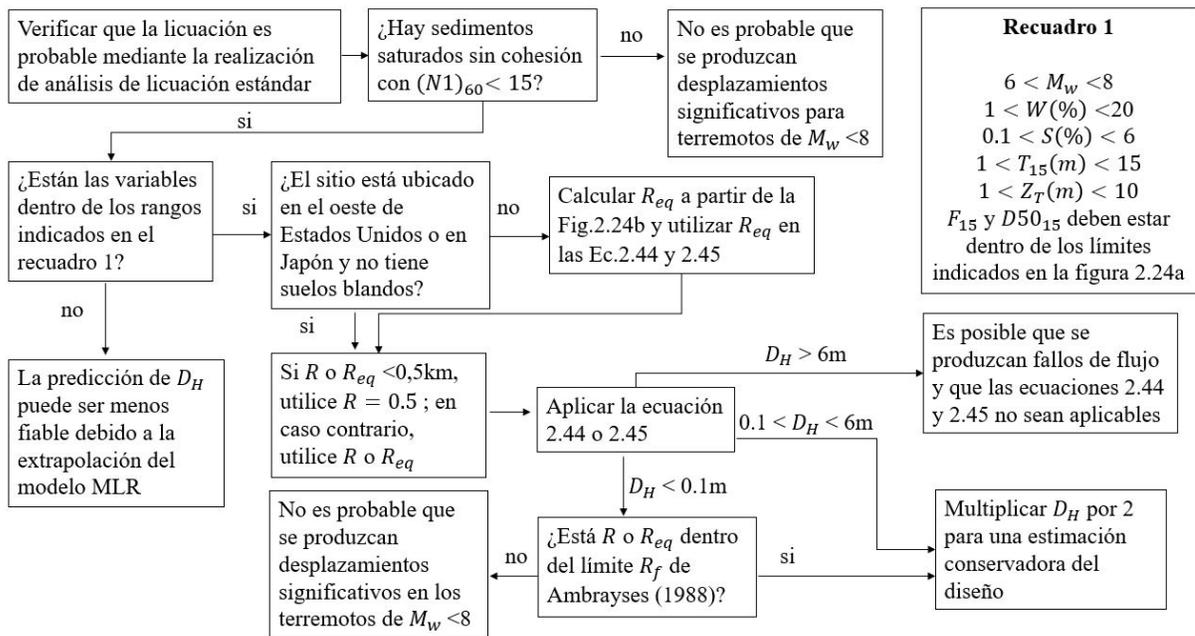


Figura 2.15: Aplicación del modelo (Youd et al., 2002)

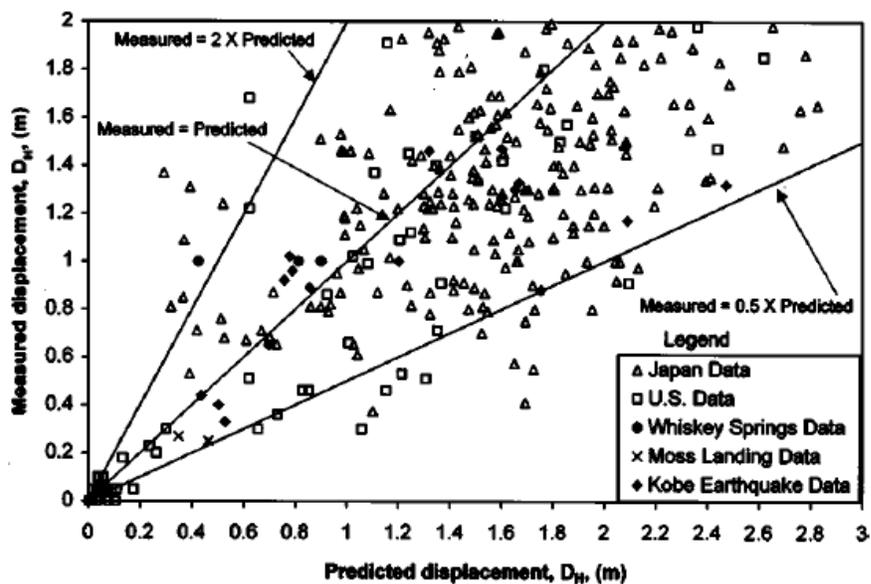


Figura 2.16: Medición versus predicción de desplazamiento usando las ecuaciones para desplazamientos mayores a 2m (Youd et al., 2002).

2.2.2.2. Asentamientos post-licuación

La metodología de Ishihara y Yoshimine (1992) es altamente utilizada para el cálculo de asentamientos post-licuación. Para esta metodología se contaba con gran cantidad de información del comportamiento de las arenas saturadas, las cuales se obtuvieron de la realización de ensayos de corte simple con cargas irregulares. A partir de esto, se obtuvieron dos familias

de curvas. La primera relaciona la deformación volumétrica posterior a la licuación con la magnitud de la deformación máxima de corte que las muestras han experimentado durante la fase cíclica no drenada de la aplicación de cargas. La segunda relaciona el factor de seguridad ante licuación con la deformación máxima de corte. Considerando esta información, se elimina el parámetro del esfuerzo de corte máximo entre las dos familias de curvas y se establece un conjunto de relaciones de forma gráfica que relacionan la deformación volumétrica posterior a la licuación con el factor de seguridad ante licuación.

Los asentamientos del suelo producto de la licuación de los depósitos de arena durante un sismo pueden ser estimados si se conoce el factor de seguridad y la densidad relativa o el número de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) en cada estrato del suelo.

Para determinar la deformación volumétrica post-licuación se utiliza la Figura 2.17. La cual entrega la deformación volumétrica ε_v , para cada estrato de arena dado un valor de N_1 o q_{cl} . Luego obtenidas las deformaciones volumétricas para cada estrato de suelo, estas se multiplican por el espesor de la capa y se suman. Finalmente se obtiene el asentamiento total en superficie del suelo producto de la disipación de las presiones de poros inducida por un terremoto.

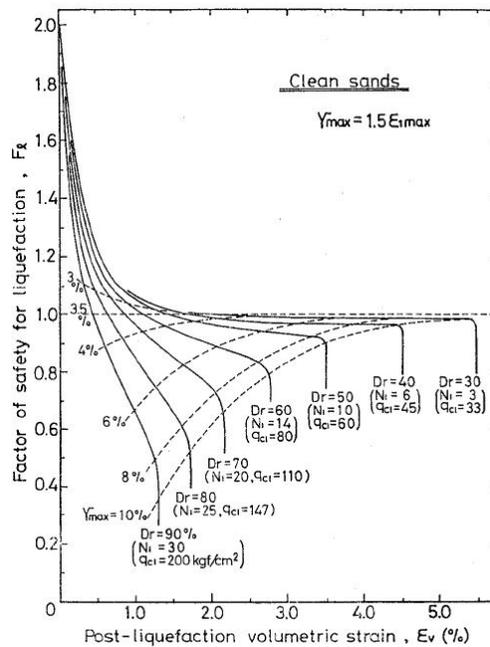


Figura 2.17: Tabla para determinar la deformación volumétrica en función del Factor de Seguridad (Ishihara and Yoshimine, 1992).

La Tabla 2.3 presenta los daños que se esperan en la superficie del suelo dado un nivel de asentamiento.

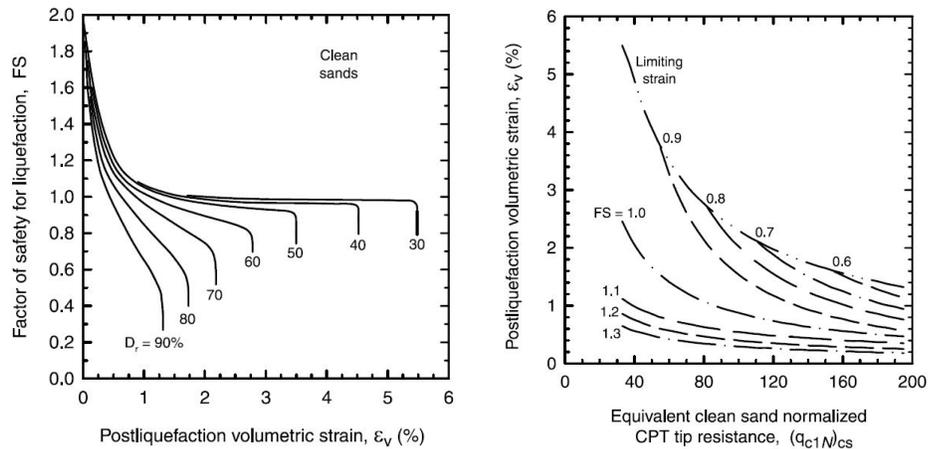
Tabla 2.3: Relación entre asentamiento aproximado y el daño producido (Ishihara and Yoshimine, 1992)

Alcance del daño	Asentamiento [cm]	Fenómeno en la superficie del suelo
Daños leves o nulos	0 ~ 10	Fisuras pequeñas
Daño medio	10 ~ 30	Pequeñas grietas, expulsión de arena
Daños considerables	30 ~ 70	Grandes grietas, salida de arenas, grandes desplazamientos, movimiento lateral

Otra metodología altamente utilizada corresponde a la de Zhang et al. (2002) la cual estima los asentamientos inducidos por licuación a partir de mediciones de CPT en el terreno. Se sugiere que el método propuesto pueda ser utilizado para proyectos de riesgo bajo y medio y también proporcionar estimaciones preliminares para proyectos de mayor riesgo.

Para estimar los asentamientos de suelo inducidos por licuación, se necesita tener la resistencia obtenida del ensayo de penetración de cono CPT, la magnitud del momento del terremoto, la aceleración superficial máxima durante el terremoto, nivel freático y el peso unitario de los suelos.

La metodología propuesta considera que para arenas limpias, se utilizan las curvas de la Figura 2.18 para estimar la deformación volumétrica post-licuación. Para suelos arenosos y limosos, a partir de los resultados obtenidos del CPT se estima la densidad relativa (D_r) y el FS para evaluar la deformación volumétrica post-licuación basada en las curvas de la Figura 2.19.



(a) Curvas de estimación de la deformación volumétrica post-licuación de arenas limpias (modificado de Ishihara y Yoshimine 1992)

(b) Relación entre la deformación volumétrica post-licuación y la resistencia normalizada de CPT de la arena limpia equivalente para diferentes factores de seguridad (FS).

Figura 2.18: (Zhang et al., 2002)

La Figura 2.19 señala los cálculos que se deben realizar para estimar el asentamiento del suelo de acuerdo al método propuesto. En primer lugar se tiene la resistencia de cono normalizada $(q_{c1N})_{cs}$, luego se determina el factor de seguridad, y utilizando la Figura 2.18b)

se calcula la deformación volumétrica para cada punto, finalmente se estima el asentamiento del suelo.

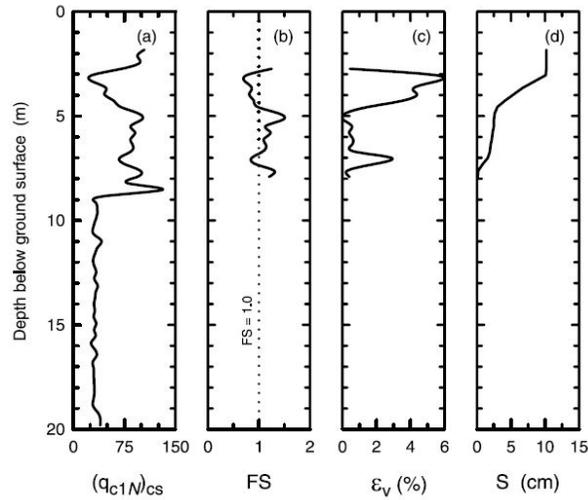


Figura 2.19: Ejemplos de gráficos que señalan los principales procedimientos para la estimación de los asentamientos del suelo inducidos por licuación utilizando el método basado en el CPT propuesto (Zhang et al., 2002).

2.2.2.3. Métodos probabilísticos

Diversos investigadores han propuesto distintas correlaciones determinísticas o probabilísticas para determinar el inicio de la licuación. Si bien han existido mejoras en la base de datos o la utilización de métodos Bayesianos, estas relaciones continuaban teniendo dos grandes deficiencias. La primera es que existe una incoherencia en los efectos de la tensión de sobrecarga efectiva (K_σ), ya que se introduce un sesgo en la evaluación de casos históricos poco profundos y estos casos son una gran parte de la base de datos. Y la segunda deficiencia es que se continuaba usando la misma evaluación basada en r_d del método propuesto por Seed et al. (1984) y como resultado, todas sufren un sesgo moderado en las estimaciones de la CSR in situ, especialmente en el caso de sitios de poca profundidad (Cetin et al., 2004).

El método propuesto por Cetin et al. (2004) presenta nuevas correlaciones para evaluar la probabilidad de inicio de la licuación del suelo. Estas nuevas ecuaciones eliminan las fuentes de sesgo proporcionando una reducción de la incertidumbre global y la varianza. Para esto se amplía la base de datos y se hace un análisis exhaustivo para que la data cumpla con los requisitos propuestos. Se realiza una mejora al método basado en r_d , donde se generan curvas distintas dada la magnitud del sismo (M_w), la aceleración máxima (a_{max}) y la velocidad de onda de corte a los doce metros ($V_{s,12m}$). La Figura 2.20 muestra 6 de los 12 resultados generados.

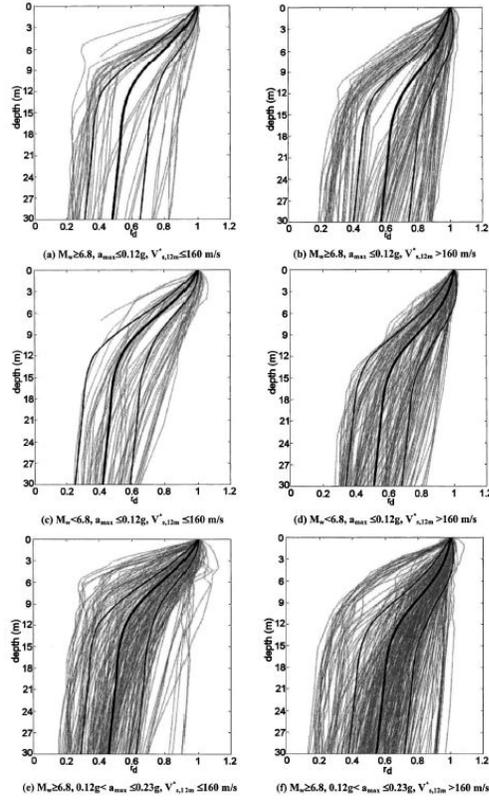


Figura 2.20: Resultados de r_d de 12 intervalos (basados en subrangos de a_{max} , V_s y M_w) se superponen con las predicciones basadas en los valores medios con predicciones de ± 1 de la desviación estándar (Cetin et al., 2004).

Este nuevo modelo, ajusta parámetros como el contenido de finos (FC), factor de escala por magnitud del sismo (DWF_M) y la tensión de sobrecarga efectiva (K_{sigma}) y utilizando un método de optimización Bayesiana, se genera un modelo el cual se expresa en una sola ecuación, que se presenta a continuación:

$$P_L(N_{1,60}, CSR_{eq}, M_w, \sigma'_v, FC) = \Phi \left(- \frac{\left(N_{1,60} \cdot (1 + 0.004 \cdot FC) - 13.32 \cdot \ln(CSR_{eq}) \right)}{2.70} \right. \\ \left. \frac{-29.53 \cdot \ln(M_w) - 3.70 \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) + 0.05 \cdot FC + 16.85}{2.70} \right) \quad (2.44)$$

Donde P_L es la probabilidad de licuar en decimales, CSR_{eq} no está corregido por magnitud o duración, la corrección está dentro de la misma ecuación, FC es el contenido porcentual de finos (peso seco) expresado como un número entero (por ejemplo, un 12% de finos se expresa como $FC=12$) con los límites de $5 \leq FC \leq 35$, P_a presión atmosférica, debe estar en las mismas unidades que el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) y Φ es la distribución normal estándar acumulativa.

Con los valores ajustados y normalizados de $N_{1,60,cs}$ y CSR_{*eq} se puede evaluar la probabilidad de inicio de la licuación. Donde la Figura 2.21a) corresponde a la correlación proba-

bilística y la Figura 2.21b) a la determinística.

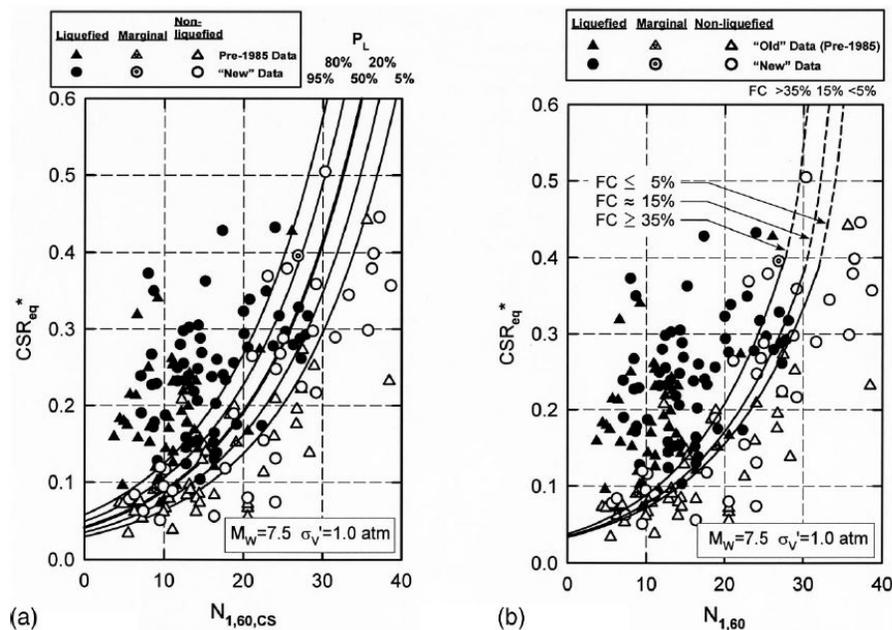


Figura 2.21: (a) Correlación probabilística de inicio de la licuación basada en el ensayo de penetración estándar recomendada para $M_w=7,5$ y $\sigma'_v=1,0$ atm y (b) Correlación determinista de inicio de la licuación basada en el ensayo de penetración estándar recomendada para $M_w=7,5$ y $\sigma'_v=1,0$ atm, con ajustes para el contenido de finos (Cetin et al., 2004).

2.2.3. Interpolación utilizando kriging

Las secciones anteriores presentan los índices y deformaciones permanentes del suelo que se utilizan en este trabajo. Cada uno de estos métodos entrega el resultado de un solo sondaje, es decir, para una ubicación geográfica específica. Si bien estos resultados son útiles para análisis locales, como para el desarrollo de estructuras, este trabajo busca realizar un análisis de licuación de una ciudad, por lo que es necesario contar con un mapa continuo.

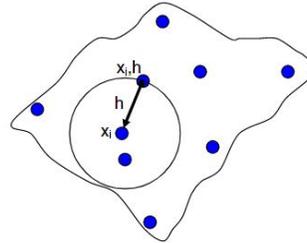
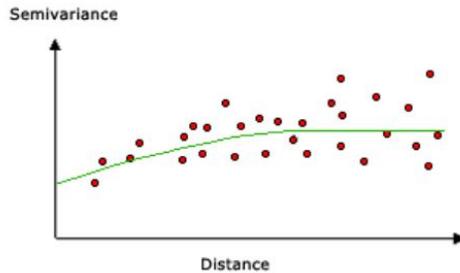
Es por esto que a partir de mediciones aisladas, se utiliza el método de interpolación geostatístico kriging para crear un mapa de la superficie estimada. Este método tiene como objetivo la minimización de la varianza, la cual se representa a través del semivariograma y semivariograma empírico.

El semivariograma es una función utilizada en estadística espacial, que describe el grado de dependencia espacial de una variable en un área determinada. Se define como muestra la siguiente ecuación:

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \cdot \sum_{i=1}^{N(h)} (z(x_i) - z(x_i + h))^2 \quad (2.45)$$

Donde $\gamma(h)$ es la semivarianza para una distancia h , $N(h)$ son los pares de puntos que se encuentran a una distancia h entre sí y $z(x_i)$ es el valor de un punto medido.

Dada la baja probabilidad de encontrar pares de puntos que estén exactamente a una misma distancia, es que los pares se agrupan en intervalos de distancia. Estos intervalos están definidos por la distancia d mas una tolerancia. A partir de esto, se obtiene el semivariograma empírico, el cual es un gráfico donde la distancia va en el eje x y los valores de los semivariogramas promediados van en el eje y. Luego, se debe ajustar el semivariograma empírico a un modelo, el cual puede ser un modelo circular, esférico, exponencial, gaussiano o lineal.



(a) Ejemplo modelo de semivariograma.
Fuente: ESRI, 2018.

(b) Distribución espacial de puntos, (Pokhrel et al., 2013)

Finalmente el kriging entrega los resultados en un ráster. La Figura 2.22 muestra un ráster, el cual es una matriz de pixeles donde cada celda contiene un valor que representa información, lo que para este trabajo corresponde a índices y/o deformaciones, pudiendo con estos datos representar superficies continuas.

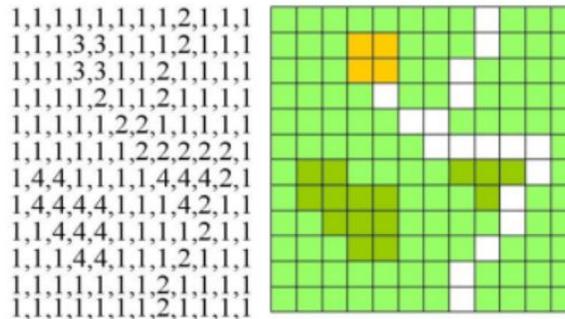


Figura 2.22: Datos ráster. Fuente: www.mappinggis.com

Capítulo 3

Metodología

El presente capítulo detalla como se realiza la recopilación de datos, las ecuaciones y supuestos que se utilizan para el cálculo de los índices, desplazamientos y asentamientos. Luego se explica como se generan los escenarios sísmicos y el procedimiento para la estimación probabilística del mapeo por licuación.

3.1. Consideraciones generales

Para el trabajo se utiliza la base de datos generada por Cáceres (2020), quien recopiló información de las empresas SUBT y Geodam, además de tesis o memorias de grado. La topografía, curvas de nivel y mapas de pendientes se obtuvieron de Digital Elevation Model, DEM de resolución 12,5 m disponibles en el sitio web de infraestructura de datos geospaciales (IDE Chile), a cargo del Ministerio de Bienes Nacionales. Por último, las imágenes satelitales usadas en este trabajo corresponden al archivo Google Satellite, lo cual es de uso libre.

De la base de datos 71 puntos se encuentran en la ciudad de Viña del Mar. De los cuales 35 tienen una profundidad mayor o igual a 20 m y 34 m una profundidad menor a 20 m, como se muestra en la Figura 3.1.

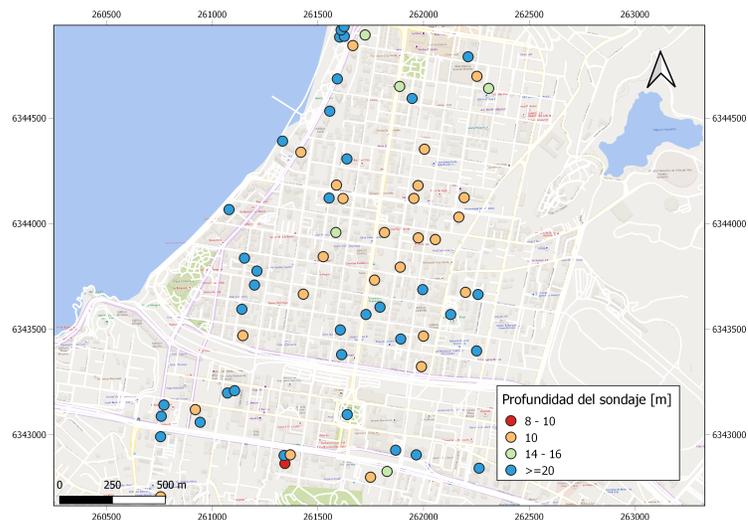


Figura 3.1: Profundidad de los sondajes.

De la base de datos utilizada, no todos los puntos presentaban el porcentaje de finos, por lo que se decide utilizar el método de interpolación kriging para completar la información de los puntos faltantes. El procedimiento se presenta en la Figura 3.2.

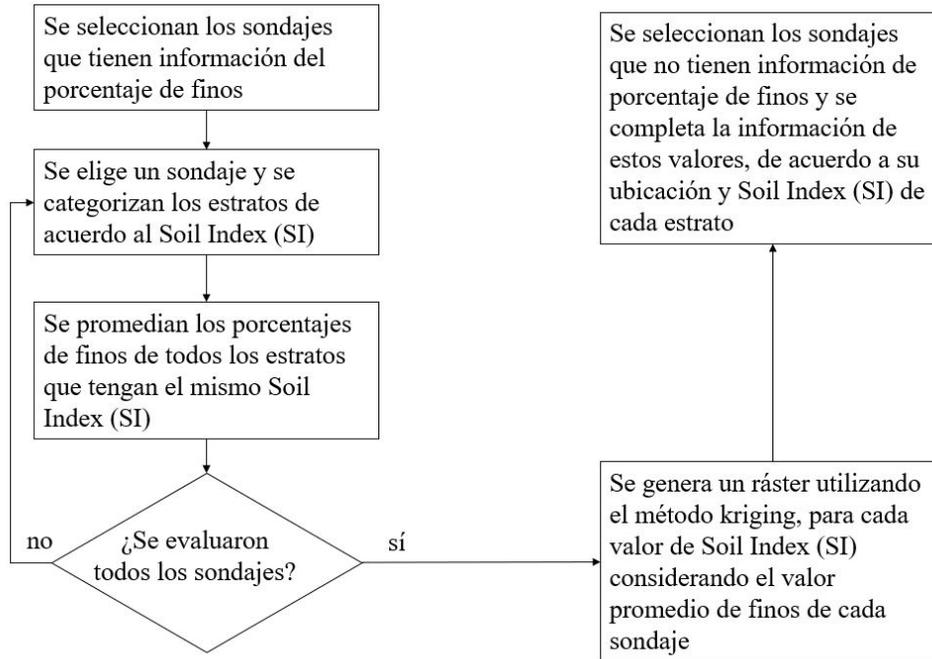


Figura 3.2: Diagrama de flujo, procedimiento kriging

3.1.1. Cálculo de índices, desplazamientos y asentamientos

Las ecuaciones utilizadas para el cálculo de índices de potencial de licuación, desplazamientos y asentamientos se presentan en el Marco Teórico. En la siguiente sección se presentan los supuestos y consideraciones especiales que se tomaron para el cálculo de los parámetros antes mencionados.

- El índice *Liquefaction Severity Number* (LSN), está definido en función de la deformación volumétrica ponderado por el espesor del estrato del suelo. Donde la deformación volumétrica es la propuesta por (Zhang et al., 2002) el cual propone un gráfico que tiene como parámetros de entrada el factor de seguridad y la resistencia q_c obtenida del ensayo de penetración de cono (CPT).

Como la base de datos con que contamos presenta resultados de SPT se decide usar una correlación para suelos granulares de SPT-CPT, propuesta por Chin et al. (1988). La cual es válida para valores de D_{50} entre 0.001mm a 1mm.

$$q_c/N_{55} = 4.70 - 0.05 \cdot FC \quad (3.1)$$

Donde FC es el contenido de finos (%) y N_{55} debe estar corregido. Como parámetro de entrada se tiene el contenido de finos y el N_{55} y se obtiene el valor q_c asociado a cada

capa de suelo.

- Para el cálculo de desplazamientos laterales, se utiliza la metodología propuesta por Youd et al., (2002). La cual presenta dos modelos, uno para la condición de *free-face* o cara-libre del suelo y otro para suelos con pendientes pronunciadas.

Ambos modelos utilizan como parámetros de entrada la magnitud de momento del sismo (M), la menor distancia horizontal del sitio a la fuente sísmica (R), parámetros geotécnicos del suelo y para un modelo se utiliza el *Free-Face ratio* y para el segundo la pendiente del suelo.

1. Condición de *free-face*: Se utiliza la ecuación 2.42. El parámetro de entrada *Free-Face ratio*(%), se obtiene utilizando el software libre QGIS, donde se calcula la razón entre la diferencia de altura del punto a la cara libre y la distancia horizontal entre el punto y la cara libre.
 2. Condición de pendiente pronunciada: Se utiliza la ecuación 2.43. El parámetro correspondiente a la pendiente del suelo se obtiene utilizando la función *Pendiente* del software QGIS.
- Para obtener las deformaciones volumétricas post-licuación de Ishihara y Yoshimine (1992) y de Zhang et al. (2002) se utilizan las parametrizaciones generadas por Cáceres (2020). Correspondientes a las Figuras 3.3 y 3.4.

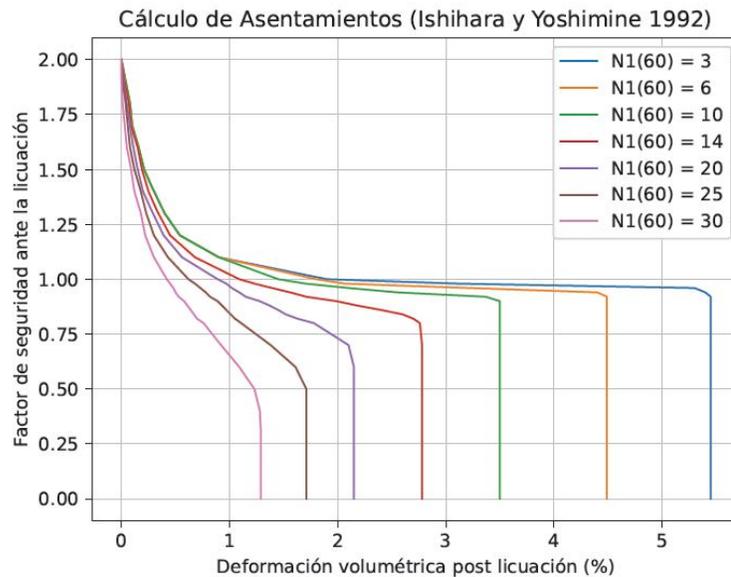


Figura 3.3: Parametrización curvas de deformación volumétrica postlicuación de Ishihara y Yoshimine (1992)(Cáceres, 2020)

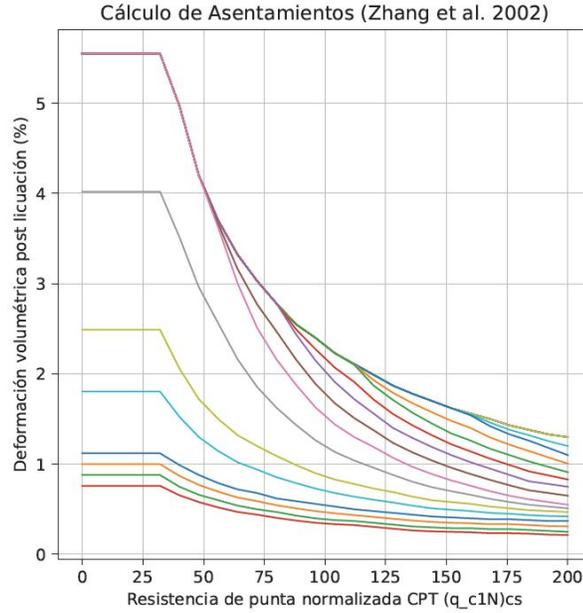


Figura 3.4: Parametrización curvas de deformación volumétrica postlicuación de Zhang et al. (2002)(Cáceres, 2020)

3.2. Escenarios sísmicos

La siguiente sección detalla como muestrea la magnitud de momento y el radio de ruptura. También se presentan las *Ground Motion Prediction Equation* (GMPE) utilizadas en el trabajo.

• Magnitud de Momento

Para generar el muestreo de la magnitud de momento se utiliza la Ley de Gutenberg-Richter. La cual entrega el número de eventos sísmicos esperados en un año dada una magnitud de momento M_w y constantes a, b relativas a la ubicación geográfica.

$$\lambda_M(m) = 10^{a-bm} \quad (3.2)$$

Esta relación puede reescribirse en términos del número esperado de eventos con una magnitud superior a una magnitud mínima, que en este caso se utiliza 7.

$$\lambda_M(m) = \lambda e^{-\beta(m-M_{min})} \quad (3.3)$$

Dada la ubicación de Viña del Mar (33.0153°S , 71.5500°W), se considera que está dentro de la zona 2 de acuerdo a las zonas definidas por Poulos et al. (2019), las cuales se presentan en la Figura 3.5. Las constantes para esa zona, corresponden a $a= 5.36$ y $b= 0.88$ y se considera un terremoto interplaca.

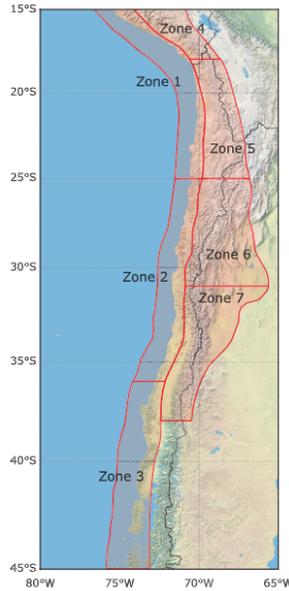


Figura 3.5: Geometría de las zonas de acuerdo al modelo de recurrencia de terremotos)(Poulos et al., 2019)

De acuerdo a Poulos (2019) el terremoto mas grande que se espera en la zona 2, es de M_w 9.3. Pero como el máximo sismo interplaca registrado es de M_w 8.8, se genera una distribución de magnitudes desde M_w 7 a M_w 9.

- **Radio de ruptura**

Para el radio de ruptura se considera una distribución beta, donde la distancia mínima es 50 km y la máxima es 150 km.

- ***Ground Motion Prediction Equation (GMPE)***

Una *Ground Motion Prediction Equation* (GMPE) es una ecuación que determina la intensidad del movimiento sísmico del suelo, calculando el PGA a partir de variables como: radio de ruptura R , magnitud de momento M_w , distancia focal, tipo de sismo (interplaca o intraplaca), velocidad de onda de corte de los primeros treinta metros del suelo V_{s30} , y período fundamental del suelo T_s . Existen distintos tipos GMPE y para este trabajo se consideran las de Idini et al. (2017), Abrahamson et al. (2016) y Montalva et al. (2017).

Se utiliza la GMPE de Idini et al. (2017), ya que predice el movimiento del suelo terremotos interplaca de magnitud hasta M_w 9 sin necesidad de extrapolar los datos. En el caso de éstos sismos se consideran distancias de ruptura de 30 a 400 km. Además cuentan con una base de datos la cual contiene 114 registros de terremotos intraplaca (M_w 5.5–7.8) y 369 registros de terremotos interplaca (M_w 5.5–8.8) (Idini et al., 2017).

También, se utiliza la GMPE de Abrahamson et al.(2016) la cual posee una base de datos de 292 sismos en zona de subducción con 9.946 registros. De los cuales 163 sismos son interplaca, los que aportan un total de 3.557 registros.

Por último, se considera el modelo de Montalva et al. (2017), donde proponen una ecuación utilizando 3.774 registros de eventos producidos en zona de acoplamiento chileno. Su base de datos contiene registros de 473 terremotos incluyendo los últimos grandes terremotos chilenos (2010 M_w 8.8 Maule, 2014 M_w 8.1 Iquique y 2015 M_w 8.3 Illapel).

Para todas las GMPE se considera un terremoto interplaca. La profundidad focal se calcula considerando los sismos importantes y/o destructivos desde 1570 a la fecha con Magnitud M_s o M_w mayor o igual a 7.0, obtenidos del Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile. Se consideran los que ocurrieron cerca de la Región de Valparaíso y se calcula el promedio de las profundidades, obteniendo 60 km.

En cuanto a la velocidad de onda de corte, se utiliza el promedio de velocidad para suelos tipo D, de acuerdo a la NCh433: *Diseño sísmico de edificios*, la cual corresponde a $V_{s30} = 265m/s$.

3.3. Estimación probabilística del mapeo por licuación

El análisis probabilístico se realiza con el fin de disminuir la incertidumbre asociada a los resultados. En primer lugar, se define los escenarios sísmicos, donde se genera una magnitud de momento utilizando la Ley de Gutenberg-Richter (ecuación 3.2) y se genera el radio de ruptura utilizando una distribución beta. De estas curvas, se considera un valor de momento y un radio, los cuales son el parámetro de entrada para una ecuación de predicción de movimiento, a partir de la cual se obtiene el PGA.

Por otro lado, se define una zona de estudio y se selecciona un elemento de la base de datos, del cual se consideran los elementos geotécnicos. Se calcula el índice LPI, LSN, desplazamiento y asentamientos. Y este procedimiento se realiza para todos los elementos de la zona de estudios, repitiendo el procedimiento completo 20.000 veces. Finalmente se genera la curva de amenaza de licuación, donde se extraen los valores de acuerdo a los períodos de retorno.

Este procedimiento se realiza para 3 ecuaciones de predicción de movimiento (GMPE) distintas, las ecuaciones propuestas por Montalva et al.(2017), Abrahamson et al.(2016) e Idini et al.(2017).

La Figura 3.6 presenta el diagrama de flujo para el análisis probabilístico.

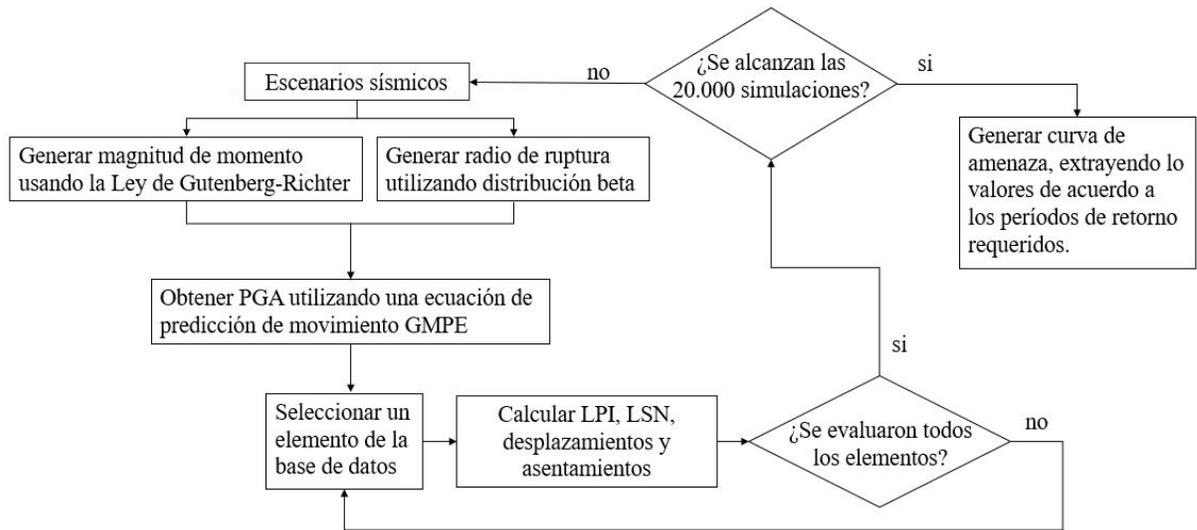


Figura 3.6: Diagrama de flujo para análisis probabilístico

El procedimiento para crear las curvas de amenaza se presenta en la Figura 3.7. La cual muestra como se construye la curva para un sondaje en específico y en este caso del índice LPI. En este trabajo, este procedimiento se realiza para todos los sondajes y para cada uno de los índices y desplazamientos anteriormente mencionados. Las curvas generadas se presentan en la sección de Anexos.

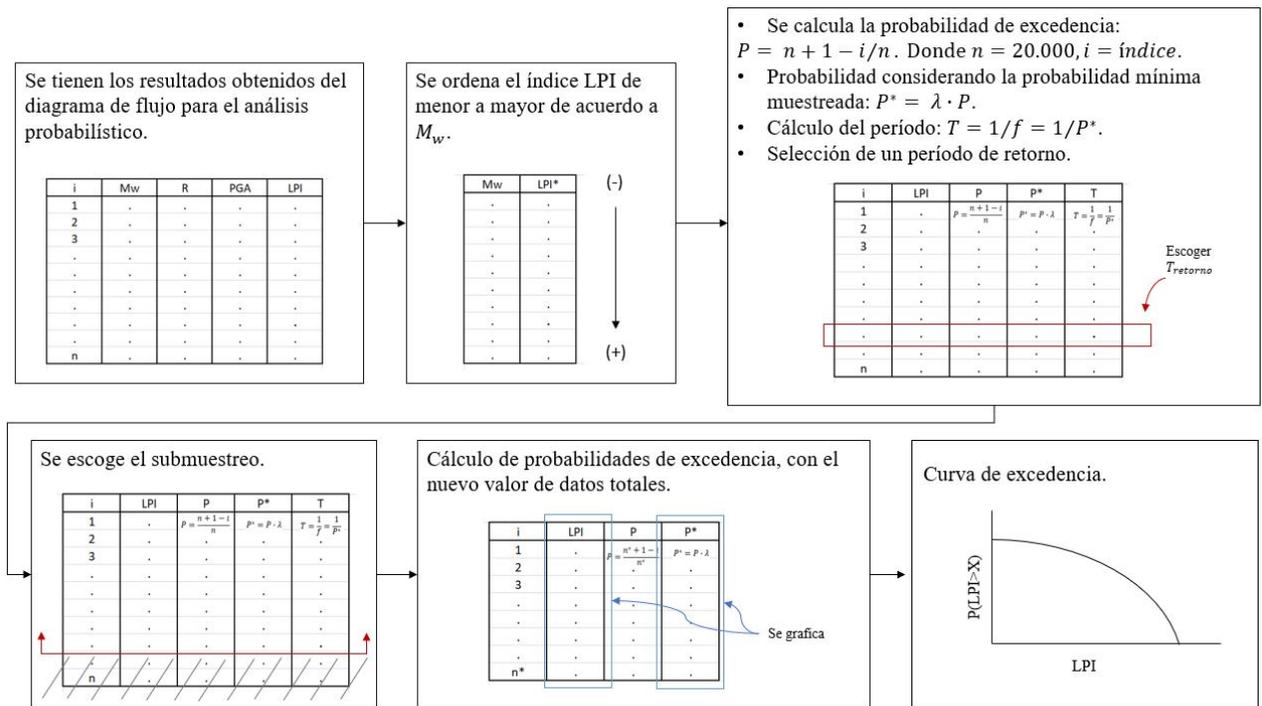


Figura 3.7: Generación curva de excedencia

Para disminuir la incertidumbre del suelo, éste se clasifica de acuerdo al mapa de períodos de Aranda (2015). El cual crea tres categorías de suelo de acuerdo a rango de períodos y profundidad al basamento rocoso. Distinguiendo entre suelo tipo C2, C3 y D1, como muestra

la Figura 3.8. Donde el suelo tipo C2, corresponde a suelos donde el periodo esperado es menor a 0.5 s y la profundidad al basamento rocoso es de 12 a 30 m, el suelo tipo C3 son suelos con períodos entre 0.5 y 0.8 s, y profundidad al basamento rocoso de 30 a 60 m y por último, la categoría D1 corresponde a suelos con periodos de 0.8 a 1.4 s y profundidad al basamento rocoso de 50 a 125 m.

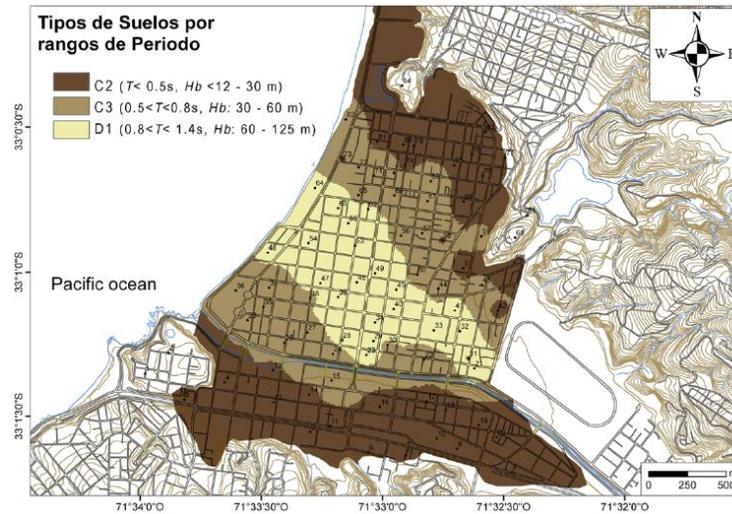


Figura 3.8: Clasificación de suelos por rango de período (Aranda, 2015).

Finalmente, de las curvas generadas, se selecciona el caso asociado al 90 % mas desfavorable y con estos valores se generan los mapas. Estos mapas se realizan en QGIS, el cual es un Sistema de Información Geográfica de software libre y de código abierto.

3.4. Métodos geofísicos

Se utilizan las mediciones de Nakamura del trabajo de Podestá (2017). Donde se seleccionan las mediciones que tienen el peak en una frecuencia predominante mayor a 0.8s y que el período predominante se encuentre dentro del rango de períodos esperados de acuerdo al trabajo de Aranda (2015). En caso de que las mediciones tengan dos peaks y el primero tenga frecuencia predominante menor a 0.8s, se utiliza el segundo peak. Ya que este primer peak se puede deber a ruido durante la medición.

Para el cálculo de la deformación angular, se considera la velocidad en la roca basal $v_b = 1900m/s$.

Capítulo 4

Resultados y análisis

En primer lugar se presentan los resultados obtenidos de las mediciones de Nakamura. Lo cual incluye los períodos del suelo, índice de vulnerabilidad de Nakamura y deformación angular del suelo. Luego se presentan los mapas de los índices de potencial de licuación estudiados y las deformaciones permanentes inducidas por licuación. En esta sección se presentan los mapas del análisis determinístico, el cual se realiza considerando los datos del terremoto de 1985, el cual tuvo una magnitud M_w 7.9 y un PGA de 0.38g. Y se presentan los mapas obtenidos del análisis probabilístico, utilizando la GMPE de Idini et al. (2017) para los períodos de retorno de 75 y 2500 años. Los mapas para los períodos de retorno de 475 y 1075 años, se presentan en la sección de Anexos.

4.1. Métodos geofísicos

La siguiente sección presenta los períodos del suelo y los índices de vulnerabilidad de licuación obtenidos a partir de las mediciones de Nakamura del trabajo de Podestá (2017). También se presentan las deformaciones angulares obtenidas del análisis probabilístico, para los períodos de retorno de 75 y 2500 años.

La Figura 4.1, presenta el período del suelo, obtenido de las mediciones de Nakamura. El mapa generado coincide con estudios de mediciones espectrales previos realizados por Aranda (2015).

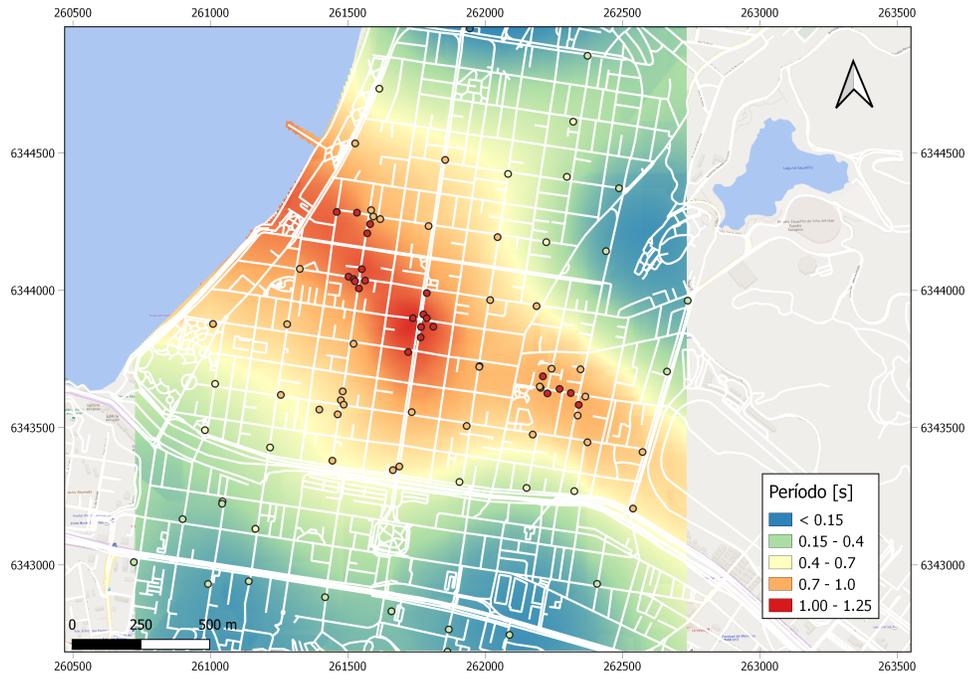


Figura 4.1: Período del suelo, obtenido de mediciones de Nakamura (Datos de Podestá, 2017).

La Figura 4.2 presenta el índice de vulnerabilidad. Se observa que el índice de vulnerabilidad en la zona sur del mapa presenta valores menores a 10. Y en la zona central es donde se concentran valores mayores a 10.

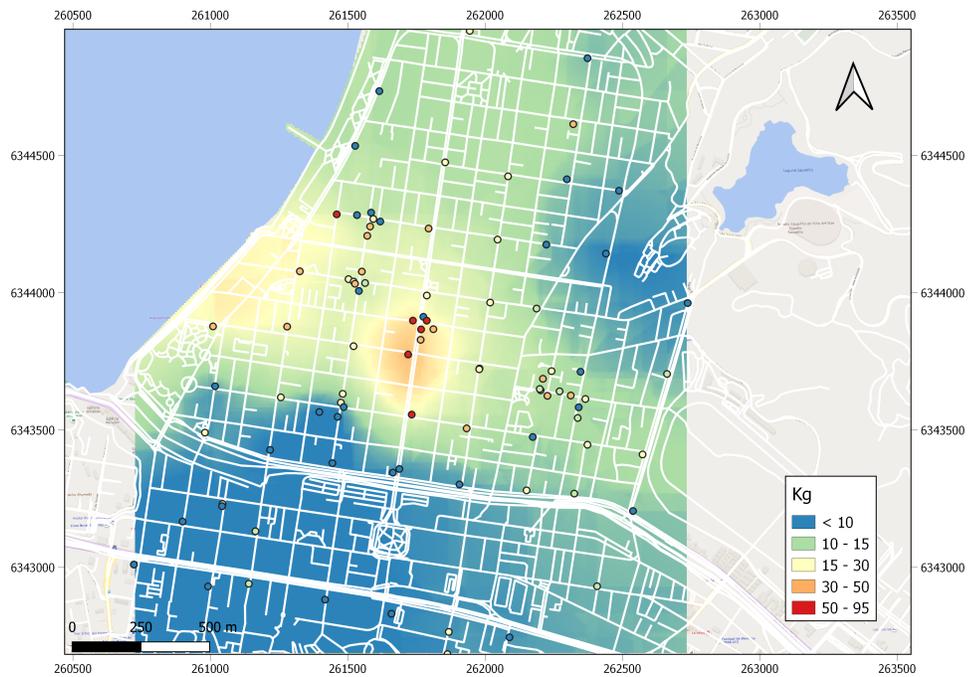


Figura 4.2: Índice de vulnerabilidad propuesto por Nakamura.

A continuación las Figuras 4.3 y 4.4 presentan los mapas obtenidos del análisis probabi-

lístico, para los períodos de retorno de 75 y 2500 años.

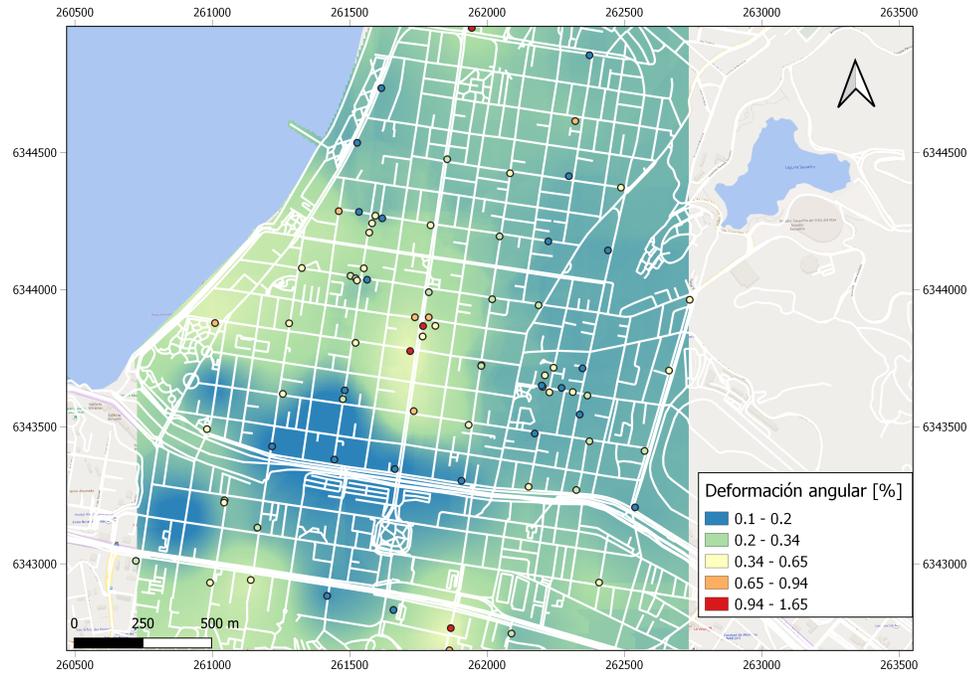


Figura 4.3: Deformación angular para un período de retorno de 75 años.

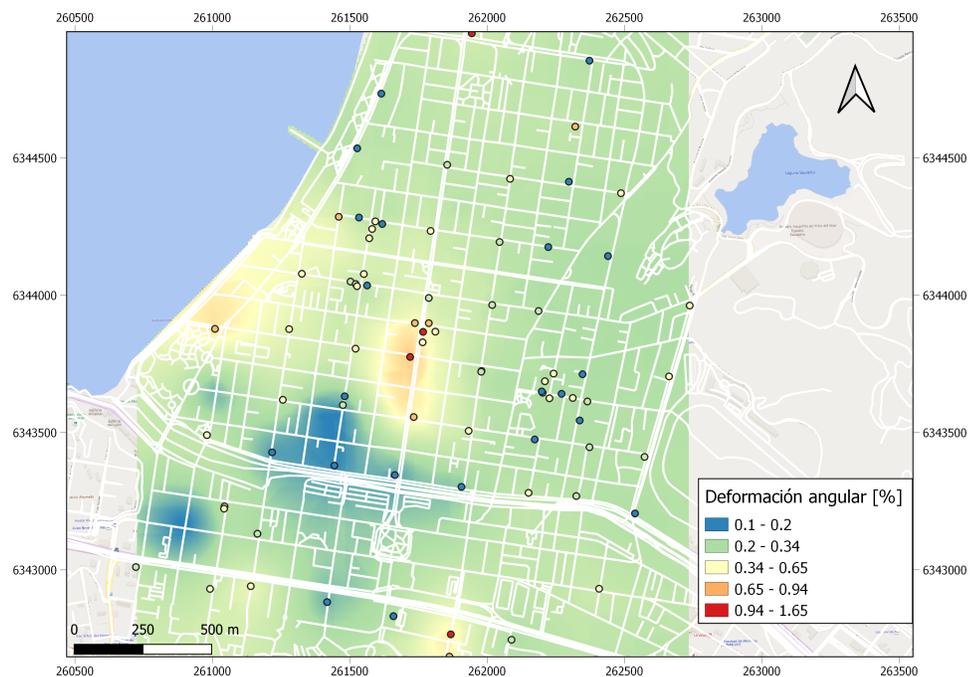


Figura 4.4: Deformación angular para un período de retorno de 2500 años.

De las Figuras 4.3 y 4.4 se observa como la deformación angular aumenta de manera homogénea al aumentar el período de retorno. Siendo los valores de la zona cercana al estero donde se estima una menor deformación angular para todos los casos estudiados, indicando

deformaciones de 0.1 % a 0.2 %. Esta zona se muestra de color azul en los mapas. Por otro lado, la zona donde se esperan mayores deformaciones angulares corresponde a la zona central del área estudiada y alcanza deformaciones que están en el rango de 0.34 % a 0.65 %.

4.2. Índices de potencial de licuación

La siguiente sección presenta los resultados obtenidos de los índices estudiados, los cuales son el *Liquefaction Severity Index* (LSI), *Liquefaction Potential Index* (LPI), y *Liquefaction Severity Number* (LSN).

4.2.1. *Liquefaction Severity Index*, LSI

El Índice de severidad ante licuación, depende directamente de la magnitud del sismo y de la distancia al radio de ruptura. La Figura 4.5 presenta como varía este índice en función del radio para cuatro magnitudes de sismo. Donde se considera la magnitud, M_w 7.9 del terremoto de 1985 y la magnitud, M_w 8.8 del terremoto del Maule de 2010. También se consideran las magnitudes de M_w 6.5 y M_w 8.5 para poder observar como varía el índice.

Dado que para este análisis se trabaja con el área urbana de la ciudad de Viña del Mar, la cual tiene una distancia entre los puntos mas lejanos de 3.5 km, es que la variación del índice es irrelevante. Por lo que no se generan mapas de este parámetro.

Este índice es una herramienta útil para una primera aproximación en la determinación del comportamiento de la zona. Pero dado que no considera el tipo de suelo, el cual varía a lo largo de la zona analizada, es que este parametro es insuficiente para caracterizar de manera puntual la severidad ante licuación del suelo.

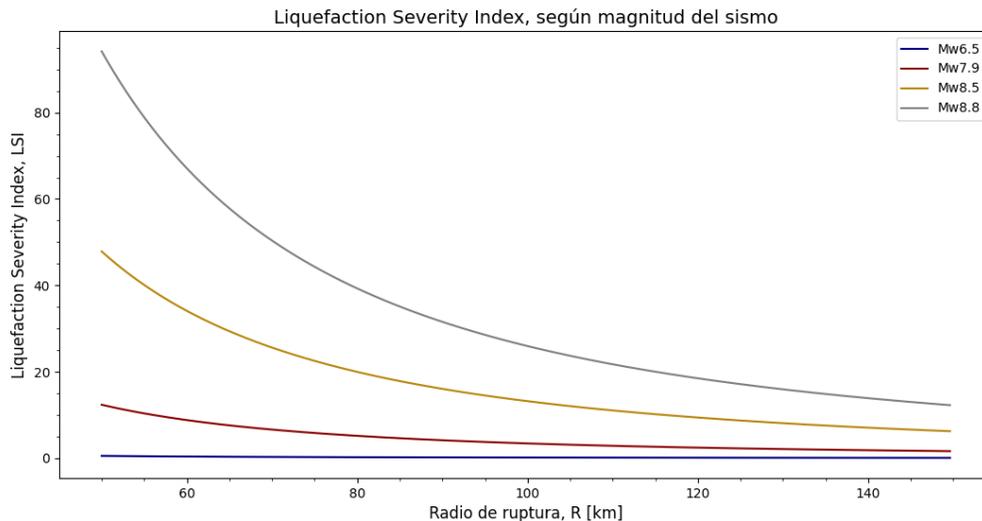


Figura 4.5: LSI según magnitud y distancia a la falla.

4.2.2. *Liquefaction Potential Index, LPI*

Se presentan los mapas del índice de potencial de licuación, considerando un análisis determinístico y probabilístico. La Figura 4.6 presenta los resultados del análisis determinístico.

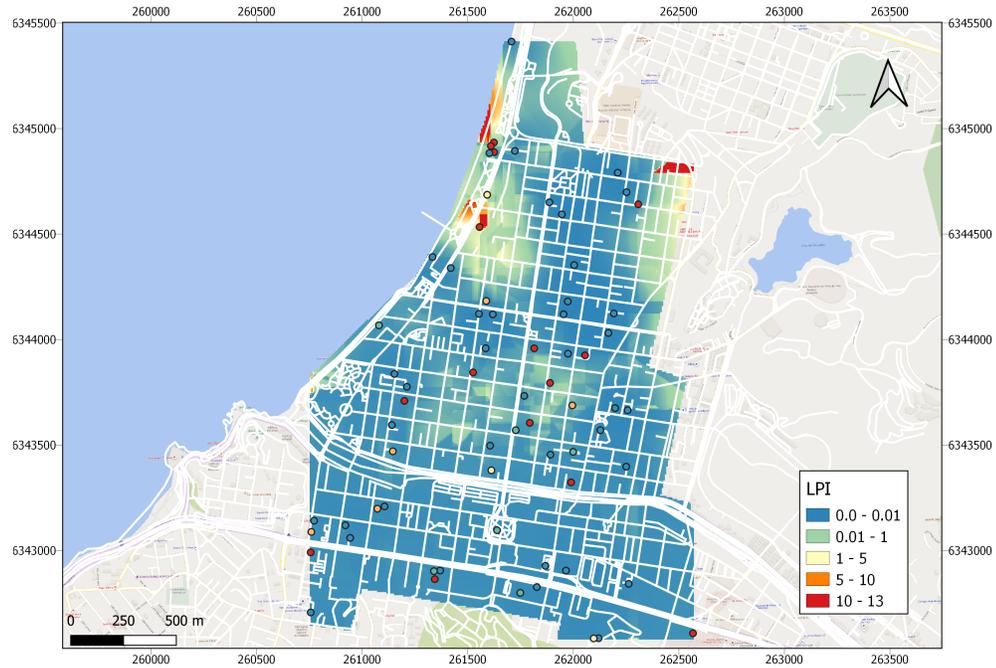


Figura 4.6: LPI, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA de 0.38g.

Las Figuras 4.7 y 4.8 presentan los mapas obtenidos del análisis probabilístico.

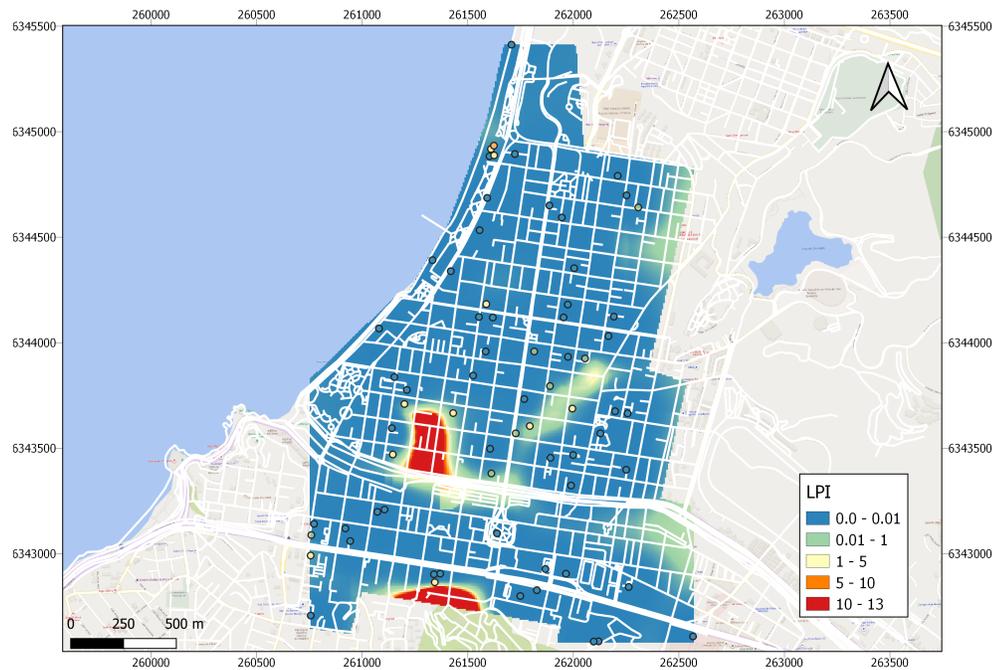


Figura 4.7: LPI, para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.

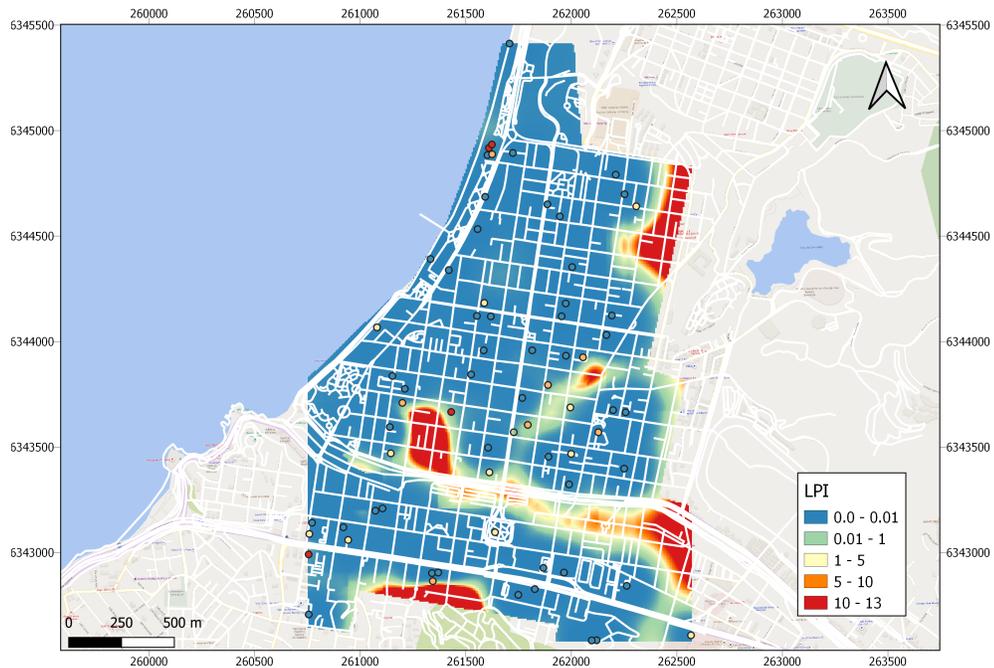


Figura 4.8: LPI, para un período de retorno de 2500 años, GMPE de Idini et al. 2017.

De las Figuras 4.6, 4.7 y 4.8 se observa que en términos generales se esperan valores de LPI menores a uno. Lo cual indica que se esperan daños menores de potencial de licuación de acuerdo a Luna & Frost (1998). Existiendo puntos donde se alcanzan valores entre 5 y 13, que se muestran de color naranja y rojo, donde se esperan daños moderados.

4.2.3. *Liquefaction Severity Number, LSN*

Se presentan los mapas del número de severidad ante licuación considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) y la de Zhang et al. (2002).

4.2.3.1. Deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992)

Se presentan los mapas de LSN considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine, considerando un período de retorno de 75 y 2500 años. La Figura 4.9 presenta los resultados del análisis determinístico.

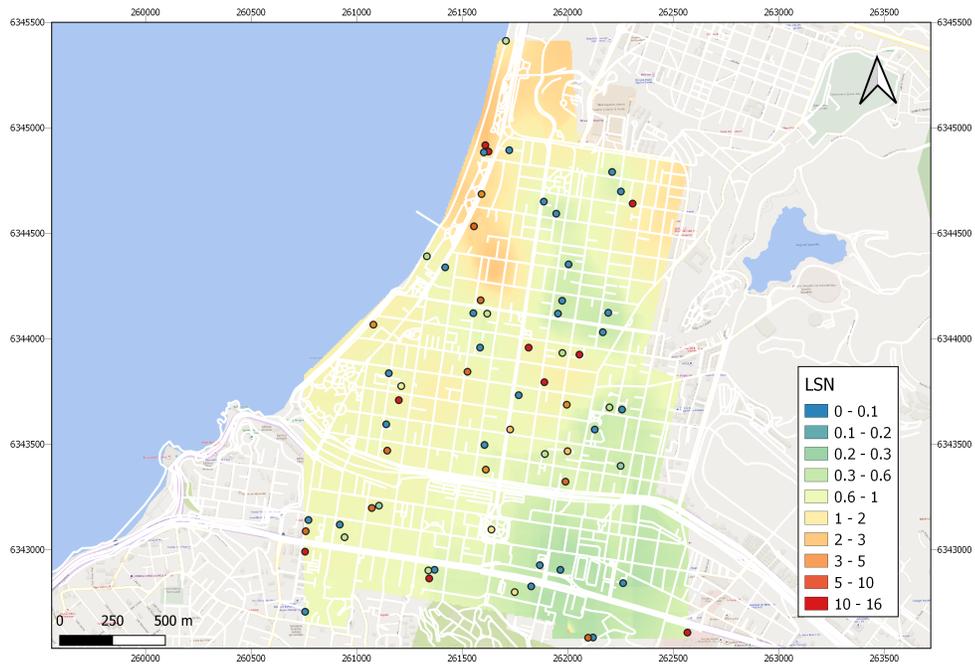


Figura 4.9: LSN, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA 0.38g.

Las Figuras 4.10 y 4.11 presentan los mapas obtenidos del análisis probabilístico.

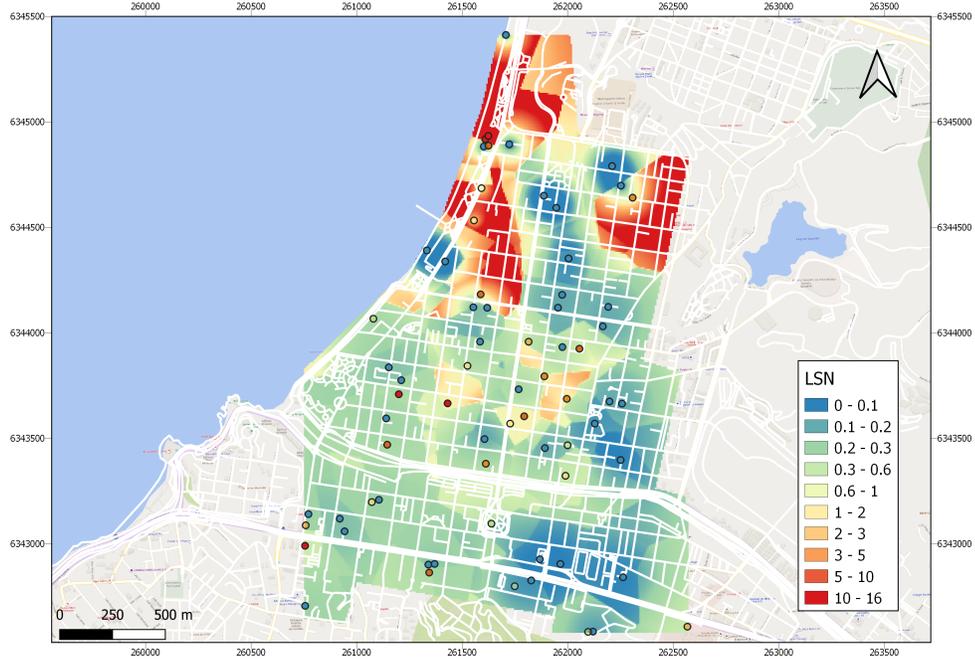


Figura 4.10: LSN considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.

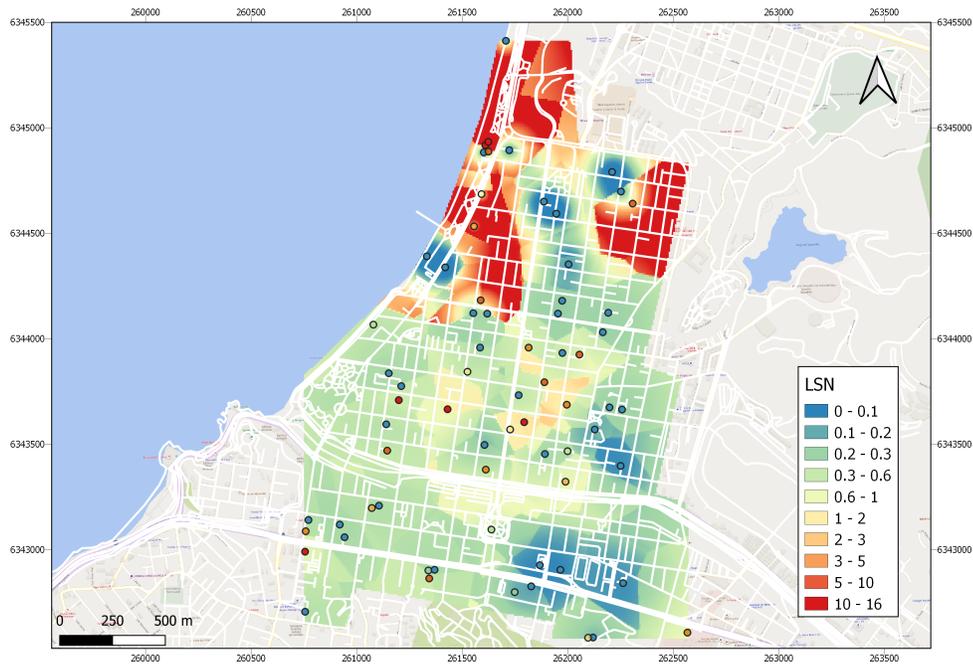


Figura 4.11: LSN considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) para un período de retorno de 2500 años, GMPE de Idini et al. 2017.

De la Figura 4.9 se observa que el valor de LSN es bastante homogéneo en el área estudiada. Generando valores de LSN entre 0.3 y 2, lo cual indica consecuencias menores.

En las Figuras ?? a 4.11 se observa que hay valores de LSN entre 5 y 16, pero al realizar el kriging con puntos vecinos que tienen valores cercanos a cero, el raster generado tiende a estimar un valor menor que el esperado. En promedio se esperan consecuencias menores de licuación.

Los puntos críticos coinciden en el mapa generado a través del análisis determinístico y probabilístico.

4.2.3.2. Deformación volumétrica de Zhang et al. (2002)

Se presentan los mapas de LSN considerando la deformación volumétrica de Zhang et al. (2002), considerando un período de retorno de 75 y 2500 años. La Figura 4.12 presenta los resultados del análisis determinístico.

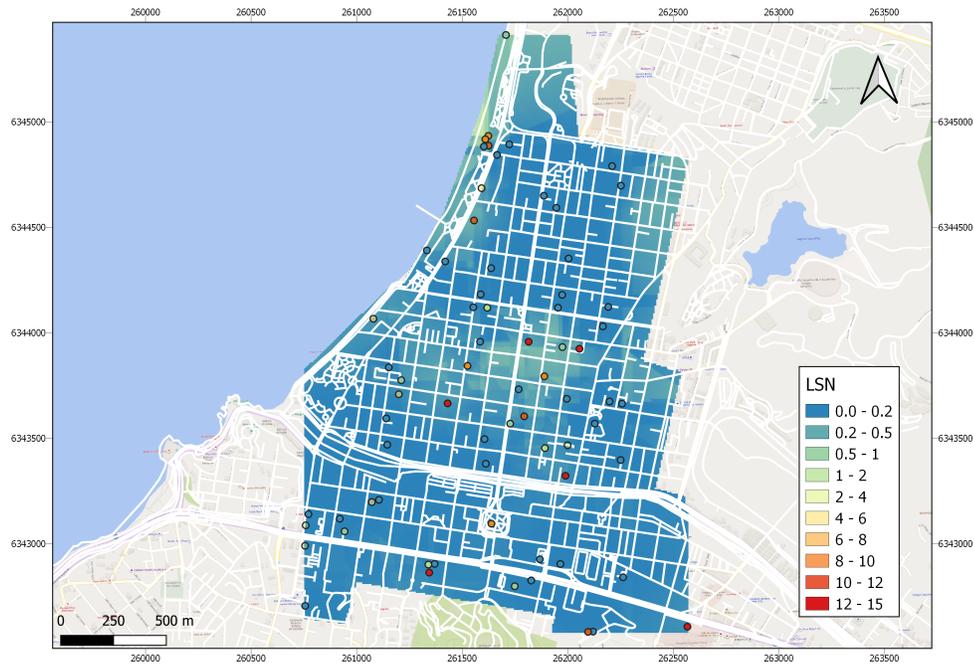


Figura 4.12: LSN, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA 0.38g.

Las Figuras 4.13 y 4.14 presentan los mapas obtenidos del análisis probabilístico.

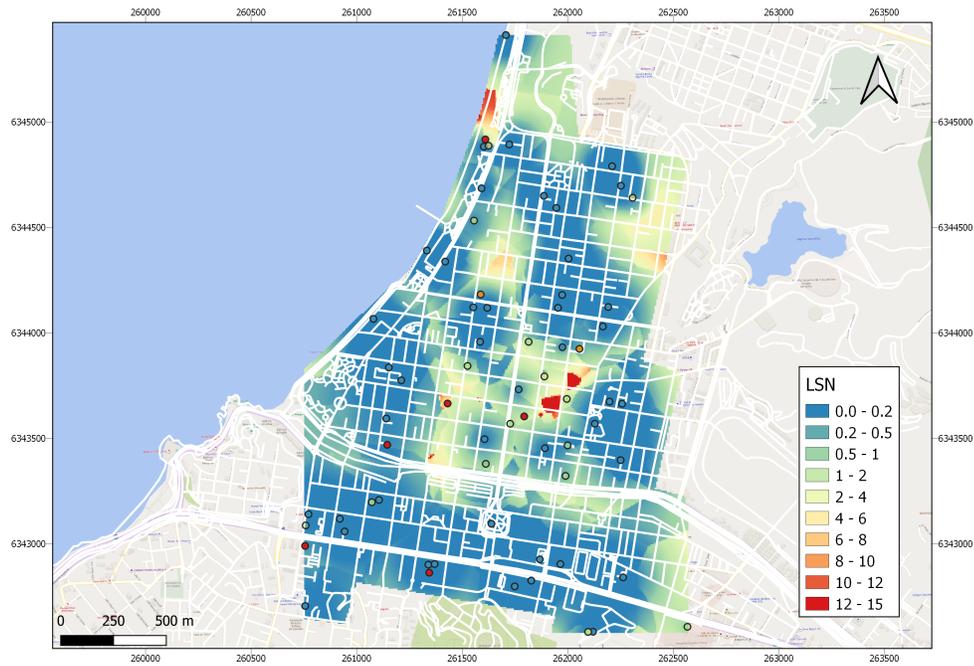


Figura 4.13: LSN considerando la deformación volumétrica de Zhang et al. (2002) para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.

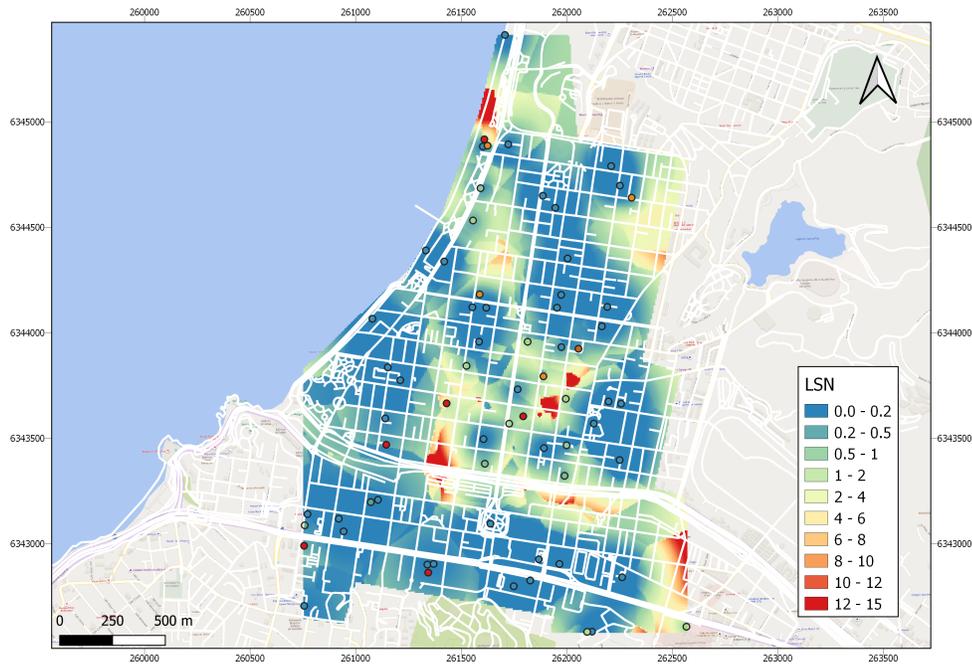


Figura 4.14: LSN considerando la deformación volumétrica de Zhang et al. (2002) para un período de retorno de 2500 años, GMPE de Idini et al. 2017.

En la Figura 4.12 se observa que el valor de LSN es bastante homogéneo en el área estudiada. Generando valores de LSN entre 0 y 2, lo cual indica consecuencias menores. Se observa que si bien hay puntos que presentan valores de LSN mayores, los cuales se ven de color rojo, en general los puntos vecinos tienen valores cercanos a cero, por lo que al hacer el kriging, el valor obtenido disminuye considerablemente.

En las Figuras 4.13 a 4.14 se observa que los mayores valores de LSN se esperan en la zona central del área estudiada. En comparación con los resultados de LSN obtenidos con la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992), se esperan valores menores. En promedio se esperan consecuencias menores de licuación.

4.3. Deformaciones inducidas por licuación

Se presentan los mapas del asentamiento post-licuación. En primer lugar se presentan los mapas donde se utiliza la deformación volumétrica dada por Ishihara y Yoshimine (1992) y luego los mapas donde se utiliza Zhang et al. (2002).

4.3.1. Deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992)

Se presentan los mapas de LSN generados para los períodos de retorno de 75 y 2500 años. La Figura 4.15 presenta los resultados del análisis determinístico.

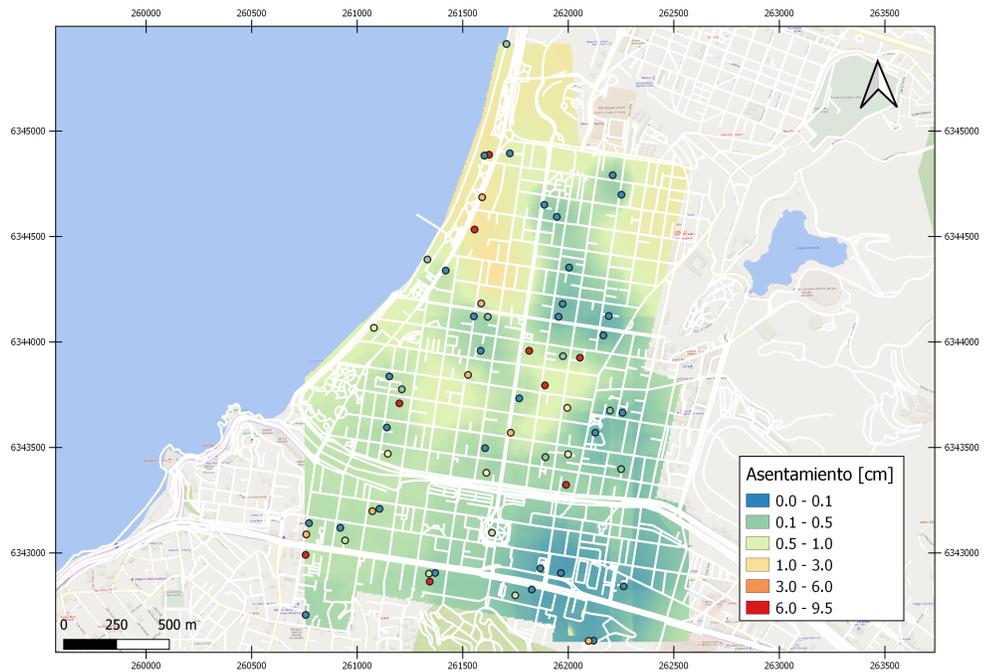


Figura 4.15: Asentamiento post-licuación, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA de $0.38g$.

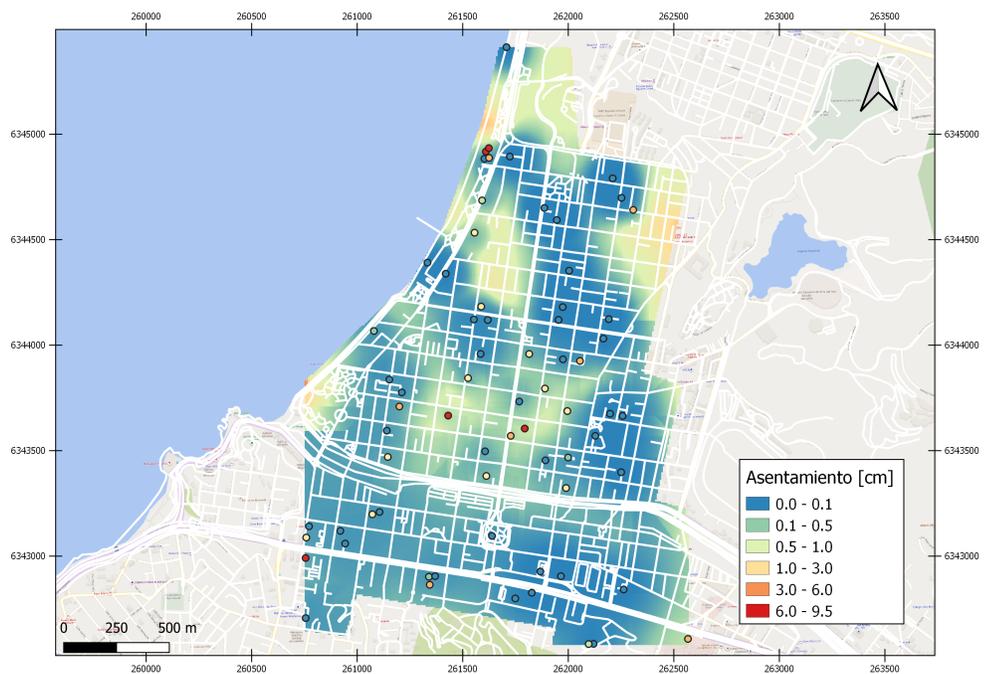


Figura 4.16: Asentamiento considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.

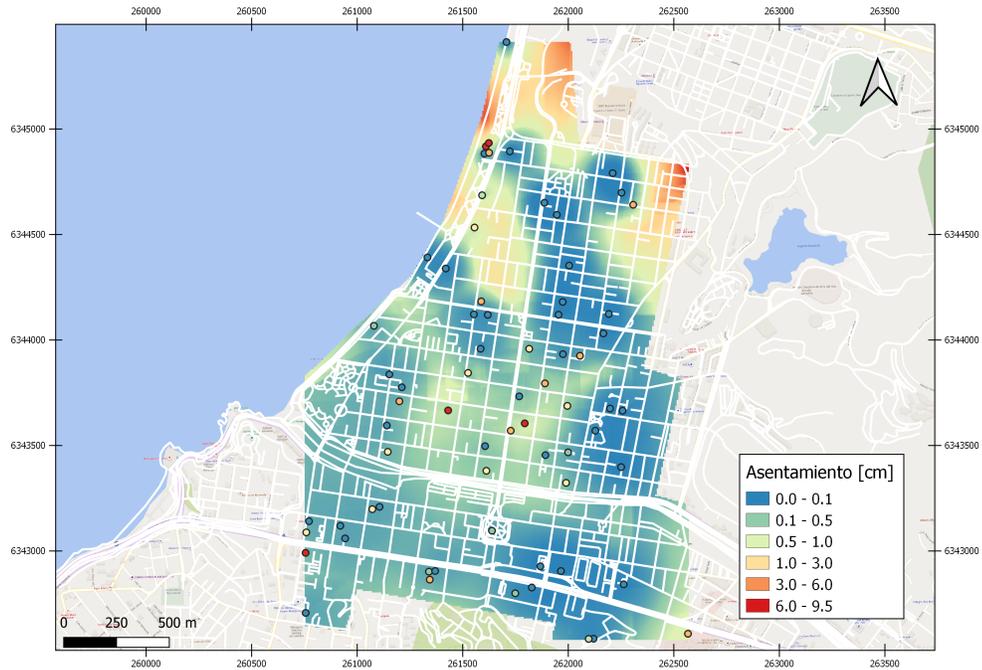


Figura 4.17: Asentamiento considerando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) para un período de retorno de 2500 años, GM-PE de Idini et al. 2017.

En la Figura 4.15 se observan que se esperan asentamientos post-licuación que van de 0.1 a 1 cm. En las Figuras 4.16 a 4.17 se observa que el máximo asentamiento esperado es de 9.5 cm. En general los asentamientos esperados se encuentran en el rango de 0.1 a 1 cm, siendo uniforme en la zona central del área estudiada.

Se observa que el mapa del análisis determinístico es mas homogéneo que los mapas del análisis probabilístico. Por otro lado, los mapas del análisis probabilístico en gran cantidad de la zona esperan asentamientos nulos.

4.3.2. Deformación volumétrica de Zhang (2002)

Se presentan los mapas de LSN generados para los períodos de retorno de 75 y 2500 años. La Figura 4.18 presenta los resultados del análisis determinístico.

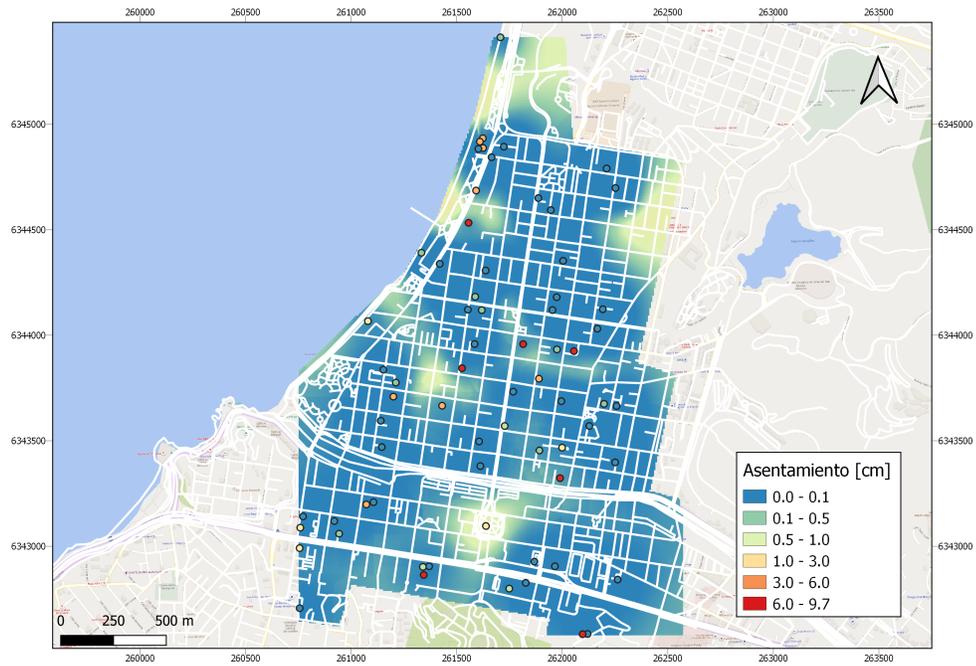


Figura 4.18: Asentamiento post-licuación, terremoto de 1985 M_w 7.9 y PGA de $0.38g$.

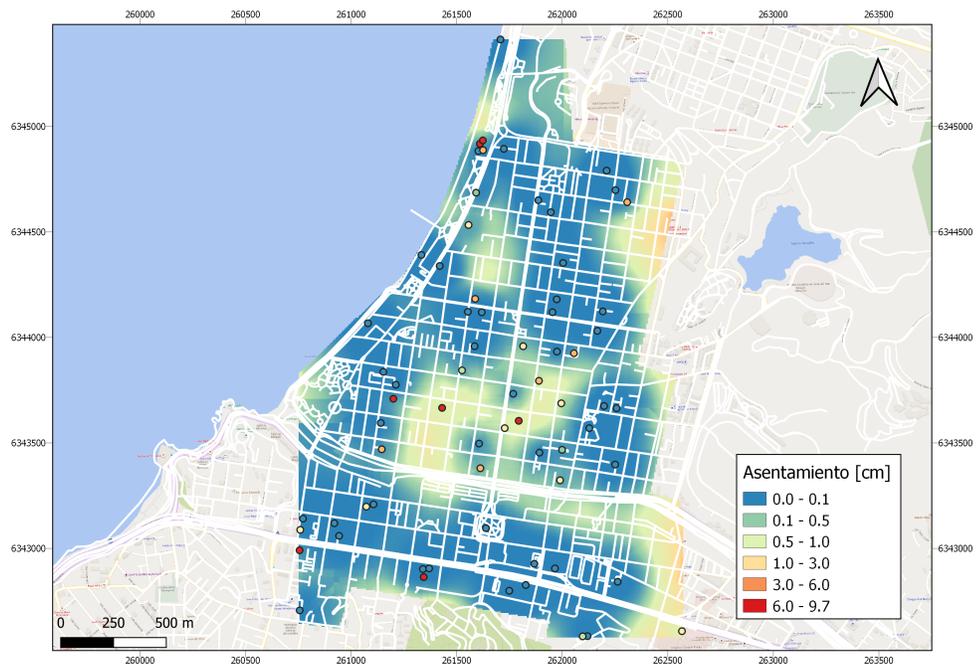


Figura 4.19: Asentamiento considerando la deformación volumétrica de Zhang et al. (2002) para un período de retorno de 75 años, GMPE de Idini et al. 2017.

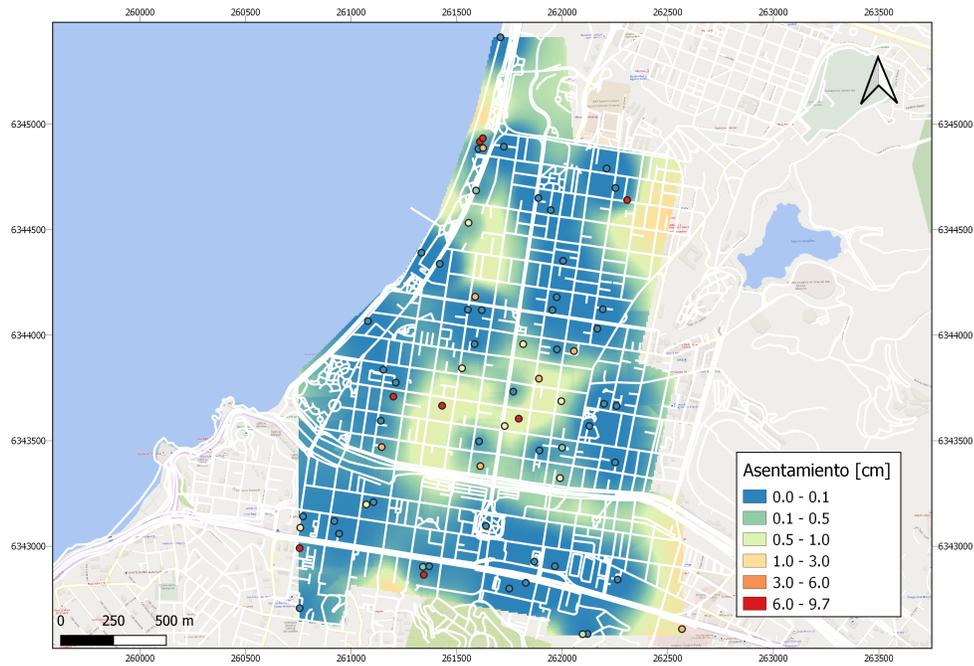


Figura 4.20: Asentamiento considerando la deformación volumétrica de Zhang et al. (2002) para un período de retorno de 2500 años, GMPE de Idini et al. 2017.

En la Figura 4.18 se observa que se esperan asentamientos de 0.1 a 1 cm, de manera bastante homogénea en el área estudiada. En las Figuras 4.19 a 4.20 se observa que el máximo asentamiento esperado es de 9.7 cm y en general los asentamientos esperados se encuentran en el rango de 0.1 a 1 cm.

4.4. Métodos probabilísticos

Se presenta la probabilidad de licuar de la capa crítica de cada sondaje, utilizando el método de Cetin et al. (2004).

Capítulo 5

Conclusiones

Se logra el desarrollo de un algoritmo, que permite el análisis de los distintos índices y deformaciones permanentes. Lo cual permite realizar análisis para una gran cantidad de sondeos y escenarios sísmicos, quedando a libre disposición para ser utilizados en trabajos de investigación futuros. Una de las mayores dificultades del trabajo fue la recopilación de datos, por lo que sería de gran ayuda generar alianzas con empresas que realicen este tipo de ensayos para poder hacer un plan de investigación en distintas ciudades, especialmente las que han presentado evidencia de licuación en el pasado.

Utilizar la GMPE de Idini et al., 2017 permite obtener resultados mas conversadores en comparación a las otras GMPE utilizadas. Esto se observa al comparar los promedios de los escenarios mas desfavorables de las curvas de amenaza.

Los resultados asociados a los períodos de retorno de 475, 1075 y 2500 son similares debido a la naturaleza del tasa de recurrencia de la amenaza sísmica y su comportamiento logarítmico.

Los resultados obtenidos del LPI se condicen con los resultados obtenidos del parámetro LSN, obteniendo en ambos daños leves a moderados producto de la licuación. En el caso de los asentamientos, los resultados obtenidos no presentan una variación significativa entre ambos métodos estudiados.

Los resultados obtenidos del método geofísico, respaldan los resultados de LSN y de asentamientos postlicuación. En donde todos indican que la zona central es la más afectada. En general para todos los métodos estudiados, se esperan consecuencias bajas a moderadas producto de licuación.

El método geofísico representa una buena herramienta para una primera aproximación al problema, dado que es un método no invasivo lo que permite una mejor planificación en las mediciones.

La correlación para suelos granulares de SPT-CPT, propuesta por Chin et al., 1988 representa una buena herramienta para transformar de forma confiable los valores de SPT a CPT, ya que los resultados obtenidos con los dos métodos para el cálculo de las deformaciones volumétricas presentan gran similitud.

Los sondeos que cuentan con información de porcentaje de finos, D_{50} y T_{15} no son suficientes para poder generar los mapas de desplazamientos laterales inducidos por licuación. En el modelo de Youd et al., 2002 el parámetro T_{15} es distinto de cero en 22 puntos y considerando los sondeos que tienen porcentaje de finos y D_{50} , finalmente solo quedaban dos puntos en los cuales se esperaba desplazamiento. En el caso de Gillins et al., 2014 y Bardet et al., 2002 también tienen como parámetro de entrada el T_{15} , quedando finalmente 14 y 11 puntos respectivamente en los cuales se espera desplazamiento.

En zonas donde hay baja densidad de sondeos se tienden a tener resultados mayores de los esperados como en el caso del LPI, en la zona del estero Marga-Marga o como en el zona noreste del mapa. Para mejorar las predicciones que generan los mapas, es necesario tener mayor densidad de sondeos en zonas de interés.

Los mapas obtenidos entregan distintos escenarios al que se podría ver afectada la ciudad de Viña del Mar producto de la licuación. Estos mapas pueden ser utilizados para estimar el comportamiento de redes subterráneas tales como alcantarillado o agua potable o para detectar las zonas de mayor vulnerabilidad. En donde la infraestructura crítica puede requerir de mayor monitoreo y/o de planes de mejoramiento del suelo.

Bibliografía

- Bard, P.-Y. (1998). Microtremor measurements: A tool for site effect estimation?
- Bardet, J. P. and Kapuskar, M. (1993). Liquefaction sand boils in san francisco during 1989 loma prieta earthquake.
- Boulanger, R. W., Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2014). Center for geotechnical modeling cpt and spt based liquefaction triggering procedures cpt and spt based liquefaction triggering procedures.
- Bray, J. D. and Sancio, R. B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils.
- Cetin, K. O., Seed, R. B., Kiureghian, A. D., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Kayen, R. E., and Moss, R. E. S. (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130:1314–1340.
- Cáceres, C. (2020). Desarrollo de mapas de pgd inducido por licuación en la región de valparaíso.
- González, J. (2015). Estudio del fenómeno de licuefacción en chile para el terremoto del maule, 2010. pages 1–506.
- Holzer, T. L. (2008). Probabilistic liquefaction hazard mapping.
- Huang, H.-C. and Tseng, Y.-S. (2002). Characteristics of soil liquefaction using hn of micro-tremors in yuan-lin area, taiwan.
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., and Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15:1853–1880.
- Idriss, I. M. and Boulanger, R. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*, volume 160.
- Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*.
- Ledezma, C. (2013). Lessons from the seismic performance of pile-supported bridges affected by liquefaction during the m8.8 2010 maule chile earthquake. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.*, 8.
- Nakamura, Y. (1996). Real-time information systems for seismic hazards mitigation uredas, heras and pic. 37.
- Pokhrel, R. M., Kuwano, J., and Tachibana, S. (2013). A kriging method of interpolation used to map liquefaction potential over alluvial ground. *Engineering Geology*, 152:26–37.

- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N., and de la Llera, J. C. (2019). An updated recurrence model for Chilean subduction seismicity and statistical validation of its Poisson nature. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109:66–74.
- Saragoni, R., Mega, E. L., Del, T., and De, M. (2011). El mega terremoto del Maule de 2010: Una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos.
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D., and Faris, R. E. K. A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework.
- Tonkin and Taylor (2013). Liquefaction vulnerability study.
- Yoshimi, Y., Tanaka, K., and Tokimatsu, K. (1989). Liquefaction resistance of a partially saturated sand. *Soils and Foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, page 2091.
- Yoshimine, M. and Ishihara, K. (1998). Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society*, page 2091.
- Youd, L. and Hoose, S. (1977). Liquefaction susceptibility and geologic setting. *Proceedings: Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India*.
- Youd, T. L., Corbett, M. H., and Bartlett, S. F. (2002). Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement.
- Youd, T. L. and Idriss, I. M. (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*, 127:297–313.
- Youd, T. L. and Perkins, D. M. (1987). Mapping of liquefaction severity index.
- Zhang, G., Robertson, P. K., and Brachman, R. W. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 39:1168–1180.

Anexo A

Códigos de python

Los códigos desarrollados en este trabajo se encuentran en el siguiente enlace:
<https://github.com/yalbertoh/Liquefaction>.

Anexo B

Curvas de excedencia de análisis probabilístico

Se presentan las curvas de excedencia obtenidas para los períodos de retorno, 75, 475, 1075 y 2500 años. En primer lugar se presentan las curvas obtenidas con la GMPE de Idini et al. (2017) y luego las obtenidas con la ponderación de las GMPEs.

B.1. *Liquefaction Potential Index, LPI*

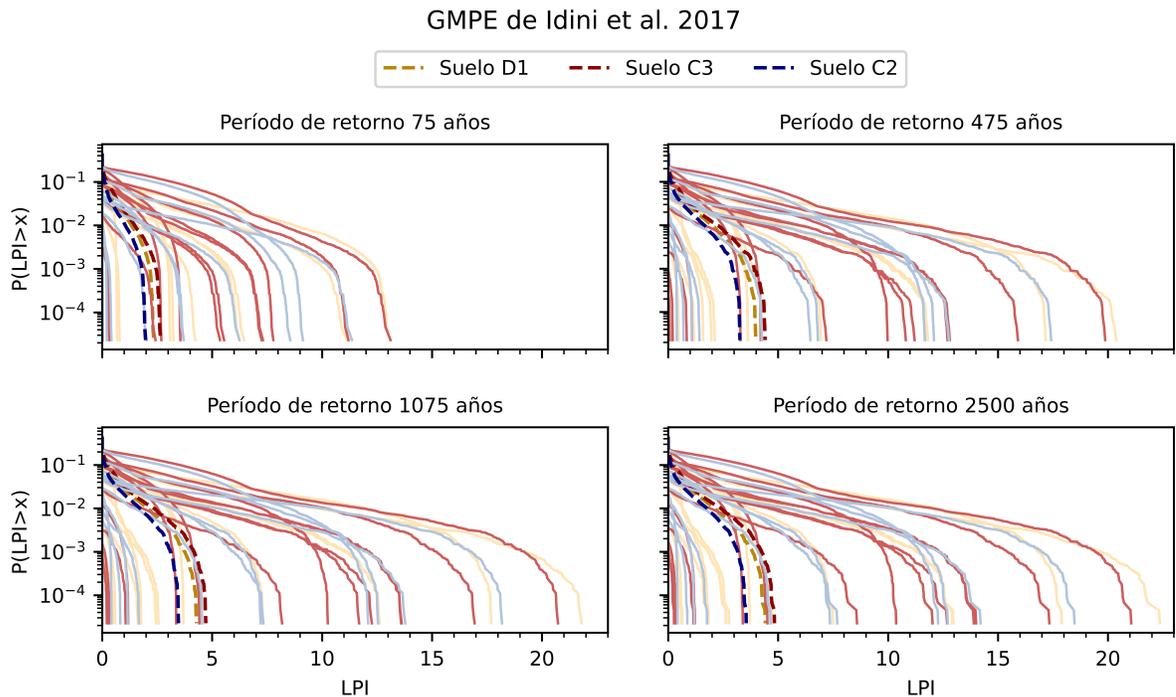


Figura B.1: LPI, para distintos períodos de retorno. GMPE de Idini et al., 2017.

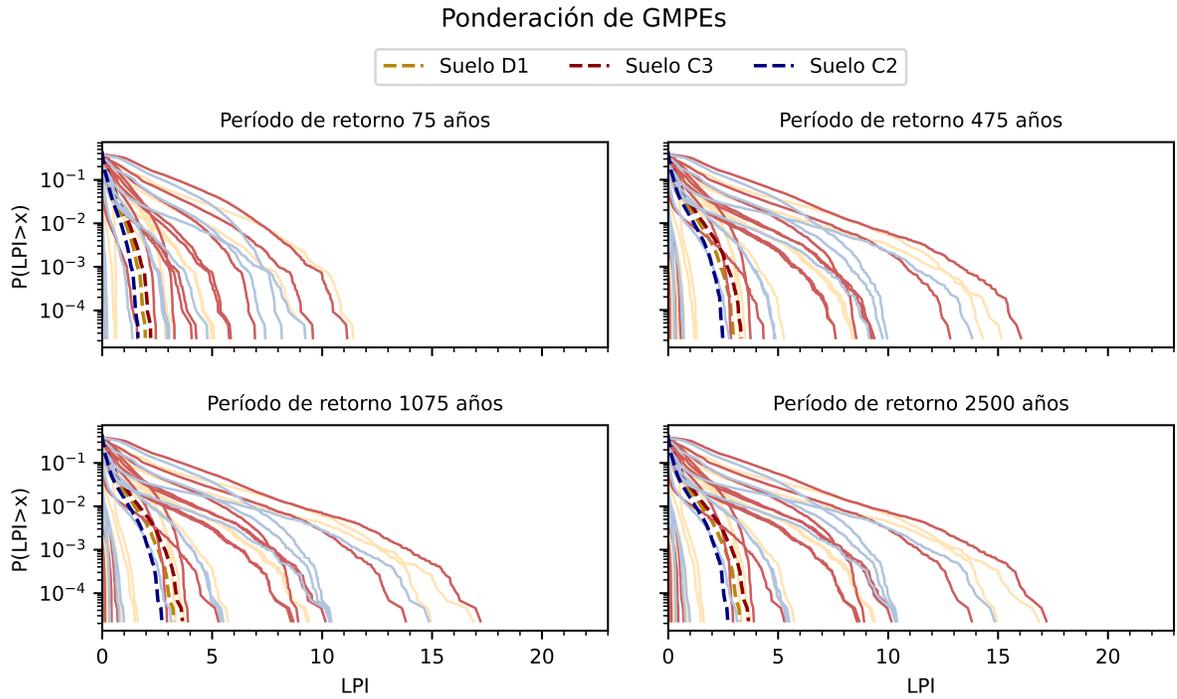


Figura B.2: LPI, para distintos períodos de retorno. Ponderación de GMPEs.

B.2. *Liquefaction Severity Number, LSN*

Se presenta las curvas de LSN calculadas utilizando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) y la de Zhang et al. (2002).

B.2.1. Deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992)

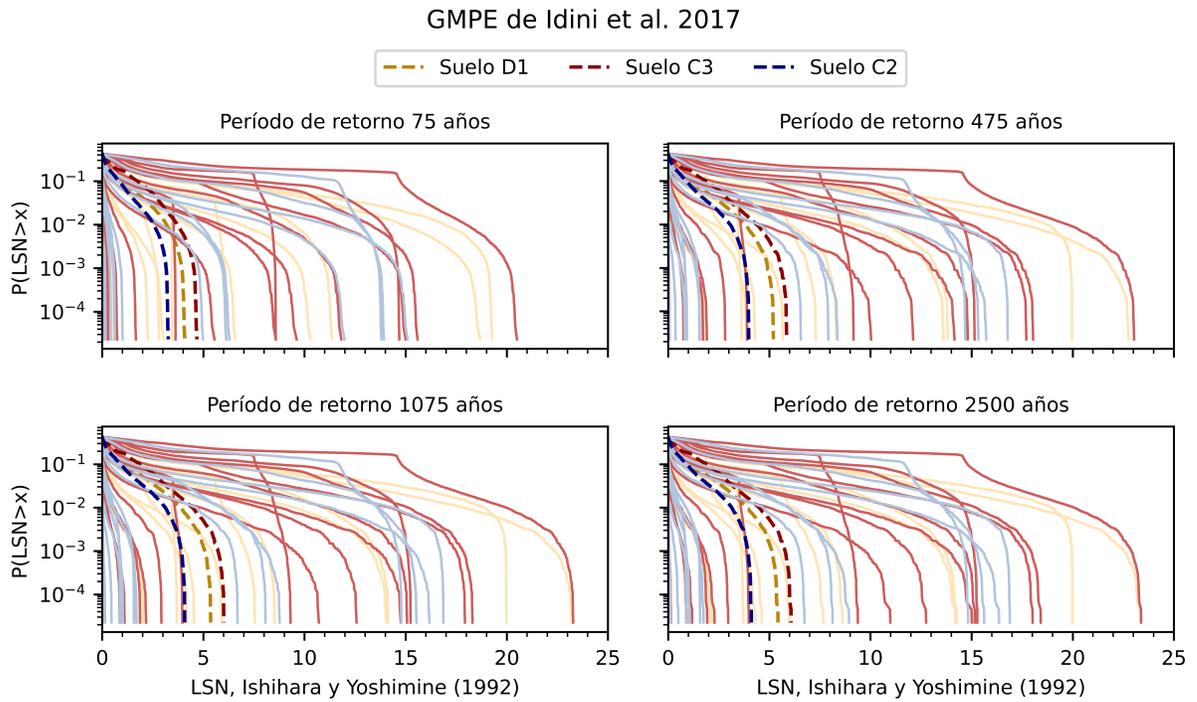


Figura B.3: LSN calculado con la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine, 1992. GMPE de Idini et al., 2017.

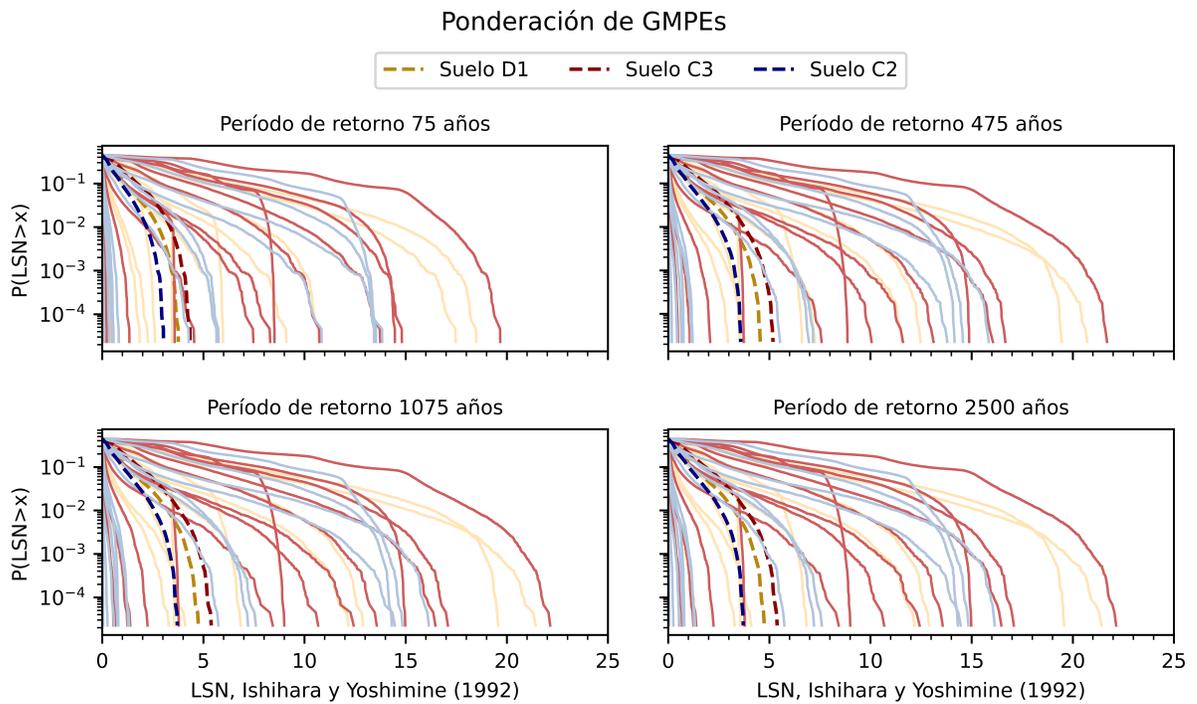


Figura B.4: LSN calculado con la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992). Ponderación de GMPEs.

B.2.2. Deformación volumétrica de Zhang (2002)

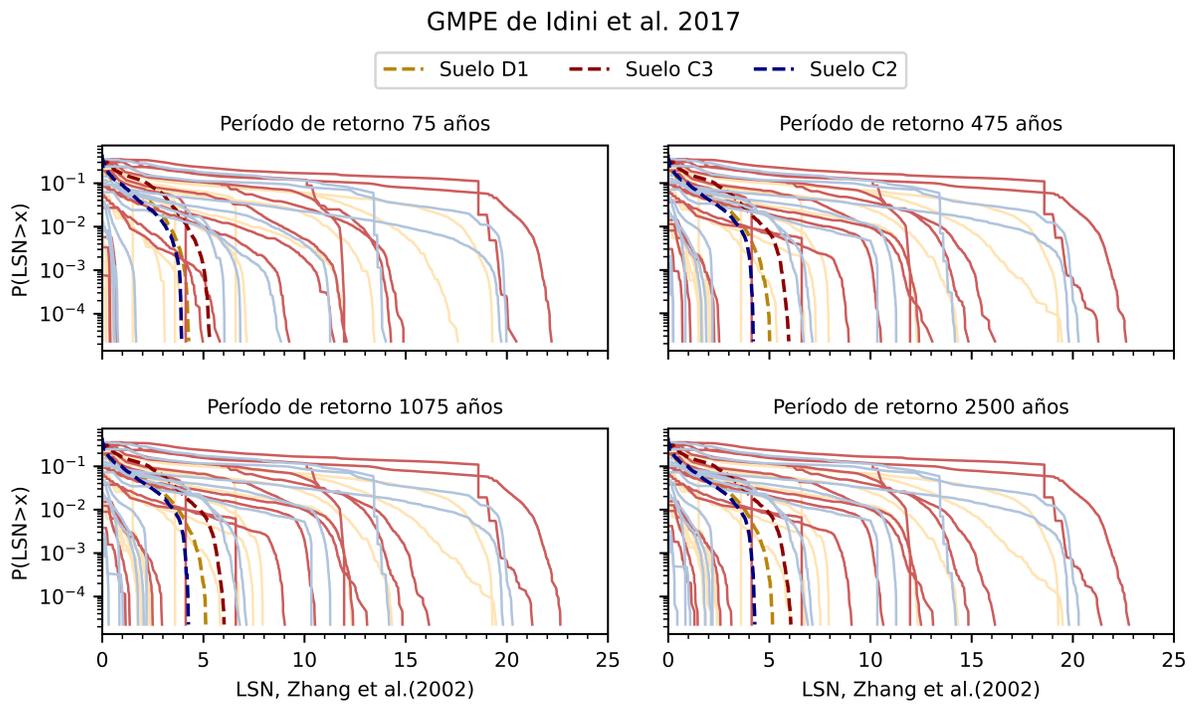


Figura B.5: LSN calculado con la con deformación volumétrica de Zhang et al.(2002). GMPE de Idini et al.,2017.

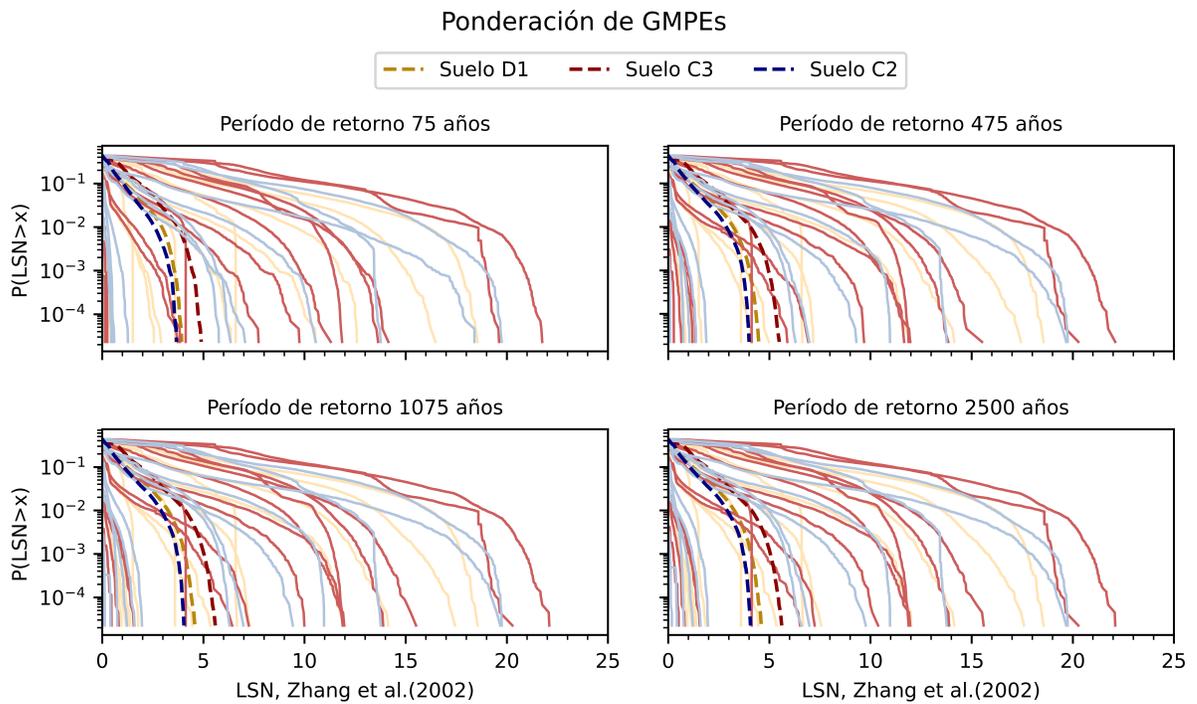


Figura B.6: LSN calculado con la deformación volumétrica de Zhang et al., 2002. Ponderación de GMPEs.

B.3. Asentamiento post-licuación

Se presentan las curvas de excedencia de asentamientos post-licuación obtenidas utilizando la deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992) y la de Zhang et al. (2002).

B.3.1. Deformación volumétrica de Ishihara y Yoshimine (1992)

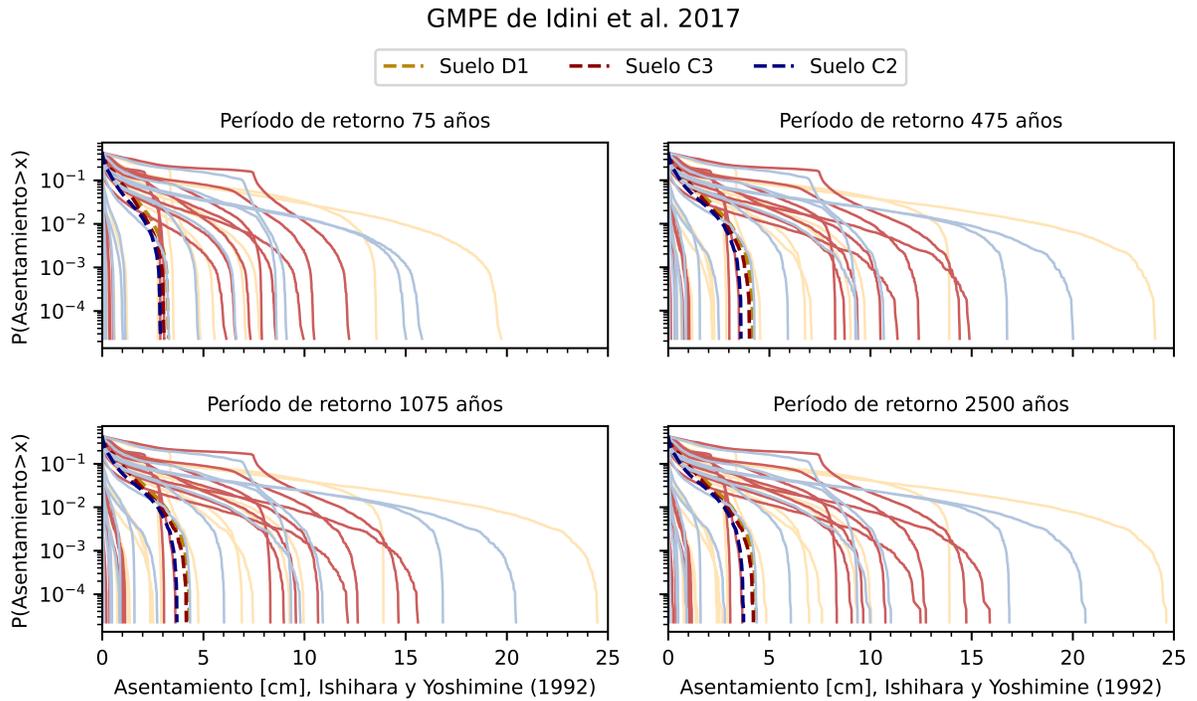


Figura B.7: Asentamiento post-licuación calculado con deformación volumétrica Ishihara et al.(1992). GMPE de Idini et al., 2017.

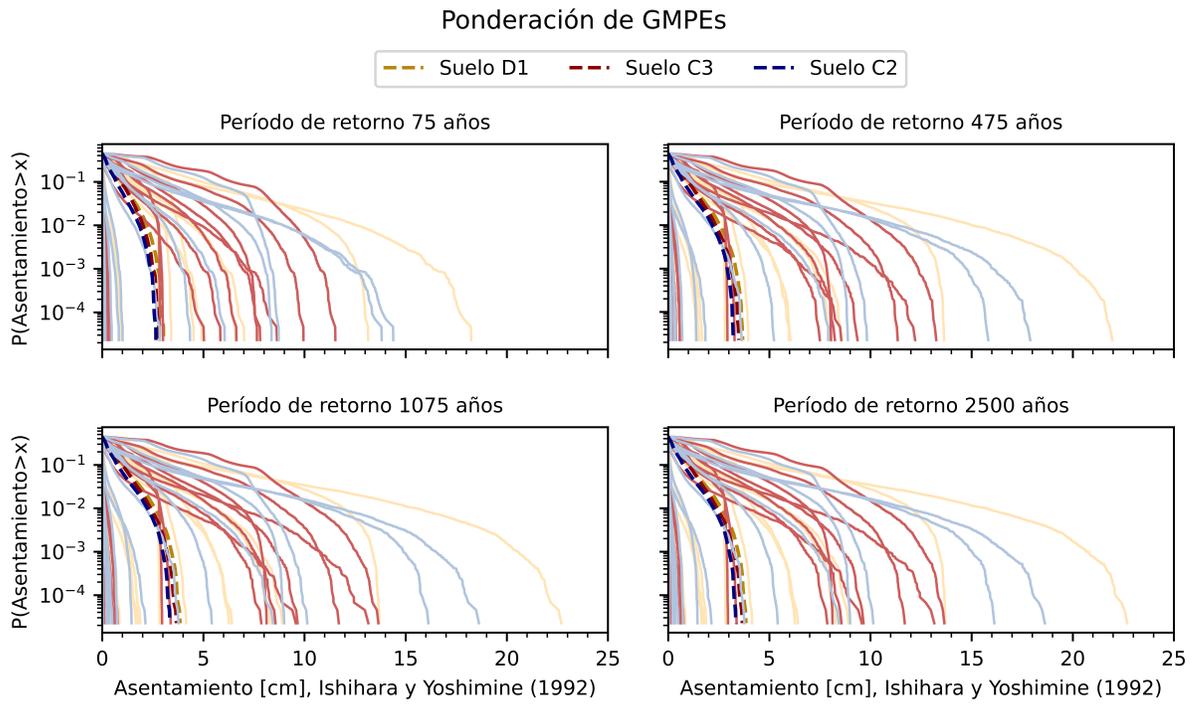


Figura B.8: Asentamiento post-licuación calculado con deformación volumétrica Ishihara, 1992. Ponderación de GMPEs.

B.3.2. Deformación volumétrica de Zhang (2002)

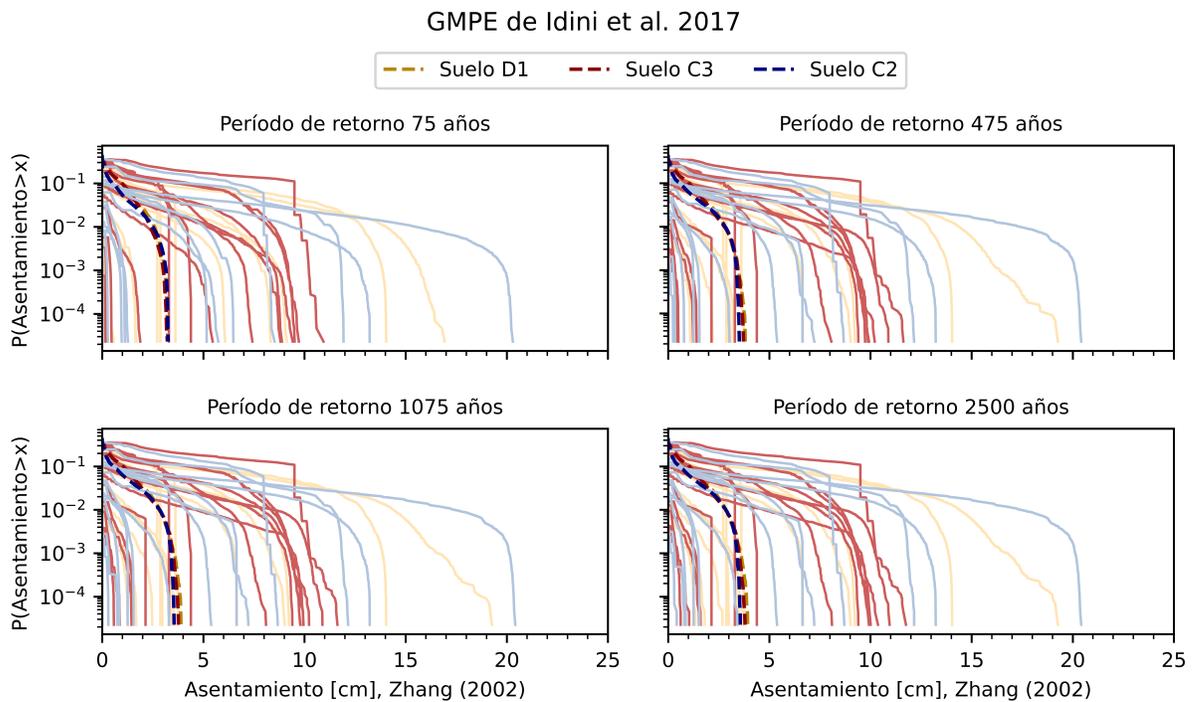


Figura B.9: Asentamiento post-licuación calculado con deformación volumétrica Zhang et al., 2002. GMPE de Idini et al., 2017.

Ponderación de GMPEs

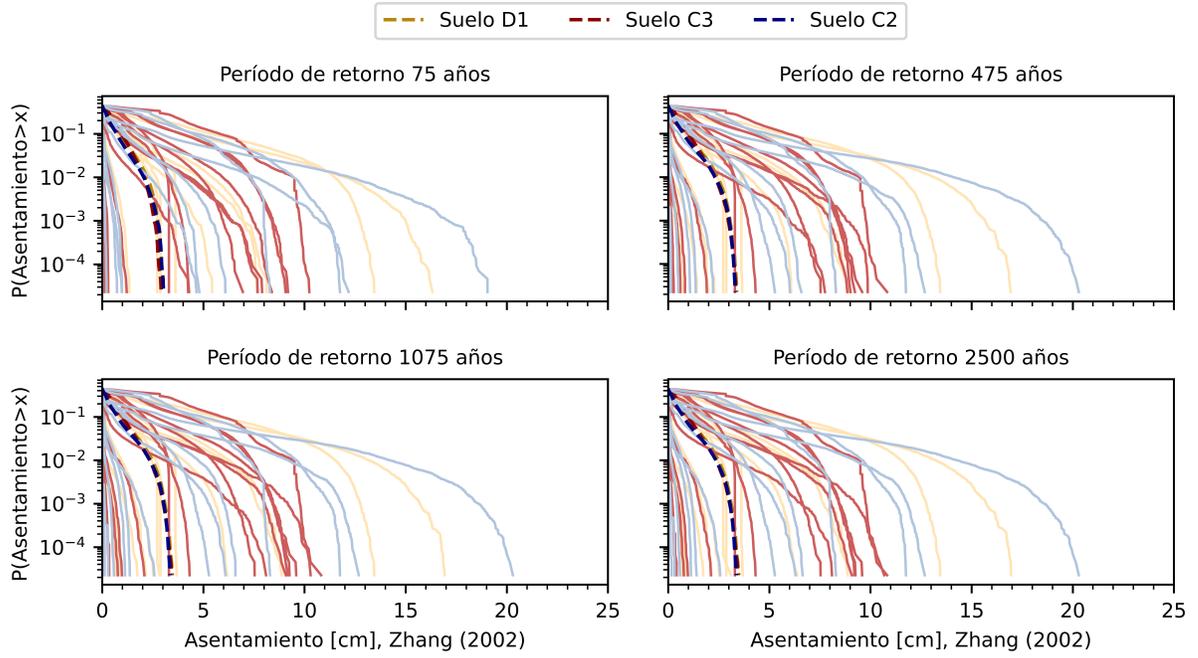


Figura B.10: Asentamiento post-licuación calculado con deformación volumétrica Zhang et al., 2002. Ponderación de GMPEs.

Anexo C

Mapas de licuación

C.1. *Liquefaction Potential Index, LPI*

Se presentan los mapas generados para los períodos de retorno 475 y 1075 años.

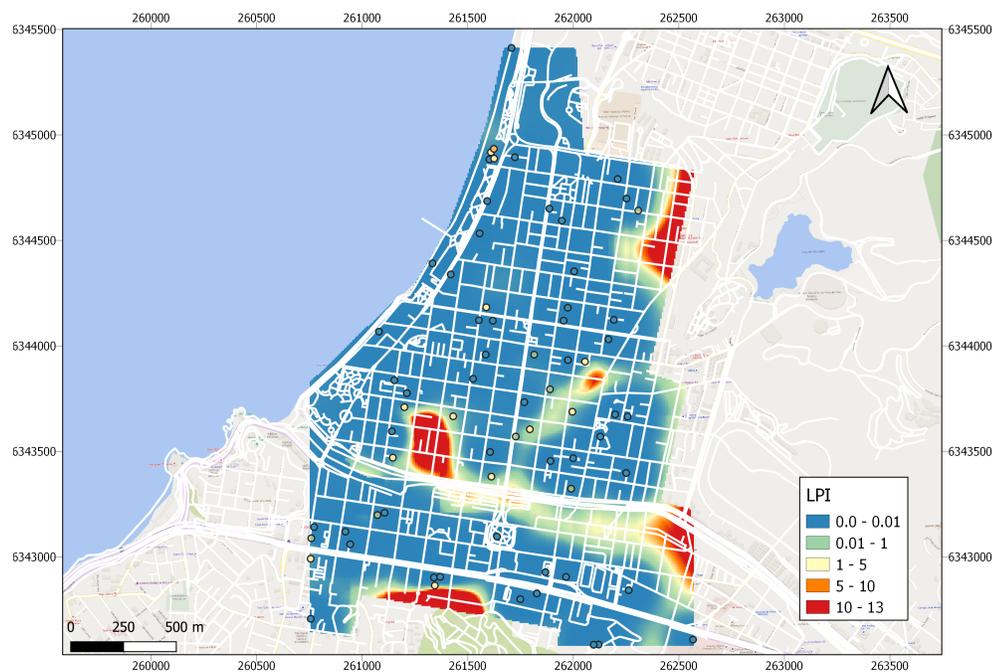


Figura C.1: LPI, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017.

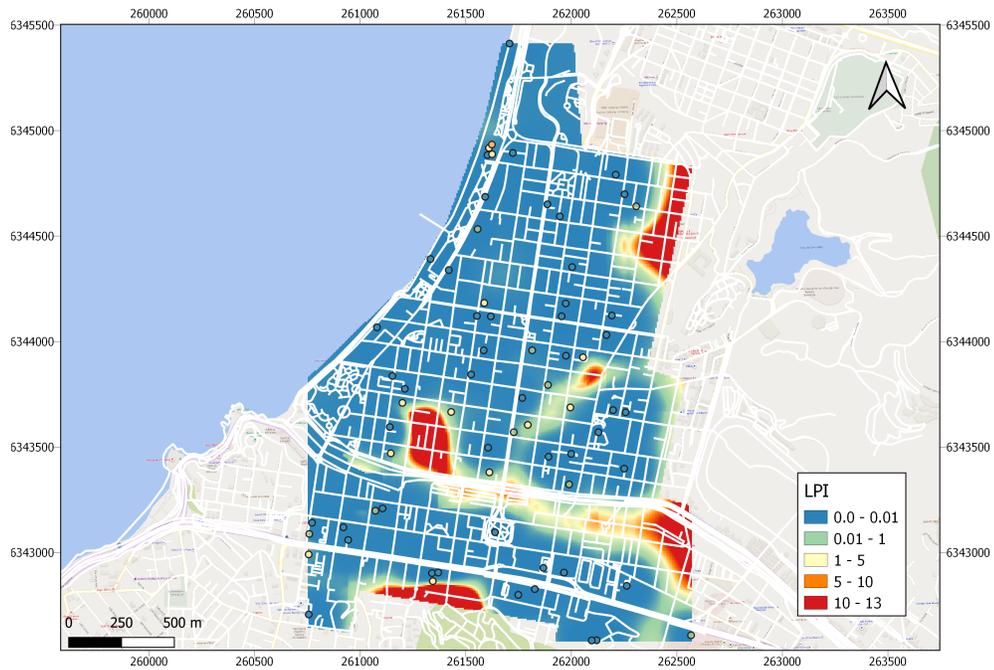


Figura C.2: LPI, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017.

C.2. *Liquefaction Severity Number, LSN*

Se presentan los mapas de LSN generados para los períodos de retorno de 475 y 1075 años.

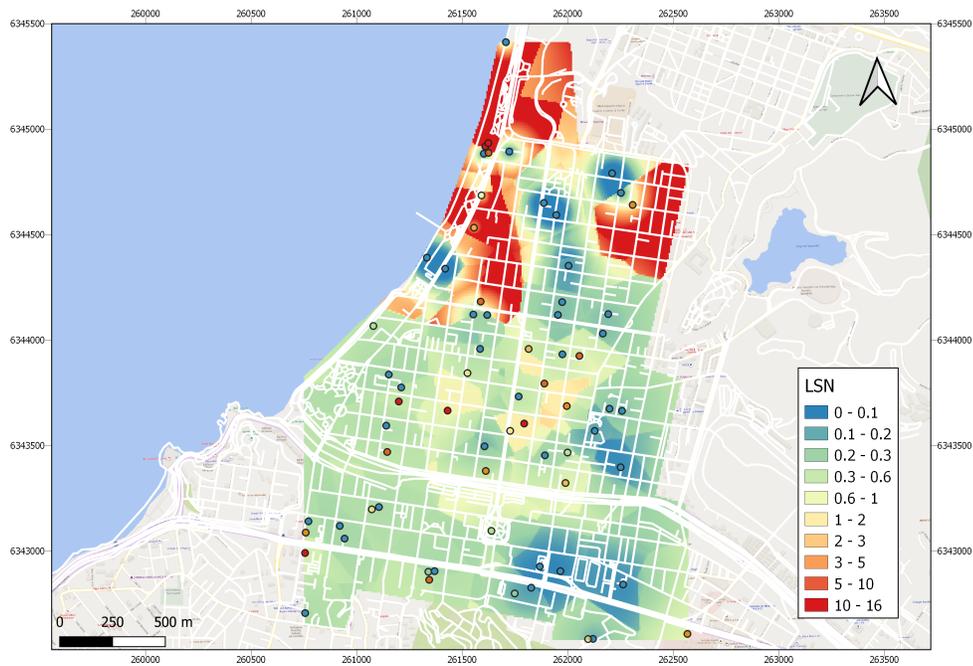


Figura C.3: LSN, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017.

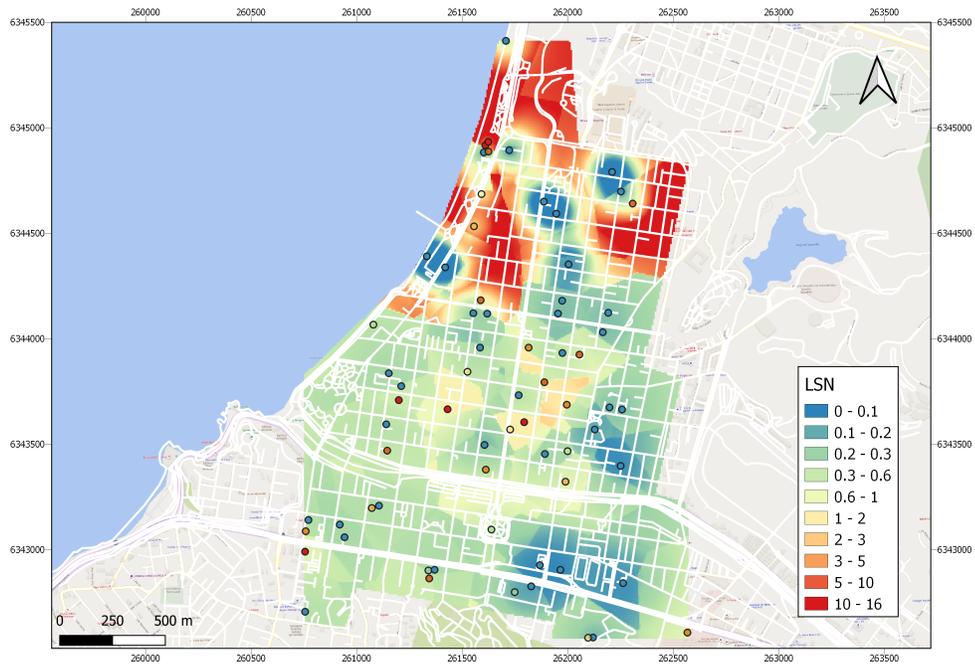


Figura C.4: LSN, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017.

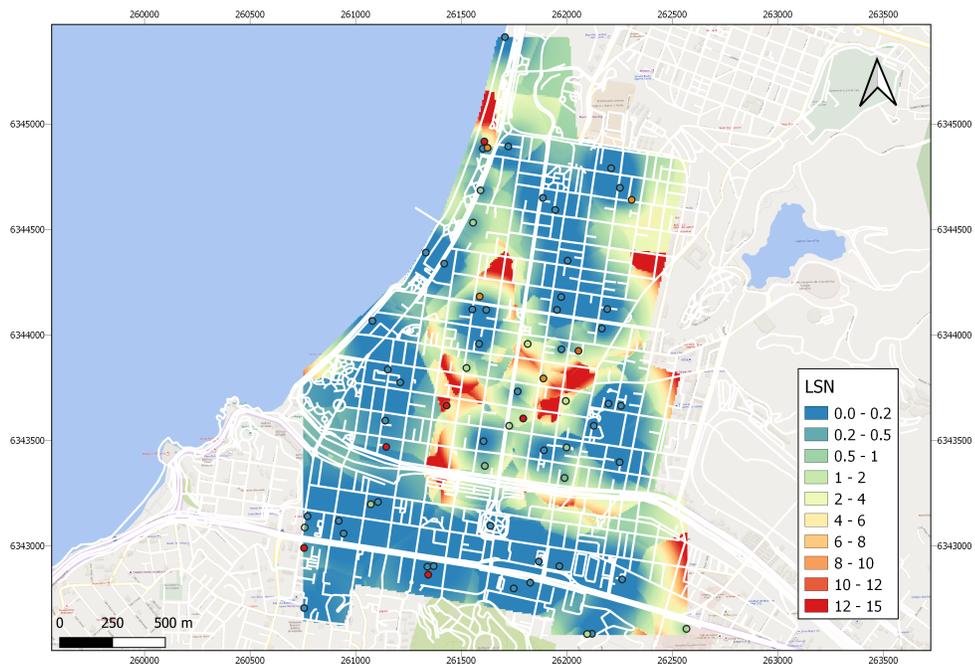


Figura C.5: LSN, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017.

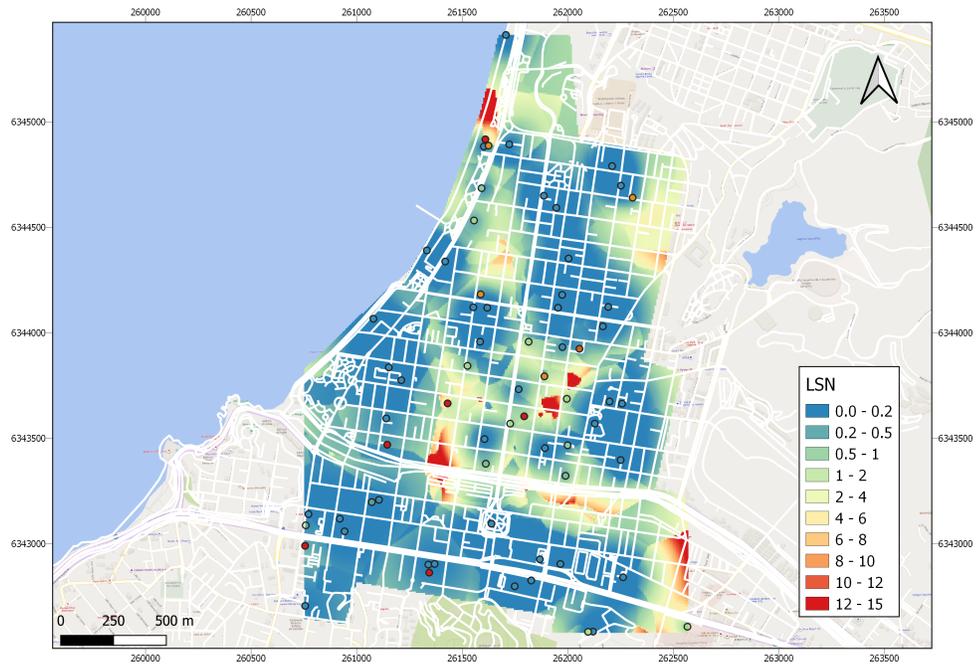


Figura C.6: LSN, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017.

C.3. Asentamiento post-licuación

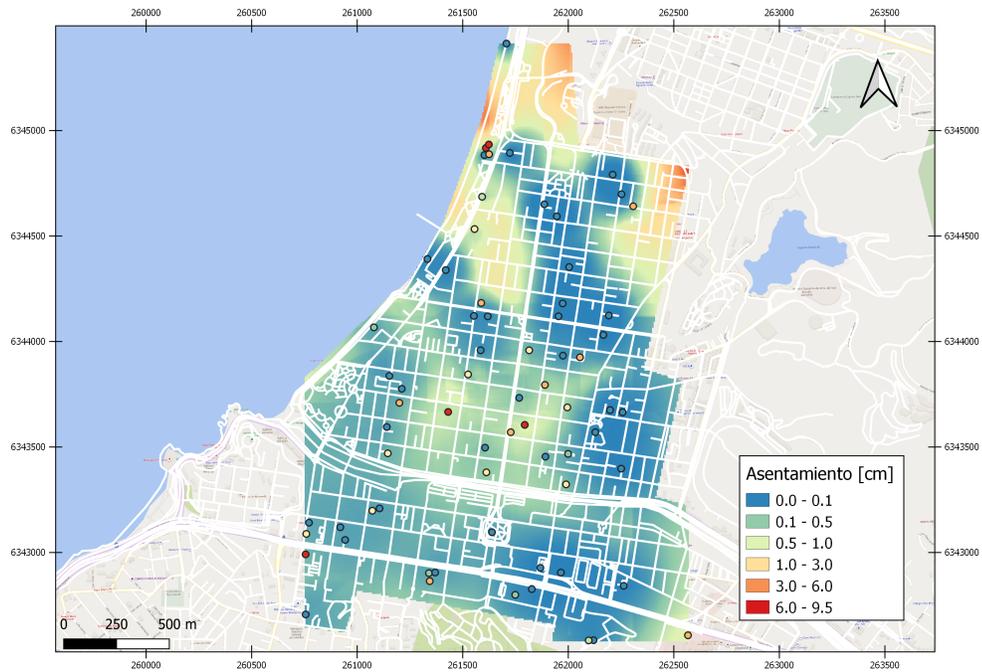


Figura C.7: Asentamiento, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017.

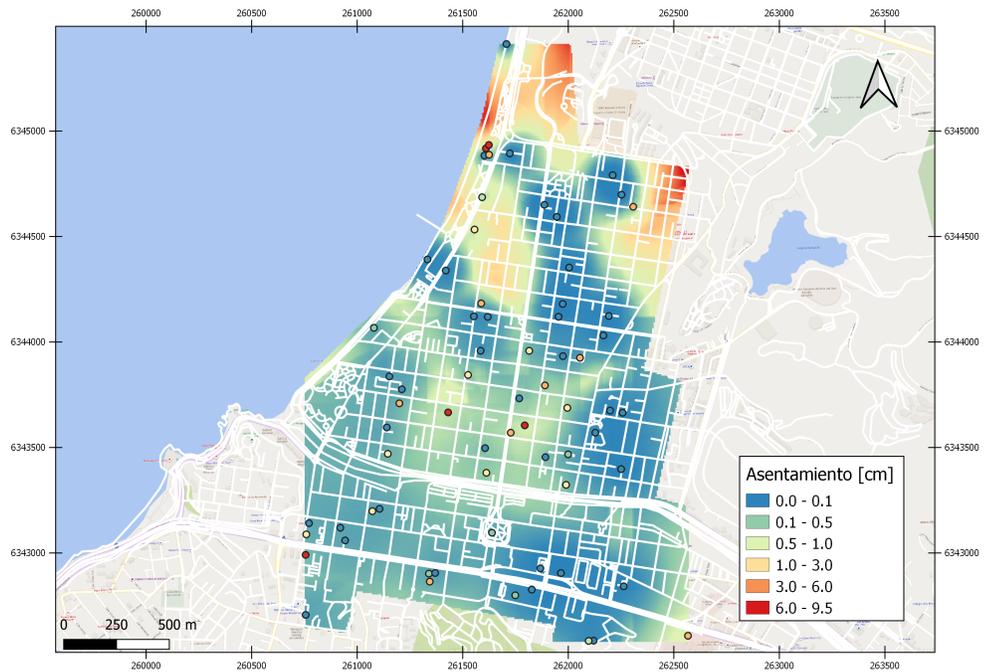


Figura C.8: Asentamiento, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017.

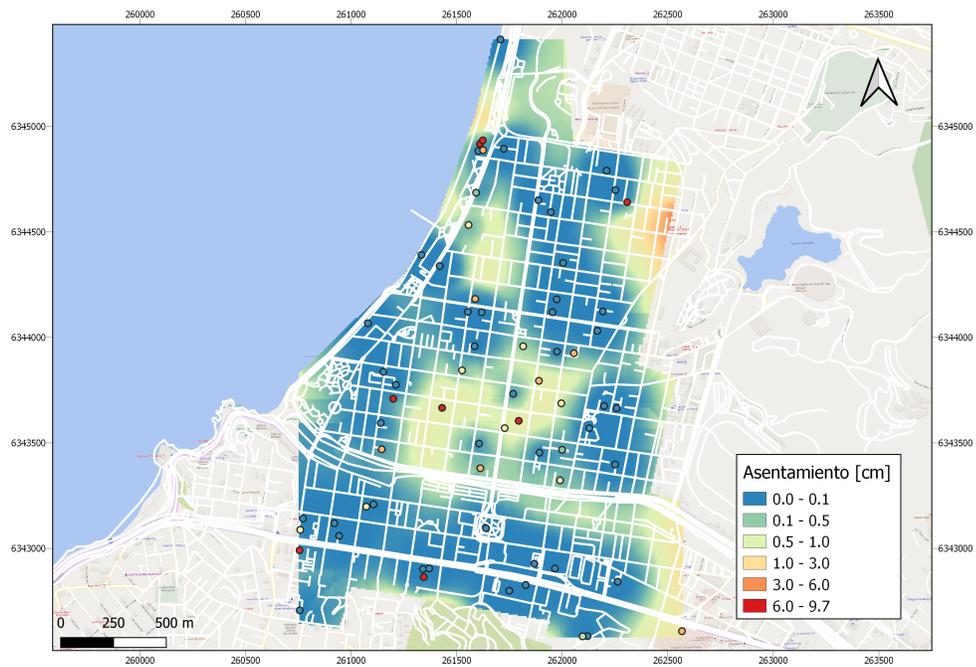


Figura C.9: Asentamiento, para un período de retorno de 475 años. GMPE de Idini et al., 2017.

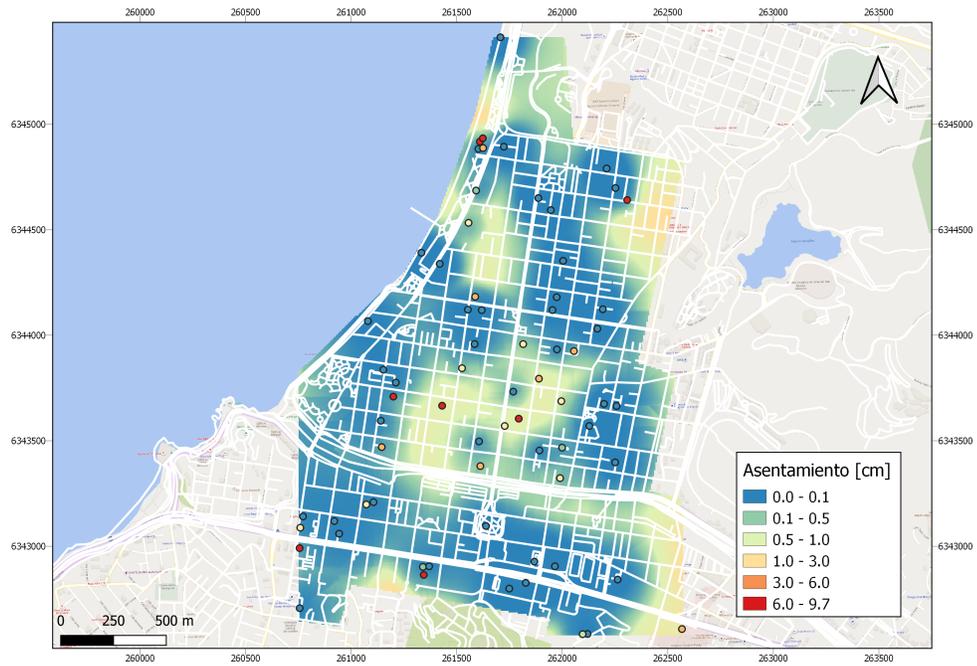


Figura C.10: Asentamiento, para un período de retorno de 1075 años. GMPE de Idini et al., 2017.