



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

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

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CLAUDIO IGNACIO CÁCERES FUENTES

PROFESORA GUÍA
YOLANDA ALBERTO HERNÁNDEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN
FELIPE OCHOA CORNEJO
CHRISTIAN LEDEZMA ARAYA

SANTIAGO DE CHILE

2020

**RESUMEN DE MEMORIA PARA
OPTAR AL TÍTULO DE:** Ingeniero Civil
con mención en Estructuras,
Construcción y Geotecnia
POR: Claudio Ignacio Cáceres Fuentes

FECHA: 10/11/2020

PROFESORA GUÍA: Yolanda Alberto

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

La ingeniería civil chilena ha demostrado su calidad en los eventos sísmicos, donde la mayoría de las estructuras han resistido sin mayores problemas terremotos de gran envergadura en el último tiempo, sin embargo, dentro de estos mismos eventos se ha evidenciado una falta de preparación frente a fenómenos asociados a la mecánica de suelos. El presente trabajo busca estudiar el fenómeno de licuación y los eventos que este induce además de aplicar las metodologías adecuadas para la determinación de deformaciones permanentes del suelo inducidas por licuación, para así, además de tener claridad acerca del potencial de licuación se tenga una idea concreta acerca de las consecuencias esperables en las estructuras.

Con el fin de entregar un resultado lo más completo posible, el trabajo realizado aborda el fenómeno de licuación desde una perspectiva histórica, geomorfológica y geotécnica. Además, se busca analizar la información geotécnica en base a modelos determinísticos y probabilísticos para contrastar sus resultados y su aplicabilidad al momento de implementar medidas de mitigación o prevención.

Se realizó una investigación de los principales sismos que han azotado a la región de Valparaíso encontrándose una cantidad importante de relatos que presentan características típicas del fenómeno de licuación. La georreferenciación de los eventos previos permitió determinar que zonas han sido afectadas por licuación recurrente.

Con base en la geología de la zona junto con la bibliografía existente se determinó qué lugares de la región tienen mayor tendencia a presentar el fenómeno de licuación. Esto fue contrastado con el registro histórico obtenido.

Dentro del estudio de PGD se analizan asentamientos y desplazamientos laterales, para estos últimos se aplicó además un modelo probabilístico que busca suplir las falencias asociadas a la poca disponibilidad que se tenga de información geotécnica.

Además de presentar resultados con respecto al potencial de licuación con base en capas críticas e índices, este trabajo pretende servir como un marco de referencia que permita incorporar datos para crear mapas más completos no sólo en las zonas propuestas, sino en cualquier área de Chile.

AGRADECIMIENTOS

A mi padre y a mi madre, esta es la culminación de un esfuerzo de toda una vida, en este momento su dedicación y esfuerzo, cuya valía fue tantas veces cuestionada, obtiene un fruto concreto. Si bien a veces no logramos entendernos del todo, y quizá nunca lo hagamos, si puedo entender el amor que sienten por mí y estaré eternamente agradecido por dicho amor.

A mi familia por todo su cariño y afecto, en particular gracias a mi Yeya por todo su amor y esfuerzo que hoy en día tiene como resultado una linda familia y gracias a mi Tía Manina por enseñarme el valor del estudio y la perseverancia.

A toda la gente que conocí en la universidad, desde aquellos amigos a los que hoy les tengo un gran aprecio hasta aquellos que con una simple conversación a la rápida mejoraban días que solían ser bastante malos. Gracias a los arrieros por los buenos momentos y las tardes de estudio, en especial a la Cyntia por el largo trayecto que hemos compartido.

A toda la gente que fui conociendo desde el colegio hasta ahora, gracias a esos que Don Santos mandó a ser mis amigos y que hasta el día de hoy lo son. Gracias a todos los sngs por su amistad tan necesaria en momentos difíciles, gracias por esos lindos días en el campo. A María Inés Winkler por ayudarme a ver la vida de manera un poco más armoniosa.

A la Fran por todo su amor, compañía y amistad, gracias por darme una razón concreta para seguir adelante, gracias por levantarme cuando lo necesito y por permitirme apoyarte en estos tiempos difíciles.

A quienes formaron parte de este trabajo por sus valiosos consejos, a Valentina por su trabajo y excelente aporte y especialmente a Yolanda Alberto por su enorme apoyo, por ofrecerme no solo su capacidad docente sino también su calidad humana, me siento infinitamente agradecido de haber estado bajo su tutela a lo largo de este año.

Una mención honrosa para La Franja, gracias por tanto Diego Mario, gracias a la vida por ser Cruzado.

TABLA DE CONTENIDO

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos generales y específicos	2
1.3. Organización de la memoria	2
2. Marco Teórico	4
2.1. Comportamiento del suelo	4
2.2. Licuación	5
2.2.1. Movilidad Cíclica	6
2.2.2. Falla de Flujo	7
2.3. Factores que afectan la resistencia a la licuación	13
2.4. Estimación de deformaciones inducidas por licuación	16
2.4.1. Desplazamientos laterales	16
2.4.2. Asentamientos	23
2.5. Influencia de la geología	23
3. Casos Históricos de licuación en la región de Valparaíso	26
3.1. Introducción	26
3.1. Terremotos previos al periodo de república	27
3.2. Terremoto de 1822	28
3.3. Terremoto Valparaíso 1906	29
3.4. Terremoto La Ligua 1965	31
3.4.1. Zona Urbana	31
3.4.2. Tranques de relave	33
3.5. Terremoto Illapel 1971	40
3.5.1. Zona urbana	40
3.6. Terremoto 1985	41
3.6.1. Zona urbana	42
3.7. Terremoto del Maule, 2010	55
3.7.1. Zona Urbana	56
3.7.2. Tranques de relave	58
3.8. Resumen Casos Históricos	60
4. Características Geológicas, Sísmicas y Geotécnicas	65
4.1. Recopilación de información	65
4.2. Características geológicas de la zona estudiada	65

4.2.1.	Geomorfología	66
4.2.2.	Geología Regional	69
4.2.3.	Geología de las ciudades de Valparaíso y Viña del Mar	70
4.3.	Potencial de licuación por geología	73
4.4.	Sismicidad de la zona	77
4.4.1.	Caracterización de la fuente sísmica	77
4.4.2.	Análisis de riesgo sísmico	78
4.5.	Procesamiento de información geotécnica	80
4.6.	Método de interpolación	82
4.6.1.	IDW.....	82
4.6.2.	Kriging	83
4.7.	Simulación de datos.....	85
4.7.1.	Tamaño medio de partícula D50.....	86
4.7.2.	Contenido de Finos.....	88
5.	Deformaciones permanentes inducidas por licuación	91
5.1.	Determinación de escenarios sísmicos.....	91
5.1.1.	Determinación de eventos sísmicos a partir del PSHA.....	91
5.2.	Análisis de factor de seguridad ante licuación	95
5.2.1.	Evaluación del potencial de licuación en base a ensayos SPT	95
5.2.2.	Índice de potencial de licuación (LPI)	105
5.2.3.	Mapas de LPI.....	106
5.3.	Cálculo de desplazamientos inducidos por licuación	111
5.3.1.	Metodologías para el cálculo de asentamientos	111
5.3.2.	Cálculo de Asentamientos	119
5.3.3.	Metodología para el cálculo de desplazamientos laterales.....	128
5.3.4.	Cálculo de desplazamientos laterales	131
5.4.	Comparación entre el potencial de licuación y grandes sismos recientes	136
5.5.	Herramientas para análisis de riesgo sísmico a partir de los mapas generados	
		139
6.	Discusión	145
7.	Conclusiones	148
8.	Bibliografía.....	150
9.	Anexos.....	154

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Resultados de ensayos cíclicos en cilindro hueco para suelos sueltos y densos, izquierda y derecha respectivamente (Modificado de Ishihara, 1985)	6
Figura 2.2: Relación entre esfuerzo solicitante y presión de poro para arenas sueltas y densas, izquierda y derecha respectivamente (Modificado de Ishihara, 1985)	7
Figura 2.3: Respuesta de muestra de arena suelta, saturada, isotrópicamente consolidada; (a) Curva esfuerzo deformación; (b) Trayectoria de esfuerzos; (c) Exceso de presión de poro; (d) Indice de vacios vs esfuerzo de confinamiento efectivo. (Kramer, 1996)	8
Figura 2.4: Respuesta de cinco muestras consolidadas isotrópicamente a la misma densidad y distinta presión de confinamiento. (Kramer, 1996).....	9
Figura 2.5: Comparación de licuación verdadera bajo carga monotónica y cíclica (Kramer, 1996)	10
Figura 2.6: Respuesta no drenada de una muestra de suelo. (Verdugo, 2006)	11
Figura 2.7: Falla de flujo y movilidad cíclica. (Yoshimine y Ishihara, 1998).....	11
Figura 2.8: Diagrama de flujo para el trabajo realizado	15
Figura 2.9: Definición de la free-face ratio H/L y la pendiente superficial S (Barlett y youd, 1992)	16
Figura 2.10: Daños en la prefectura de Hokkaido, Japón	17
Figura 2.11: Desplazamientos medidos comparados con desplazamientos predichos en base a los casos históricos de U.S.A y Japón. (Barlett y Youd, 1995)	19
Figura 2.12: Gráfico para determinar R equivalente (Youd, 2002)	21
Figura 3.1: Largo de ruptura propuesto para sismos chilenos (Udias et al. 2012)	28
Figura 3.2: Plano de Valparaíso y extensión de daño (Rodríguez y Gajardo, 1906).....	29
Figura 3.3: Daños en chalets de la Población Vergara (Rodriguez y Gajardo, 1906)	30
Figura 3.4: Medición de las grietas (Rodríguez y Gajardo, 1906)	30
Figura 3.5: Isosistas propuestas por Norambuena. (Norambuena, 2006).....	31
Figura 3.6: A la izquierda se presentan cráteres con eyección de barro en las cercanías de la refinería ENAP, a la derecha se tiene el asentamiento diferencial de estanques fundados sobre arena (Monge et al, 1965)	32
Figura 3.7: Vista hacia el Noreste, se tiene el apoyo sur en primer plano (Varela y Vicencio, 1965).....	32
Figura 3.8: Muro derrumbado, se ve una zona de colapso por expulsión de agua de saturación (Varela y Vicencio, 1965).....	33
Figura 3.9: Detalle de la zona colapsada en tranque viejo. “El hundimiento se da en el material limoso por debajo de la costra arcillosa superficial de unos 2 cm de espesor, por expulsión de agua de saturación” (Varela y Vicencio, 1965).....	34
Figura 3.10: Grietas de desecamiento en suelo arcilloso situado sobre estrato limoso. (Varela y Vicencio, 1965)	34
Figura 3.11: Grietas de desecamiento junto a volcanes de tamaño pequeño. (Varela y Vicencio, 1965).....	35
Figura 3.12: Esquema Tranque Hierro Viejo (Aliste et al, 1966)	36
Figura 3.13: Esquema de daño Tranque Los Maquís (Aliste et Al 1966)	37
Figura 3.14: Se tiene arena húmeda que aparenta resistencia (Norambuena, 2006)	38

Figura 3.15: Al ser removida con una pala, el material se transforma en barro (Norambuena, 2006)	38
Figura 3.16: El agua aflora y se forman cráteres, primeramente, de arena (Norambuena, 2006)	39
Figura 3.17: La presión de poros arrastra limos grisáceos que escurre por el cráter (Norambuena, 2006)	39
Figura 3.18: “A unos 6 m del muro arenoso de contención que quedó en el talud noroeste, el material de relave era licuable, lo que se manifestó por la formación de pequeños volcanes” (Aliste et al., 1966)	40
Figura 3.19: Terremoto de 1985, marcado en rojo epicentro, estrella pequeña corresponde a la mayor réplica (Modificado de (Barrientos 1988))	42
Figura 3.20: Esquema puerto de San Antonio y daños en zonas colindantes (Monge et al, 1986)	43
Figura 3.21: a) Desplazamiento del molo de bloques de concreto en Sitio 1 del Puerto de San Antonio y b) Asentamientos diferenciales en edificio de San Antonio (Yadlin et al., 2012)	43
Figura 3.22: Esquema muelle de San Antonio (Monge et al, 1986)	44
Figura 3.23: Afloramiento de arena en depósito de carbón (Monge et al, 1986)	44
Figura 3.24: Desplazamiento del molo de bloques de concreto (Monge et al, 1986)	45
Figura 3.25: Vista del sitio 2 del puerto de San Antonio (Monge et al, 1986)	45
Figura 3.26: Afloramiento de arena en explanada de Sitio 3 (Monge et al, 1986)	46
Figura 3.27: Sector plaza San Antonio, deslizamiento de dunas y fracturamiento de pavimento (Monge et al, 1986)	46
Figura 3.28: Estratigrafía y nivel freático estimado para sector Estero Arévalo (Monge et al, 1986)	47
Figura 3.29: Daños en Estero Arévalo (Monge et al, 1986)	48
Figura 3.30: Asentamientos en Estero Arevalo (Monge et al, 1986)	48
Figura 3.31: Asentamientos en Estero Arevalo (Monge et al, 1986)	49
Figura 3.32: Esquema de fundaciones en Línea Andina y CMD2 (Monge et al, 1986) ..	49
Figura 3.33: Deslizamiento en camino a Reñaca Alto. (Monge et al, 1986)	50
Figura 3.34: Plano general puerto de Valparaíso y daño correspondiente (Monge et al, 1986)	51
Figura 3.35: Desplazamiento en los distintos sitios del puerto (Monge et al, 1986)	52
Figura 3.36: Daños en el Sitio 3 del Puerto de Valparaíso (Monge et al, 1986)	53
Figura 3.37: Daños en la unión de los sitios 4 y 5 (Monge et al, 1986)	53
Figura 3.38: Daños en el sitio 8 (Monge et al, 1986)	54
Figura 3.39: Vista hacia el sur del puente Lo Gallardo (Monge et al, 1986)	55
Figura 3.40: Zona de ruptura sismo 2010 (Verdugo y González 2015)	56
Figura 3.41: Deformaciones en Puente Yali. (Yadlin et al, 2012)	57
Figura 3.42: Deformaciones en el Puente Lo Gallardo (Verdugo y González, 2015)	58
Figura 3.43: Ubicación Tranque Bellavista (Escala 1:10000)	58
Figura 3.44: Fallas Observadas Tranque Bellavista (Yadlin et al, 2012)	59
Figura 3.45: Falla en Tranque Veta de Agua. (Yadlin et al, 2012)	59
Figura 3.46: Ubicación Veta de Agua (Escala 1:20.000)	60
Figura 3.47: Casos Históricos Zona Norte Región de Valparaíso (Escala 1:350.000) ...	61

Figura 3.48: Casos Históricos Zona Sur Región de Valparaíso	62
Figura 3.49: Casos de licuación en el Puerto de Valparaíso (Escala 1:5.000)	63
Figura 3.50: Casos de licuación en la ciudad de San Antonio (Escala 1:7.500)	63
Figura 3.51: Casos de licuación en Puente Lo Gallardo (Escala 1:5.000)	64
Figura 4.1: Unidades geomorfológicas Región de Valparaíso. (MINVU V Región, s. f.)	66
Figura 4.2: Topografía de las ciudades de Viña del Mar y Valparaíso (Creado a partir de archivo DEM, IDE Chile. Escala 1:40.000)	68
Figura 4.3: Pendientes de la zona de estudio (Creado a partir de archivo DEM, IDE Chile. Escala 1:40.000)	68
Figura 4.4: Geología de la Región de Valparaíso categorizada por era, zona norte (Modificado de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:400.000)	69
Figura 4.5: Geología de la Región de Valparaíso categorizada por era, zona sur (Modificado de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:400.000)	70
Figura 4.6: Geología de la ciudad de Valparaíso y Viña del Mar. (Gana et al, 1996. Modificado por Muñoz, 2013)	71
Figura 4.7: Geología ciudades de Valparaíso, Viña del Mar y Reñaca (Alvarez y Grimme, 1964. modificado por Muñoz, 2013)	71
Figura 4.8: Secuencias Sedimentarias Cuaternarias, zona norte (Modificado de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:400.000)	74
Figura 4.9: Secuencias Sedimentarias Cuaternarias, zona sur (Modificado de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin)	74
Figura 4.10: Geología de las cercanías de Viña del Mar (Modificado de Muñoz 2013. Escala 1:50.000)	75
Figura 4.11: Unión de mapa histórico y geología asociada a licuación excluyendo tranques de relave, zona norte (Creado usando información de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:300.000)	76
Figura 4.12: Unión de mapa histórico y geología asociada a licuación excluyendo tranques de relave, zona sur (Creado usando información de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:300.000)	76
Figura 4.13: Mapa de sismicidad entregado por NEIC entre 1973 y 2007, de izquierda a derecha corresponde (a) sismos interplaca (b) sismos intraplaca de profundidad intermedia (c) sismos corticales (Leyton et al. 2010)	77
Figura 4.14: Zonificación sísmica propuesta por Poulos et al. (2019)	78
Figura 4.15: Sismos registrados desde 1985 hasta la fecha (Escala 1:800.000)	79
Figura 4.16: Distribución de sondajes en la Quinta región (Escala 1:800.000)	81
Figura 4.17: Información geotécnica en las comunas de Valparaíso, Viña del Mar y Concón (Escala 1:60.000)	82
Figura 4.18: Cálculo de la diferencia cuadrada entre las ubicaciones asociadas (ESRI 2016)	84
Figura 4.19. Esquema de semivariograma con principales componentes (ESRI 2016).	84
Figura 4.20. Distribución de tamaño medio de partícula para arenas (SI = 3)	86
Figura 4.21. Distribución de tamaño medio de partícula para arena limosa (SI = 4)	87
Figura 4.22. Simulación de tamaño medio de partícula para arenas (SI = 3)	87
Figura 4.23. Simulación de tamaño medio de partícula para arena limosa (SI = 4)	88
Figura 4.24. Distribución de contenido de finos para arenas (SI = 3)	89

Figura 4.25. Distribución de contenido de finos para arena limosa (SI = 4)	89
Figura 4.26. Simulación de contenido de finos para arena (SI = 3).....	90
Figura 4.27. Simulación de contenido de finos para arena limosa (SI = 4)	90
Figura 5.1: Zonificación sísmica sectores Valparaíso, Viña del Mar y Concón. Mapa generado a partir de información presentada por SIGAS (Yáñez y Sáez, 2016. Escala 1:65.000)	92
Figura 5.2. Curva de amenaza sísmica para la zona de estudio.....	93
Figura 5.3. Desagregación para sismo con tasa de retorno de 72 años	93
Figura 5.4. Desagregación para sismo con tasa de retorno de 475 años	94
Figura 5.5. Desagregación para sismo con tasa de retorno de 2475 años	94
Figura 5.6: Curva para evaluar licuación en base a SPT (Youd et al, 2001).....	96
Figura 5.7: Valores de MSF según distintos autores. (Idriss y Boulanger, 2008).....	101
Figura 5.8: Diagrama de flujo para determinar factor de seguridad ante la licuación y el índice de potencial de licuación.....	104
Figura 5.9.LPI considerando el escenario 1, sector Reñaca-Concón. (Escala 1:20.000)	106
Figura 5.10. LPI considerando el escenario 2, sector Reñaca-Concón. (Escala 1:20.000)	107
Figura 5.11. LPI considerando el escenario 3, sector Reñaca-Concón. (Escala 1:20.000)	108
Figura 5.12. LPI considerando el escenario 4, sector Reñaca-Concón. (Escala 1:20.000)	108
Figura 5.13. LPI considerando el escenario 1, sector Viña del Mar. (Escala 1:10.000)	109
Figura 5.14. LPI considerando el escenario 2, sector Viña del Mar. (Escala 1:10.000)	109
Figura 5.15. LPI considerando el escenario 3, sector Viña del Mar. (Escala 1:10.000)	110
Figura 5.16. LPI considerando el escenario 4, sector Viña del Mar. (Escala 1:10.000)	110
Figura 5.17: Carta para determinar la deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara and Yoshimine, 1992)	111
Figura 5.18: Diagrama de flujo para determinar asentamientos (Ishihara y Yoshimine 1992)	112
Figura 5.19. Superficie generada para determinar deformación volumétrica en base a Ishihara y Yoshimine (1992).....	113
Figura 5.20. Relación entre ε_v y $(qc1N)_{cs}$ para distintos factores de seguridad a la licuación (Zhang et al. 2002)	114
Figura 5.21: Variación de la relación qc/N en función del tamaño medio de partícula (Robertson et al. 1984).....	115
Figura 5.22: Superficie generada para determinar deformación volumétrica en base a Zhang et al. (2002)	115
Figura 5.23:Diagrama de flujo para determinar asentamientos (Ishihara y Yoshimine 1992)	116
Figura 5.24: Tablas que relacionan FS con ru para diferentes contenidos de finos; (a) FC = 0%; (b)FC = 10%; (c) FC = 20%; (d) FC = 30%	117
Figura 5.25: Diagrama de flujo para la determinación de asentamientos mediante Chiaradonna et al. (2019).....	118

Figura 5.26. LSN considerando el escenario 1, Reñaca-Concón, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:20.000)	120
Figura 5.27. LSN considerando el escenario 2, Reñaca-Concón, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:20.000)	120
Figura 5.28. LSN considerando escenario 3, Reñaca-Concón, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:20.000)	121
Figura 5.29. LSN considerando escenario 4, Reñaca-Concón, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:20.000)	121
Figura 5.30. LSN considerando el escenario 1, Viña del Mar, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:10.000)	122
Figura 5.31. LSN considerando el escenario 2, Viña del Mar, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:10.000)	122
Figura 5.32. LSN considerando el escenario 3, Viña del Mar, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:10.000)	123
Figura 5.33. LSN considerando el escenario 4, Viña del Mar, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:10.000)	123
Figura 5.34. LSN considerando el escenario 1, Reñaca-Concón, Zhang et al. 2002. (Escala 1:20.000)	124
Figura 5.35. LSN considerando el escenario 2, Reñaca-Concón, Zhang et al. 2002. (Escala 1:20.000)	124
Figura 5.36. LSN considerando el escenario 3, Reñaca-Concón, Zhang et al. 2002. (Escala 1:20.000)	125
Figura 5.37. LSN considerando el escenario 4, Reñaca-Concón, Zhang et al. 2002. (Escala 1:20.000)	125
Figura 5.38. LSN considerando el escenario 1, Viña del Mar, Zhang et al. 2002. (Escala 1:10.000)	126
Figura 5.39. LSN considerando el escenario 2, Viña del Mar, Zhang et al. 2002. (Escala 1:10.000)	126
Figura 5.40. LSN considerando el escenario 3, Viña del Mar, Zhang et al. 2002. (Escala 1:10.000)	127
Figura 5.41. LSN considerando el escenario 4, Viña del Mar, Zhang et al. 2002. (Escala 1:10.000)	127
Figura 5.42: Diagrama de flujo para la aplicación de ecuaciones de desplazamiento lateral (Modificado de Youd et al. 2002).....	129
Figura 5.43: Desplazamientos calculados mediante Youd et al. (2002) considerando el escenario sísmico 1. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente).....	131
Figura 5.44: Desplazamientos calculados mediante Youd et al. (2002) considerando el escenario sísmico 2. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente).....	132
Figura 5.45: Desplazamientos calculados mediante Youd et al. (2002) considerando el escenario sísmico 3. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente).....	133
Figura 5.46: Probabilidad de exceder un desplazamiento lateral de 0.1 [m], en porcentaje. (Escala 1:5.000 y 1:10.000 respectivamente)	134
Figura 5.47: Probabilidad de exceder un desplazamiento lateral de 1 [m], en porcentaje. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente)	135

Figura 5.48: Probabilidad de exceder un desplazamiento lateral de 3 [m], en porcentaje. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente)	136
Figura 5.49. Menor factor de seguridad ante la licuación considerando el sismo de 1985. (Escala 1:10.000)	137
Figura 5.50. LPI considerando el sismo de 1985. (Escala 1:10.000)	138
Figura 5.51. Menor factor de seguridad ante la licuación considerando el sismo de 2010. (Escala 1:10.000)	138
Figura 5.52. LPI considerando el sismo de 2010. (Escala 1:10.000)	139
Figura 5.53: Tasa de reparaciones considerando tuberías de asbesto-cemento para el escenario sísmico 3 considerando valores de LPI y probabilidad de licuación del 50%. (Escala 1:10.000)	140
Figura 5.54: Tasa de reparaciones considerando tuberías de asbesto-cemento para el escenario sísmico 3 considerando valores de LPI y probabilidad de licuación del 85%. (Escala 1:10.000)	141
Figura 5.55: Tasa de reparaciones considerando tuberías de PVC para el escenario sísmico 3 considerando valores de LPI y probabilidad de licuación del 50%. (Escala 1:10.000)	141
Figura 5.56: Tasa de reparaciones considerando tuberías de PVC para el escenario sísmico 3 considerando valores de LPI y probabilidad de licuación del 85%. (Escala 1:10.000)	142
Figura 5.57: Tasa de reparaciones considerando tuberías de asbesto-cemento para el escenario sísmico 3 considerando valores de LSN y probabilidad de licuación del 50%. (Escala 1:10.000)	142
Figura: 5.58: Tasa de reparaciones considerando tuberías de asbesto-cemento para el escenario sísmico 3 considerando valores de LSN y probabilidad de licuación del 85%. (Escala 1:10.000)	143
Figura 5.59: Tasa de reparaciones considerando tuberías de PVC para el escenario sísmico 3 considerando valores de LSN y probabilidad de licuación del 50%. (Escala 1:10.000)	143
Figura 5.60: Tasa de reparaciones considerando tuberías de PVC para el escenario sísmico 3 considerando valores de LSN y probabilidad de licuación del 85%. (Escala 1:10.000)	144

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Comparación entre Falla de Flujo y Movilidad Cíclica (Modificado de Verdugo 1992)	12
Tabla 2.2: Factores que influyen en la licuación y sus efectos.....	13
Tabla 2.3: Rangos de valores para las variables independientes cuyos resultados precedidos son verificados por casos históricos. (Modificada de Barlett y Youd, 1992)	19
Tabla 2.4: Descripción y distribuciones de estratos T_{15} en la base de datos de Youd et al. (Adaptado de (Gillins and Bartlett 2014)).....	22
Tabla 2.5: Susceptibilidad estimada a la licuación durante eventos sísmicos fuertes para depósitos sedimentarios (Modificado de Youd y Perkins, 1978)	25
Tabla 4.1: Sismos más relevantes desde 1985 hasta el presente	80
Tabla 4.2: Valores relevantes para la simulación de tamaño medio de partícula.....	86
Tabla 4.3: Valores relevantes para la simulación de contenido de finos	88
Tabla 5.1: Escenarios sísmicos.....	95
Tabla 5.2: Factores de corrección para los valores de N del SPT (Modificado de Idriss y Boulanger, 2008).....	99
Tabla 5.3: Clasificación del potencial de licuación (Sonmez 2003)	105
Tabla 5.4: Rango de valores de LSN y Comportamiento observado (Modificado de Tonkin & Taylor Ltd 2013).....	119
Tabla 5.5: Sismos recientes con potencial de causar licuación.....	137
Tabla 5.6: Ecuaciones para daño en tuberías considerando LPI (Modificado de Toprak et al. (2019)	139
Tabla 5.7: Ecuaciones para daño en tuberías considerando LSN (Modificado de Toprak et al. (2019)	139

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Luego del terremoto con epicentro en la región del Maule el 27 de febrero del 2010, la ingeniería chilena tuvo una exhaustiva revisión de las normativas de construcción vigente, revisión que sigue hasta el día de hoy con el fin de mejorar la calidad, seguridad y eficiencia de los proyectos civiles que se construyen en el país. Una de las lecciones aprendidas de este evento es que, para un país sísmico como Chile, los profesionales ligados al mundo de la construcción deben tener mayor conocimiento y herramientas para evaluar el comportamiento dinámico de los suelos.

Uno de los fenómenos dinámicos ocurridos durante dicho sismo fue la licuación de suelos, que ocurrió principalmente en la zona centro sur del país. Sin embargo, por motivos que se comentarán posteriormente, no tuvo mayores consecuencias en la población, permaneciendo como un tema de estudio relevante pero no fundamental en la ingeniería civil de los últimos años.

La licuación es el fenómeno asociado a la pérdida de rigidez y/o resistencia de suelos que se suele dar en suelos arenosos, pero también es posible que ocurra en suelos gravosos hasta finos no plásticos. El estudio de este fenómeno es relativamente reciente, por ejemplo, los primeros casos registrados como tales con repercusiones en estructuras ocurrieron en 1964 en los sismos de Alaska y Niigata.

Casos de licuación documentados se han dado principalmente en Estados Unidos y Japón, donde se ha desarrollado la mayor parte de la teoría existente, por lo tanto, la información disponible para este fenómeno, por lo general, aplica para los suelos de los países antes mencionados y los resultados se deben adaptar para nuestros suelos.

Lo anterior busca dar un contexto además de una razón para realizar este tipo de análisis en Chile, que al igual que Japón o Estados Unidos, es un país con una actividad sísmica muy importante, lo cual, sumado a suelos susceptibles a licuación y las pendientes adecuadas puede desencadenar eventos desastrosos.

Este trabajo se enmarca en una serie de proyectos que buscan determinar el riesgo en infraestructura subterránea como, por ejemplo, tuberías de agua potable y mejorar la resiliencia de dichas estructuras que existen actualmente en el territorio nacional.

El objetivo principal del trabajo es la generación de mapas de desplazamiento permanente del suelo (Permanent Ground Deformation, PGD, por sus siglas en inglés) inducidos por licuación para el territorio chileno. La principal motivación para desarrollar este trabajo radica en la necesidad de conocer más acerca de la licuación y las deformaciones que ésta induce, sus posibles consecuencias y determinar las zonas que son más susceptibles a estos eventos, ya sea para efectuar medidas de mitigación o prevención según corresponda.

Los mapas de licuación y PGD son una herramienta necesaria para generar análisis de riesgo sísmico en infraestructura subterránea. Este trabajo busca generar una

metodología que pueda ser extendida a todo el país considerando la actualización y ampliación de la información.

La metodología a seguir será, en primer lugar, una recopilación exhaustiva de todos los datos disponibles que puedan aportar información a los análisis de licuación, como casos históricos, información geológica, niveles freáticos, estudios geotécnicos y topografía, entre otros.

Posteriormente, tras determinar las zonas de susceptibilidad se aplicarán modelos determinísticos y probabilísticos para determinar PGD. La aplicación de dichos modelos conlleva una discusión acerca de la validez de éstos con respecto a los suelos estudiados. Finalmente se mostrará cómo estos mapas pueden ser una herramienta básica en análisis de riesgo para infraestructura subterránea.

1.2. Objetivos generales y específicos

El objetivo principal de este trabajo es el desarrollo de mapas de licuación y una metodología para definir mapas de PGD inducido por licuación en la región de Valparaíso con base en información histórica, geológica y geotécnica, y que puedan ser utilizados para análisis de riesgo sísmico.

Los objetivos específicos son los siguientes.

- Definir características geológicas de las principales ciudades de la región de Valparaíso.
- Recopilación de datos históricos acerca de casos de licuación previa en la región de Valparaíso.
- Recopilar una base de datos con resistencia del suelo, propiedades dinámicas y nivel de agua para el levantamiento de mapas que sean capaces de determinar las zonas de potencial licuación.
- Seleccionar las relaciones de deformaciones permanentes en el terreno inducidas por el fenómeno de licuación que son aplicables a los suelos y sismos de estudio.
- Realizar mapas de PGD que se puedan usar para análisis de riesgo en estructuras subterráneas.
- Definir herramientas para el análisis de riesgo con base en los mapas de PGD obtenidos.

1.3. Organización de la memoria

La memoria presenta un total de 7 capítulos, siendo el primero el presente capítulo de introducción al trabajo, en este se explicita la motivación, objetivos de la memoria y el esquema que ésta sigue.

El capítulo 2 corresponde al marco teórico, en éste se detallan los fenómenos a tratar en la memoria, principalmente la licuación y las deformaciones permanentes inducidas por licuación, además se hará un repaso histórico del avance en el estudio de estas materias.

En el capítulo 3 se exponen casos de licuación ocurridos en Chile y particularmente en la región de Valparaíso y las consecuencias generadas por éstos. Se busca hacer un compendio de casos desde la época prehispánica, pasando por la colonia y terminando en los tiempos de la república, es en este último donde se concentra la mayoría de la información debido al mayor registro existente.

El capítulo 4 presenta la recopilación de información geológica y geotécnica. La primera se obtuvo principalmente mediante bibliografía de distintas bibliotecas además de información perteneciente a organizaciones gubernamentales. Mientras que la información geotécnica se consiguió mayoritariamente gracias a empresas que facilitaron datos de proyectos en los que estuvieron involucrados.

El capítulo 5 contiene el desarrollo y resultados de los modelos determinísticos para obtener los valores de factor de seguridad frente a la licuación y magnitud de los desplazamientos laterales además de los asentamientos. También se presentan los resultados del análisis probabilístico donde se entregan valores para el desplazamiento lateral inducidos por licuación, estos resultados se acotan a las zonas donde se tiene mayor cantidad de información geotécnica. Finalmente, se busca dar usos concretos a los cálculos de PGD realizados y generar una herramienta para el análisis de riesgo enfocado en infraestructura subterránea, con base en los resultados obtenidos.

En el capítulo 6 se contrastarán los resultados obtenidos con los esperados además de comparar dichos resultados con los expuesto en la bibliografía existente. Se hará un análisis crítico de las metodologías aplicadas en el trabajo, se discutirá su aplicabilidad a la zona de estudio, además de las ventajas y desventajas que presenta este tipo de estudio.

El capítulo 7 busca condensar las principales conclusiones del trabajo, los resultados más relevantes y aspectos a mejorar para trabajos posteriores.

2. MARCO TEÓRICO

Se busca dar claridad acerca del fenómeno que se estudiará en este trabajo, sin embargo, para entender los desplazamientos permanentes inducidos por licuación, también es necesario comprender el fenómeno de licuación y las condiciones que lo propician.

2.1. Comportamiento del suelo

Para entender el fenómeno de licuación es necesario comprender el comportamiento volumétrico del suelo cuando este es sometido a una presión externa, a grandes rasgos el suelo puede tender a reducir su volumen o aumentarlo, lo que se conoce como comportamiento contractivo o dilatante, respectivamente. El comportamiento contractivo está asociado, en general, a suelos sueltos o poco densos los cuales al ser sometidos a un esfuerzo externo ven reducido su volumen total, esta reducción implica que las partículas cambian su arreglo a uno donde éstas se encuentran más unidas entre sí, reduciendo los vacíos y expulsando el agua retenida en el espacio entre partículas. En contraparte, el comportamiento dilatante está asociado en general a suelos densos, donde el material granular tiene una configuración muy compacta y una carga externa genera un nuevo acomodo de las partículas que es de mayor volumen que la inicial.

Sin embargo, el comportamiento del suelo frente a una carga también se puede dividir entre drenado y no drenado, donde, como su nombre indica, se permite o no la expulsión de agua del medio granular frente a una carga. En el caso no drenado, donde no se permite que el agua escape del medio frente a un esfuerzo, es ésta la que toma la carga traduciéndose en un aumento de la presión de poro, mientras que en el caso drenado las condiciones del suelo y la carga permiten que el agua fluya y por lo tanto el esfuerzo es tomado por el material granular, esto se traduce en un cambio volumétrico.

Son dos los parámetros que controlan el comportamiento drenado o no drenado de un suelo. En primer lugar, está la permeabilidad del suelo, esto es, la velocidad a la que un líquido puede fluir a través de un determinado medio granular, a grandes rasgos, este parámetro es mayor para suelos cuyo tamaño de partícula es mayor como gravas, mientras que para suelos donde el tamaño de los granos es pequeño, como limos y arcillas, la permeabilidad alcance valores mucho más pequeños. El segundo parámetro principal es la velocidad de la carga, una carga rápida, como un sismo obliga al agua a responder frente al esfuerzo externo, mientras que, en una carga que se aplica lentamente, como el peso de un edificio, el agua tiene tiempo para disiparse sin tener que tomar toda la carga.

El comportamiento drenado ocurrirá preferentemente en suelos cuya permeabilidad sea alta o que estén bajo condiciones de carga lenta. Mientras que el comportamiento no drenado se dará más comúnmente en suelos de baja permeabilidad o que estén sometidos a cargas lentas.

2.2. Licuación

Se entiende por licuación al fenómeno donde un material granular pasa de un estado sólido a un estado “líquido” como resultado de un incremento de la presión de poro y por consiguiente una reducción en los esfuerzos efectivos de material. (Youd y Idriss, 2001)

Por lo anterior, para identificar el o los detonantes de la licuación, es necesario definir qué induce un incremento en la presión de poro. Como se menciona anteriormente, un suelo contractivo con comportamiento no drenado tendrá un aumento en la presión de poro, luego, el caso de mayor interés para efectos del presente estudio serán suelos, de baja permeabilidad, sometidos a una carga sísmica, la cual es la carga rápida que históricamente ha hecho mayor daño a las estructuras en el país.

Dentro del estudio de licuación se excluyen las arcillas dado que el comportamiento de estas es controlado por fuerzas moleculares y no de fricción a diferencia del resto de los materiales granulares de mayor tamaño. El comportamiento de las arcillas bajo una carga cíclica no drenada es similar al de una arena densa dado que no presentan un aumento relevante de deformaciones a partir de un punto sino más bien ciclos de deformación con magnitud constante. Dicho fenómeno se denomina degradación y no corresponde a licuación como tal (Towhata 2008)

El inicio de la licuación se puede definir de distintas maneras dependiendo del enfoque que se pretenda dar al análisis, a continuación, se presentan los tres enfoques desde los cuales se puede abordar el fenómeno.

- *Enfoque de esfuerzo cíclico:* Para entender este enfoque es necesario definir el parámetro r_u , el cual se define como el exceso de presión de poro sobre el esfuerzo confinante que presenta el suelo. Así, ante una carga cíclica, el parámetro r_u comienza con un valor igual a cero y aumenta progresivamente a medida que se genera un exceso de presión de poro, concluyendo cuando r_u alcanza un valor igual a 1, dicho momento, bajo el enfoque de esfuerzo cíclico marca el inicio de la licuación.
- *Enfoque de deformación cíclica:* Se evalúa el potencial de licuación en base a un límite establecido de deformación cortante (γ), volumétrica (ε_{vol}) y la relación con la generación de presión de poro.
- *Enfoque de energía:* Involucra tanto el esfuerzo como la deformación cíclicos. Para suelos saturados, cargas cíclicas llevan a un aumento en la densidad y un exceso de presión de poro reduciendo las fuerzas interpartícula y la cantidad de energía necesaria para reordenar las partículas de suelo. Así, se puede relacionar la aparición de exceso de presión de poro con la disipación de energía y considerar la carga sísmica en términos de energía.

En el presente trabajo se aplicará principalmente el enfoque de esfuerzos dado que es más simple de aplicar en base a la información recopilada. La licuación de suelos no cohesivos se puede dividir en dos fenómenos en base al tipo de desplazamiento de suelo que produzcan: Movilidad Cíclica y Falla de Flujo.

2.2.1. Movilidad Cíclica

Este fenómeno se da cuando la resistencia cortante del suelo en estado licuado es mayor que el esfuerzo cortante estático. En un sismo, las deformaciones comienzan a bajo nivel y se van incrementando a medida que avanza el tiempo debido a la suma de esfuerzos estáticos y cíclicos, sin embargo, la tasa de crecimiento de las deformaciones dependerá del estado de compactación inicial del suelo, suelos densos tiene una tasa de aumento que va disminuyendo en el tiempo mientras que suelos sueltos se deforman cada vez a una tasa mayor. Lo anterior se refleja en la Figura 2.1 y

Figura 2.2, donde al someter a una probeta de suelo a un ensayo de corte torsional cíclico se ven las deformaciones a medida que la carga cíclica aumenta.

Considerando un estado tensional inicial isotrópico, el momento en que se iguala el exceso de presión de poro con el confinamiento inicial es momentáneo y coincide con el punto donde la tensión solicitante es nula. Una vez que la presión de poro alcanza un máximo disminuye dejando que el suelo vuelva a desarrollar resistencia al corte, quedando en la superficie de falla mientras los ciclos de carga siguen ocurriendo. (González, 2015)

Casos de movilidad cíclica no suelen conllevar fallas del suelo como desplazamientos laterales de gran magnitud, sin embargo, las deformaciones excesivas pueden dañar de manera importante las estructuras en superficie.

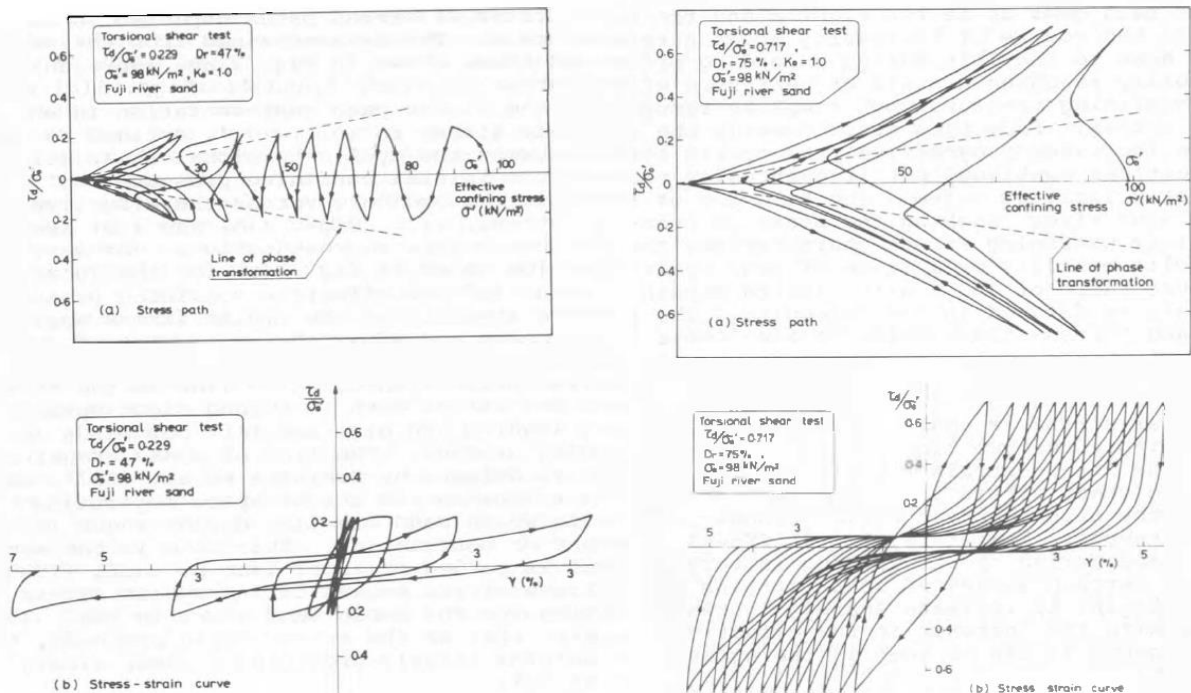


Figura 2.1: Resultados de ensayos cíclicos en cilindro hueco para suelos sueltos y densos, izquierda y derecha respectivamente (Modificado de Ishihara, 1985)

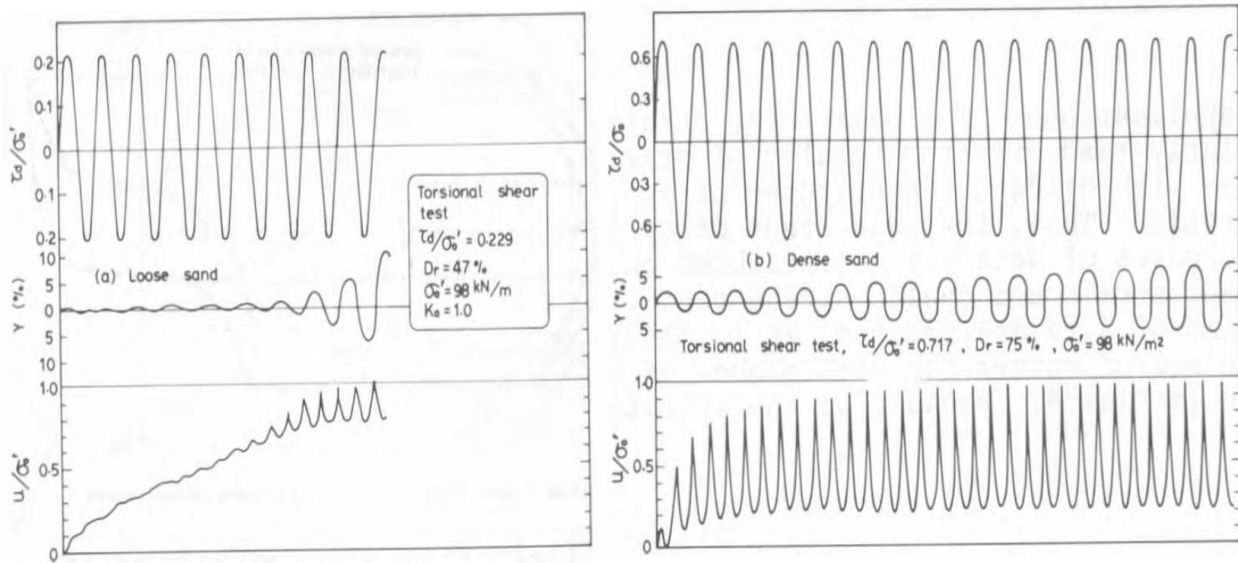


Figura 2.2: Relación entre esfuerzo solicitante y presión de poro para arenas sueltas y densas, izquierda y derecha respectivamente (Modificado de Ishihara, 1985)

2.2.2. Falla de Flujo

A diferencia de la movilidad cíclica, en la falla de flujo se da que la magnitud del esfuerzo de corte estático sumado al esfuerzo cíclico es mayor que la resistencia al corte no drenado. Su nombre describe de buena manera el fenómeno, donde el suelo al ver excedida su resistencia al corte fluye de manera similar a la que lo haría un fluido con cierta viscosidad. Las fallas de flujo se caracterizan por la naturaleza súbita de su origen, la rapidez con la que ocurren y las grandes distancias que pueden llegar a desplazarse los estratos licuados. (Kramer 1996)

No existe un único desencadenante del fenómeno de falla de flujo, entre algunos posibles detonantes están los sismos, cargas monotónicas, vibraciones asociadas a tráfico entre otras. La falla de flujo se puede presentar de dos maneras (Kramer 1996).

2.2.2.1. Carga Monotónica

Considerando una muestra de suelo arenoso, consolidada isotrópicamente, muy suelta y saturada bajo un estado de carga triaxial no drenado, como se presenta en la Figura 2.3, al inicio del ensayo la muestra comienza en el punto A, sin deformación, sin presión de poro con un esfuerzo confinante definido y sin tensiones de corte. Como la muestra se encuentra por sobre la línea de estado último (SSL) (Figura 2.3-d) esta presentará un comportamiento contractivo a medida que el esfuerzo de corte aumente, esto también se refleja en el aumento de presión de poro y un aumento en la resistencia al corte hasta un valor peak de tensión, marcado en los gráficos como el punto B.

Si bien en el punto B la presión de poro es pequeña y el término que relaciona el exceso de presión de poro con el esfuerzo confinante está lejos de llegar a 1, es a partir de este punto que la muestra de suelo se vuelve inestable lo cual se ve gráficamente en el gran

aumento que presenta la presión de poro. A partir del punto C el suelo presenta un estado estable de deformación. Como se ve en la Figura 2.3-b, el esfuerzo de corte estático necesario para alcanzar un equilibrio, en el punto B, es mayor que el esfuerzo de corte disponible, en el punto C. Por lo anterior, se dice que la licuación comienza en el punto en que el suelo se vuelve irreversiblemente inestable, es decir, el punto B.

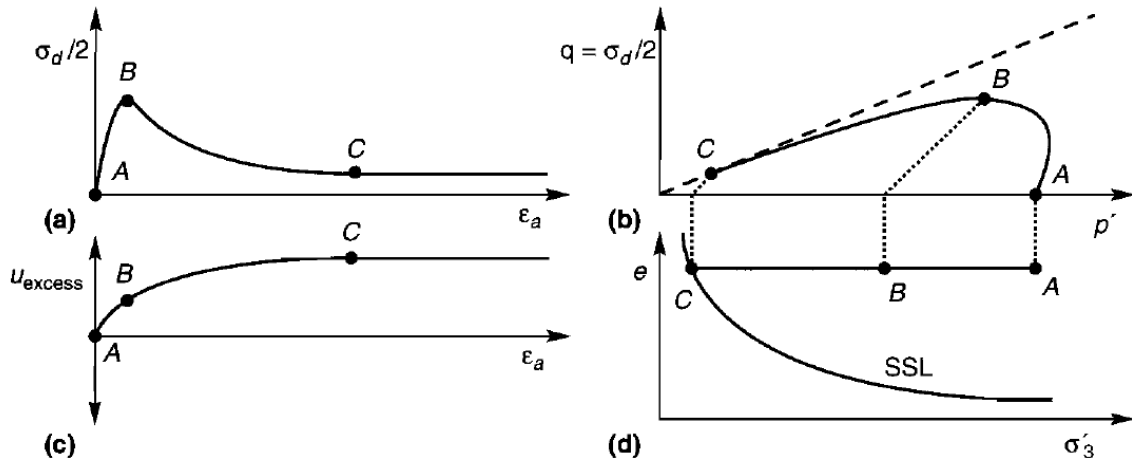


Figura 2.3: Respuesta de muestra de arena suelta, saturada, isotrópicamente consolidada; (a) Curva esfuerzo deformación; (b) Trayectoria de esfuerzos; (c) Exceso de presión de poro; (d) Índice de vacíos vs esfuerzo de confinamiento efectivo. (Kramer, 1996)

El ejemplo anterior corresponde a un caso singular para un determinado índice de vacíos y esfuerzo confinante. Considerando ahora una serie de muestras de un mismo suelo, con el mismo índice de vacíos, es decir, igualmente densos, pero con distintos esfuerzos de confinamiento, sometidas a el mismo ensayo triaxial previamente explicado se tienen los resultados presentados en la Figura 2.4.

En la figura recién mencionada, se tiene que las muestras A y B están por debajo de la línea de estado último (gráfico e - p'), por tanto, presentan un comportamiento dilatante ante el esfuerzo de corte, mientras que las muestras C, D y E, al estar por sobre la línea de estado último se comportan de manera contractiva. Como se realiza un ensayo no drenado las muestras solo pueden llegar a un único punto en el espacio e - p' , sin embargo, las trayectorias difieren en cada muestra. Solo las muestras C, D y E presentarán falla de flujo, ésta comienza en los respectivos máximos de la trayectoria de tensiones, al unir dichos puntos se genera una recta que se determina Superficie de Falla de Flujo (Flow Liquefaction Surface, FLS por sus siglas en inglés).

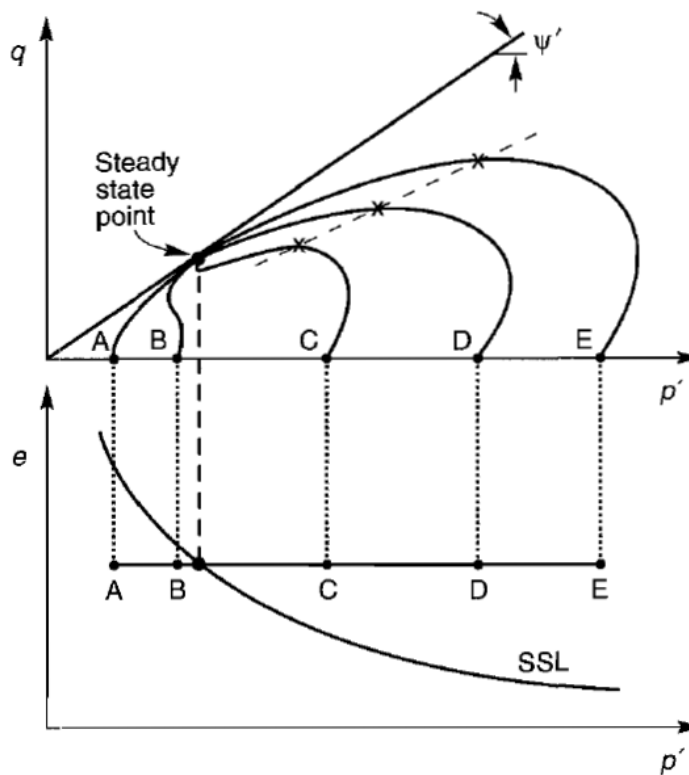


Figura 2.4: Respuesta de cinco muestras consolidadas isotrópicamente a la misma densidad y distinta presión de confinamiento. (Kramer, 1996)

La FLS marca el límite para el cual se genera la inestabilidad en casos de corte no drenado. Si las condiciones de esfuerzos alcanzan la superficie bajo condiciones no drenadas se desencadenará licuación de flujo, independiente de si la carga es monotónica o cíclica, y la resistencia se reducirá a la resistencia del estado último.

2.2.2.2. Carga Cíclica

Estudios muestran que la FLS también se presenta en casos de carga cíclica. En la Figura 2.5, se presenta una muestra de suelo consolidada anisotrópicamente, con un cierto nivel de corte estático superior a la resistencia en el punto de deformación estable (S_{su}), así, el punto inicial con un corte estático (τ_{static}) se define como punto A, luego, la muestra es sometida a un esfuerzo cíclico y monotónicamente creciente por separado.

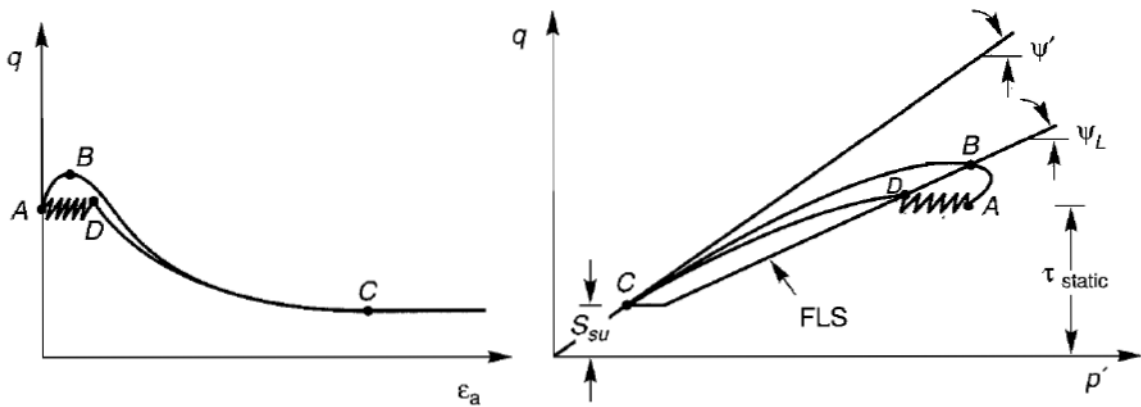


Figura 2.5: Comparación de licuación verdadera bajo carga monótonica y cíclica (Kramer, 1996)

Analizando en primer lugar el esfuerzo monótonico, se tiene que la trayectoria de tensiones llega a un máximo, marcado como el punto B. Posterior a esto la resistencia cae súbitamente hasta llegar al punto C. Por otro lado, la carga cíclica conlleva un aumento en la presión de poro y se traduce en que la trayectoria de esfuerzos se traslada hacia la izquierda llegando a la FLS en el punto D y, al igual que la carga monótona, cae rápidamente al punto C.

2.2.2.3. Comparación entre Movilidad Cíclica y Falla de Flujo

González (2015) detalla las distintas condiciones que puede presentar el suelo y en qué tipo de fenómeno desencadenaría. La Figura 2.6 corresponde a tres respuestas en condición no drenada que puede presentar el suelo además de una respuesta drenada del suelo como un punto de comparación. Inicialmente el suelo está sometido a un esfuerzo de corte estático (τ_a) alcanzado de manera drenada.

Observando la figura recién mencionada, si el suelo presenta una compacidad muy alta o, en otras palabras, si la combinación entre el índice de vacíos y el confinamiento inicial se encuentra por debajo de la línea de deformación continua en el espacio $e-p'$, solo es posible que se produzca el fenómeno de movilidad cíclica dado que la respuesta drenada controla la falla del suelo debido a que la resistencia no drenada es mayor a la resistencia drenada ($S_{su} > S_{dr}$), lo que en el gráfico corresponde a la curva que alcanza un mayor nivel de esfuerzo de corte.

En contraparte, suelos sueltos o de muy baja compacidad (Utilizando el esquema anterior, si el punto inicial del suelo en el espacio $e-p'$ está por sobre la línea de deformación continua) pueden presentar una falla fluida dado que en este caso controla la respuesta no drenada ($S_{su} < S_{dr}$). Esto puede desencadenar dos casos; el primero corresponde a la situación donde la resistencia última no drenada es mayor que el esfuerzo de corte permanente ($S_{su} > \tau_a$), la cual corresponde a la curva que se encuentra en medio en la Figura 2.6, en este caso no es posible que se desarrolle una falla de flujo; el segundo caso se da cuando la el esfuerzo de corte permanente es mayor que la resistencia no drenada del material ($S_{su} < \tau_a$), la cual corresponde a la curva más baja en

la Figura 2.6, aquí el suelo alcanza un estado inestable siendo posible la ocurrencia de una falla fluida sujeto a la amplitud y duración del esfuerzo solicitante.

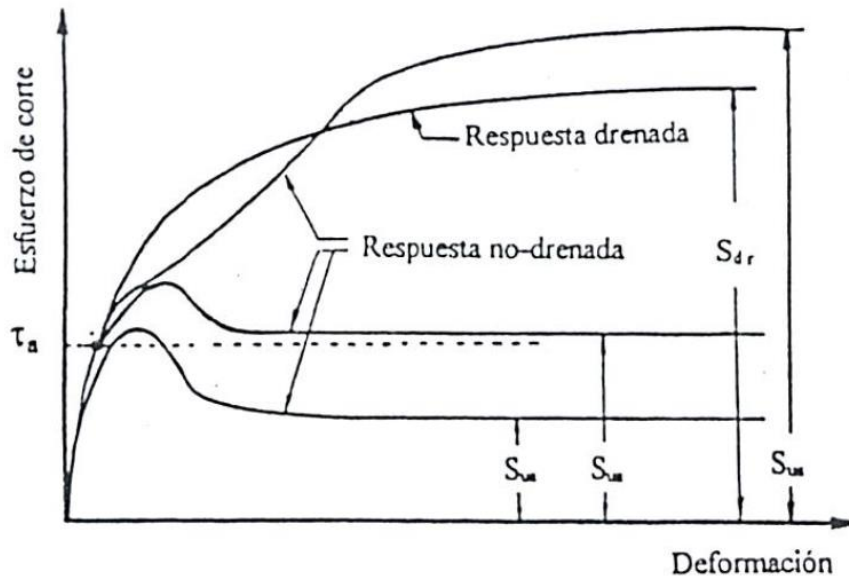


Figura 2.6: Respuesta no drenada de una muestra de suelo. (Verdugo, 2006)

En la Figura 2.7 se presenta un esquema de ambos tipos de falla en un gráfico de esfuerzo de corte vs deformación angular con el fin de ejemplificar el comportamiento de ambos fenómenos. Además, en la Tabla 2.1 se hacen una serie de comparaciones para definir claramente los límites de ambos.

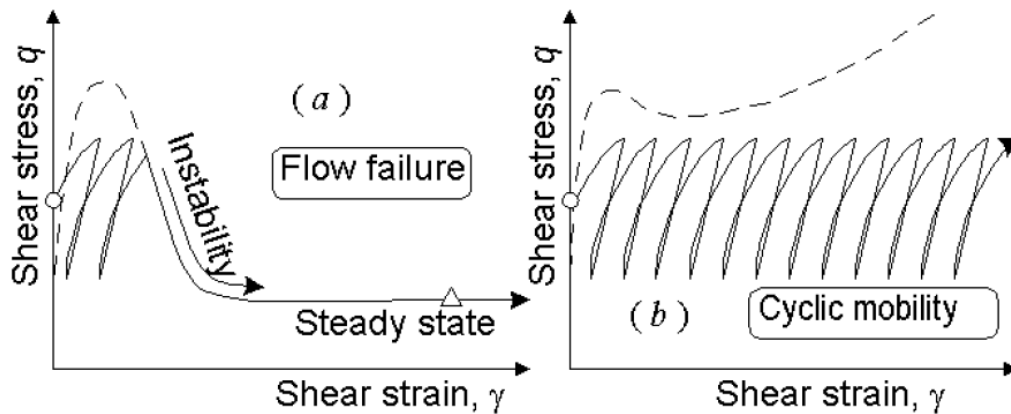


Figura 2.7: Falla de flujo y movilidad cíclica. (Yoshimine y Ishihara, 1998)

Tabla 2.1: Comparación entre Falla de Flujo y Movilidad Cíclica (Modificado de Verdugo 1992)

Falla de Flujo	Movilidad Cíclica
Involucra una pérdida en la resistencia de corte.	No conlleva pérdidas en la resistencia de corte.
Solo algunos estados sobre un límite en particular en el plano $e - p'$ son susceptibles a sufrir falla de flujo.	Tanto suelos sueltos como densos, sin cohesión, bajo grandes o pequeñas presiones de confinamiento pueden desarrollar movilidad cíclica.
Solo puede ser gatillada cuando las fuerzas solicitantes son mayores que la resistencia última no drenada en deformación permanente.	De no existir la posibilidad de una falla de flujo, a mayor fuerzas solicitantes mayores deformaciones.
Puede desarrollarse ya sea bajo esfuerzos cíclico o estático, siempre que la carga sea capaz de inducir un estado no drenado,	Solo se produce bajo carga cíclicas que generen un estado no drenado.
Durante la falla de flujo, los esfuerzos efectivos caen a valores constantes que son iguales a cero solamente en el caso de arenas extremadamente sueltas.	Bajo un esfuerzo cíclico, la movilidad cíclica tiene periodos momentáneos de esfuerzos efectivos iguales a cero.
La masa de suelo se deforma continuamente bajo su esfuerzo de corte residual.	La masa de suelo se somete a una deformación cíclica sin movilizar necesariamente la resistencia de corte última.
La falla de flujo involucra deformaciones muy grandes, de varios metros o incluso kilómetros dependiendo de la diferencia entre el esfuerzo de corte y la resistencia última y la geometría.	La movilidad cíclica conlleva un nivel moderado de deformación, lo suficientemente grande para causar daño lo suficientemente grande.
A mayor esfuerzo de confinamiento efectivo, mayor es la posibilidad de la masa de suelo de estar en un estado propicio para inducir una falla de flujo.	A mayor esfuerzo de confinamiento efectivo, más difícil se vuelve generar presiones de poro, y por consiguiente movilidad cíclica.
Se puede conocer la resistencia residual si se conoce el índice de vacíos.	Solo las deformaciones que ocurren en muestras son conocidas.

2.3. Factores que afectan la resistencia a la licuación

Desde que se tomó consciencia del fenómeno de licuación se ha avanzado en la comprensión de este junto con metodologías para determinar potenciales riesgos. Sin embargo, hoy en día, sigue existiendo mucha incertidumbre acerca de cómo afectan ciertos parámetros al fenómeno.

En la Tabla 2.2 se mencionan los factores que aparecen de manera más recurrente al momento de correlacionar eventos de licuación.

Tabla 2.2: Factores que influyen en la licuación y sus efectos

Factor	Efecto
Geología	Unidades sedimentarias del periodo cuaternario son más susceptibles a la licuación. De los casos históricos se desprende que la mayoría de los casos ocurren en diques naturales, canales de ríos y tierras reclamadas. (Kotoda et al., 1988)
Esfuerzo solicitante	La magnitud del esfuerzo solicitante impacta directamente en la probabilidad de un suelo a licuar, a mayores esfuerzos se requiere un menor número de ciclos para inducir el fenómeno. (Seed y Lee, 1966)
Densidad relativa	La densidad relativa impacta en el estado del suelo y, bajo las mismas condiciones de carga y confinamiento puede presentar el fenómeno de falla de flujo para densidad bajas o movilidad cíclica para densidades altas, además está última requiere mayores niveles de sollicitación para sufrir deformaciones importantes. (Kramer, 1996) (Towhata, 2008)
Esfuerzo de confinamiento	Altas presiones hacen que la arena sea más contractiva durante corte en contraste con bajas presiones. Luego, lo mismo aplica para la licuación, donde la generación de exceso de presión de poro se da a raíz de una dilatancia negativa. (Towhata, 2008)
Consolidación	El historial de esfuerzos para suelos sobreconsolidados vuelve a la arena más dilatante al momento de la sollicitación cíclica, lo cual dificulta la generación de exceso de presión de poro durante la carga (Towhata, 2008)
Saturación	En general se habla que el suelo debe tener al menos un 80 a 85% de saturación para poder presentar el fenómeno de licuación. Se ha comprobado que existe una relación inversa entre la saturación del material y la resistencia cíclica de este. (González, 2015)
Granulometría	Suelos bien graduados son menos propensos a sufrir licuación que suelos con una graduación pobre. Lo anterior se explica porque partículas de menor tamaño son capaces de cubrir los espacios vacíos, haciendo más probable estar en un estado denso. (González, 2015)

Contenido de Finos	Antiguamente, se creía que los suelos con alto contenido de finos no podían licuar, teoría que la evidencia fue derribando con los años. La resistencia a la licuación no varía linealmente con la cantidad de finos.
Plasticidad	La plasticidad de los finos presentes en el suelo es muy relevante en la resistencia a la licuación, finos plásticos inhiben el fenómeno mientras que finos no plásticos pueden tanto favorecer como evitar su ocurrencia.
Edad	A medida que pasa el tiempo, el suelo se va compactando de manera natural además de generar cementación entre las partículas, este fenómeno aumenta la resistencia a la licuación y por lo tanto a mayor edad el suelo resiste de mejor manera la licuación.

La Figura 2.8 muestra un diagrama de flujo de la metodología que se realizó para identificar la licuación de la zona de estudio y las deformaciones permanentes.

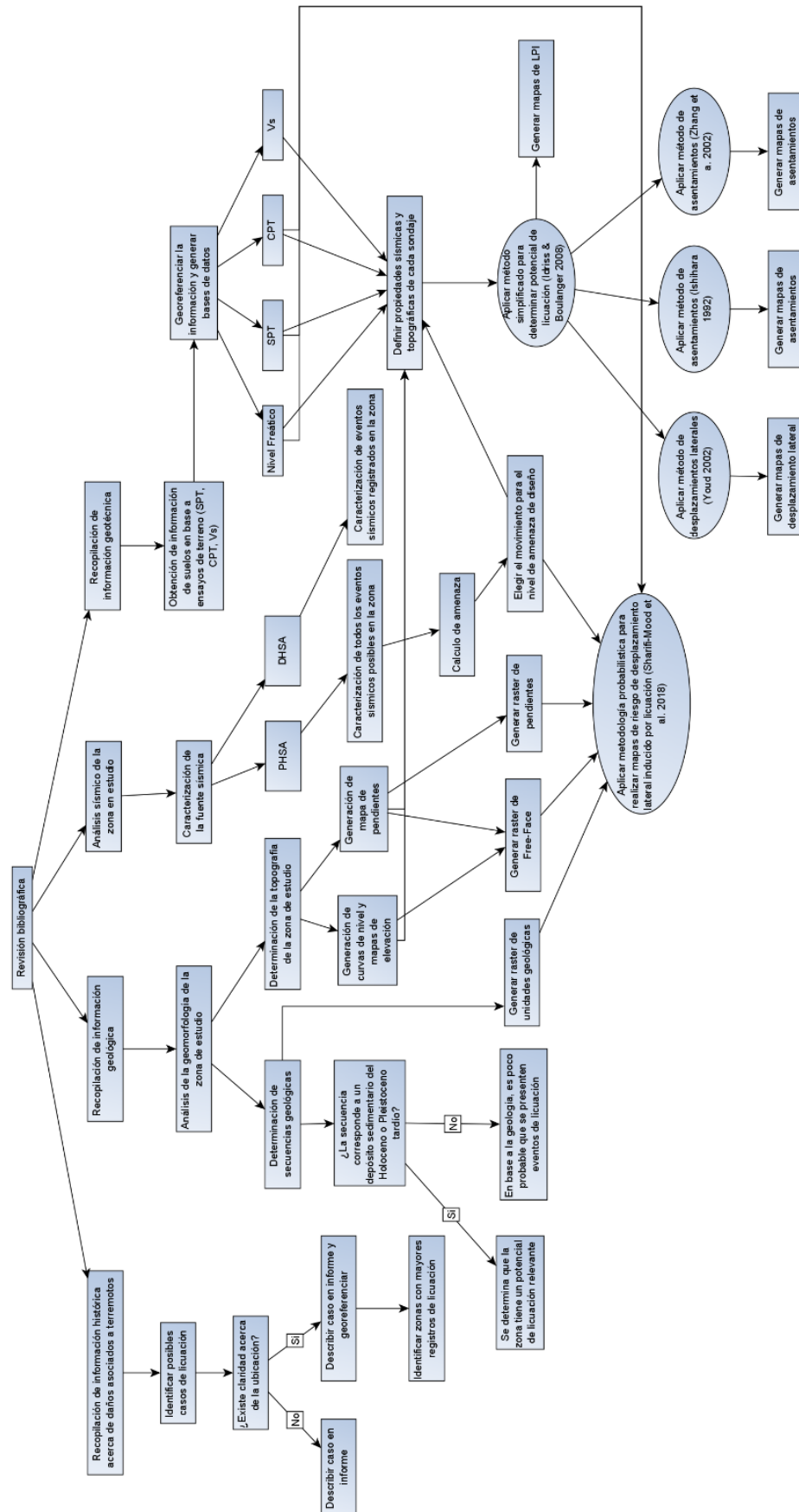


Figura 2.8: Diagrama de flujo para el trabajo realizado

2.4. Estimación de deformaciones inducidas por licuación

Con respecto a la licuación, se estipula que esta puede desencadenar tres tipos de fallas en los suelos: Fallas de flujo, desplazamiento lateral y oscilación del suelo. La ocurrencia de uno u otro de los fenómenos mencionados dependerá principalmente de las condiciones del sitio en cuestión (Youd, 1993).

Las fallas de flujo están asociadas a grandes desplazamientos, tienden a ocurrir en pendientes empinadas y principalmente en suelos contractivos lo que se asocia a pérdida de resistencia en los suelos. En contraparte, la oscilación del suelo ocurre en zonas con nula pendiente, observaciones en terreno detallan que este fenómeno tiene asociado ondulaciones en el suelo de gran amplitud, abertura y cierre de fisuras y eyección de agua originalmente contenida en el suelo. Luego, está el desplazamiento lateral, el cual está en un punto medio de los fenómenos recién mencionados.

2.4.1. Desplazamientos laterales

El foco principal de este trabajo es estimar las posibles deformaciones permanentes que pueden ocurrir en la región de Valparaíso producto de un eventual sismo. Los estudios más importantes en cuanto a desplazamientos laterales se generaron en los años 90, aunque, los registros más notables de este fenómeno parten en los años de 60, en particular con el sismo de Niigata, Japón el año 1964, donde, imágenes como la presentada en la Figura 2.9 han sido usadas como ejemplo de los riesgos asociados a las potenciales fallas del suelo a lo largo del tiempo.

Youd (1993) describe este fenómeno como grandes bloques, que originalmente formaban un único estrato de suelo, moviéndose transitoriamente de arriba a abajo y de atrás hacia adelante según la ondulación que presente la superficie según la sollicitación sísmica, a pesar de la irregularidad del movimiento, los bloques se mueven progresivamente en el sentido de la pendiente hacia abajo. Se menciona también que este fenómeno moviliza suelos de pendiente suave, con inclinaciones menores al 6%, o también propicia el deslizamiento sobre Free-Face o cara expuesta, como podría ser la cara lateral de un río.

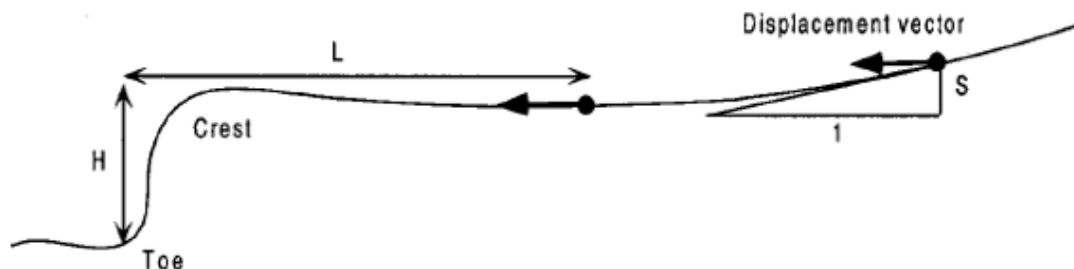


Figura 2.9: Definición de la free-face ratio H/L y la pendiente superficial S (Barlett y youd, 1992)

Desde el sismo de Niigata hasta el presente, el fenómeno de desplazamiento lateral se ha dado en diversos lugares del mundo, con mayor cantidad de eventos registrados en Estados Unidos y Japón, siendo uno de los casos más recientes lo ocurrido en Hokkaido

el año 2018, donde, la ocurrencia de un sismo de magnitud M_w 6.6 produjo daños catastróficos debido a casos de desplazamientos laterales y asentamientos inducidos por licuación.

Ejemplo de esto es lo presentado en la Figura 2.10, a la izquierda, el suelo se desplaza completamente, dejando al descubierto las fundaciones de la casa, luego, a la derecha, se ve una casa una gran inclinación producto de desplazamientos permanentes del suelo posterior al sismo.



Figura 2.10: Daños en la prefectura de Hokkaido, Japón

En el espacio temporal que comprende los casos mencionados existen muchos otros casos de desplazamientos laterales, lo que ha llevado a investigadores del área de mecánica de suelos a desarrollar metodologías para estimar la magnitud de dichos desplazamientos con el fin de poder implementar medidas, ya sea de prevención o de mitigación frente a este fenómeno.

Inicialmente, los modelos propuestos eran bastante simples, como el propuesto por Hamada et al. (1986), realizado en base a fotogramas aéreos de desplazamiento de bloques de suelo posterior a los sismos de Niigata (1964) y Nihonkai-Chubu (1983). En base a una división del desplazamiento lateral en bloques discretos se generó un modelo que considera los desplazamientos promedios una función del espesor de las capas licuadas y el gradiente del suelo. (Barlett y Youd, 1995)

$$D_H = 0.75 \cdot T^{0.5} \cdot \theta^{0.33} [m] \quad (1)$$

Youd y Perkins (1987) propusieron el índice de severidad de la licuación (Liquefaction Severity Index, LSI por sus siglas en inglés). El LSI es una medida del desplazamiento de la falla del suelo basado en el desplazamiento lateral inducido por licuación. Este análisis se remite únicamente a pendientes suaves en depósitos fluviales del holoceno tardío, como llanuras de inundación y deltas. Se estipula también que el daño es, usualmente, una función del tipo y cantidad de las deformaciones diferenciales del suelo asociadas a las condiciones de licuación del suelo, y que la cantidad o severidad del daño varía según el tipo de desplazamiento que se induzca y de la calidad de las fundaciones de las estructuras (Youd y Perkins, 1987).

El LSI entrega una medida del desplazamiento de suelo máximo probable que pudiera ocurrir dentro de un determinado tiempo de exposición y se define como una función de la distancia epicentral (R) en [km] junto con la magnitud de momento del sismo (M_w), los desplazamientos obtenidos se encuentran en pulgadas.

$$\log(LSI) = -3.49 - 1.86 \log(R) + 0.98M_w \quad (2)$$

Posterior a esto, se comenzaron a desarrollar modelos que consideraban una mayor cantidad de variables que se habían estudiado hasta ese entonces, pero no se encontraban unificadas dentro de un único modelo.

Youd (1993) propuso una serie de metodologías para desarrollar procedimientos con el fin de desarrollar modelos que predigan el desplazamiento en fenómenos inducidos por licuación. Para desarrollar estimaciones del desplazamiento se proponen cuatro metodologías.

- Análisis de elementos finitos
- Análisis de bloques deslizantes
- Modelos Físicos
- Procedimientos empíricos

Siendo este último el más desarrollado debido a que este procedimiento se basa en la información obtenida en ensayos de terreno y clasificación de suelos, parámetros que son relativamente simples de adquirir.

Bartlett y Youd (1995) recolectaron una serie de casos históricos de desplazamiento lateral, todos provenientes de Estados Unidos y Japón llegando a formar una base de datos con 448 vectores de desplazamiento horizontal y 270 perforaciones asociadas a las cercanías de los vectores. Luego, la base de datos es usada para aplicar una regresión lineal múltiple escalonada (Multiple Linear Regression o MLR por sus siglas en inglés) y así llegar a una expresión que entregue un valor concreto de desplazamiento.

Al momento de evaluar que variables debían definir el fenómeno se tenían casos como la aceleración peak y el tiempo de duración del sismo (a_{peak} y t_{ss} respectivamente) que teóricamente se espera controlen el fenómeno, pero debido a las dificultades técnicas de obtener esos valores, se optó por reemplazarlos por la magnitud del sismo y la distancia a la fuente sísmica. Así, se llegó a dos modelos, uno para la condición de suelo con baja pendiente y otro para el caso de free-face. El coeficiente final de la regresión (r^2) resultó de 83%. En la Tabla 2.3 se presentan las variables incluidas y sus respectivos rangos.

Además de las variables sísmicas y geométricas, se tienen variables geotécnicas asociadas a los estratos de suelo que, en base a un análisis simplificado de licuación, se espere que presenten un factor de seguridad menor a 1 (T_{15} , F_{15} , $D50_{15}$). La distancia mínima al epicentro es dependiente de la magnitud del sismo.

Tabla 2.3: Rangos de valores para las variables independientes cuyos resultados predcidos son verificados por casos históricos. (Modificada de Barlett y Youd, 1992)

Variable	Rango de valores en base de datos históricos
Magnitud	$6.0 < M < 8.0$
Relación Cara Libre	$1.0 \% < W < 20 \%$
Pendiente del Suelo	$0.1 \% < S < 6 \%$
Espesor de la Capa Licuable	$0.3 \text{ [m]} < T_{15} < 12 \text{ [m]}$
Contenido de Finos	$0 \% < F_{15} < 50 \%$
Tamaño Medio de Partícula	$0.1 \text{ [mm]} < D50_{15} < 1 \text{ [mm]}$
Profundidad Hasta el Fondo de la Sección	Profundidad al fondo de la zona licuada $< 15 \text{ [m]}$

En la Figura 2.11 se presenta un gráfico que muestra cómo se comportan las predicciones realizadas por el modelo con respecto a los desplazamientos medidos, la recta inferior representa un 100% de sobre predicción mientras que la recta superior corresponde a un 50% de subestimación.

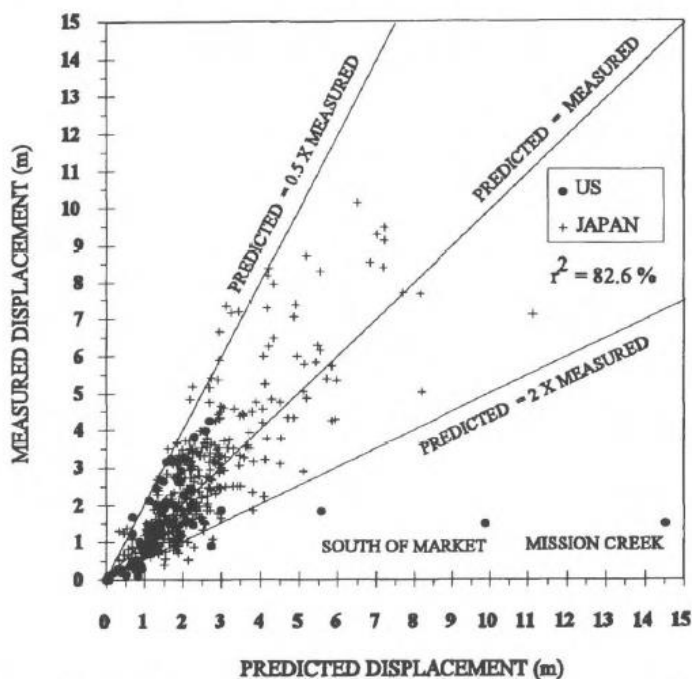


Figura 2.11: Desplazamientos medidos comparados con desplazamientos predichos en base a los casos históricos de U.S.A y Japón. (Barlett y Youd, 1995)

Rauch y Martin (2000) proponen un modelo de predicción empírica de desplazamientos laterales inducidos por licuación (Empirical Prediction Of Liquefaction-induced Lateral Spread o EPOLLS por sus siglas en inglés), un modelo MLR que divide los desplazamientos según tres componentes: Regional, de sitio y geotécnica. El modelo regional del desplazamiento depende únicamente de valores sísmológicos, lo cual permite un análisis más amplio con menos complejidad. El modelo de sitio usa parámetros topográficos además de sísmológicos. Por último, el modelo geotécnico emplea los mismos parámetros previamente mencionados junto con variables geotécnicas, entregando los valores más precisos.

Youd et al. (2002) busca mejorar lo propuesto en años previos, donde los principales cambios fueron la adición de nuevos casos de desplazamiento lateral, corrección en casos con desplazamiento mal calculados, corrección de casos donde los efectos de borde tienen una gran influencia y cambios en las ecuaciones finales para ampliar el rango de valores que pueden tomar las variables de entrada.

Ejemplos de lo anterior son los nuevos casos agregados a la base de datos: Kobe, Loma Prieta y Borah Peak. En este último se da la particularidad de que el tamaño medio de las partículas ($D_{50_{15}}$) varía entre los 3 y 10 [mm], muy por sobre los límites planteados en la Tabla 2.3.

Entre las modificaciones al modelo, se agrega un nuevo parámetro R , el cual reduce el error de zonas que se encuentran muy cercanas al epicentro de un sismo y se cambia el parámetro $D_{50_{15}}$ por el parámetro $\log(D_{50_{15}})$, ampliando el rango de valores permitidos.

Se tiene además la necesidad de extrapolar el análisis a zonas que no forman parte de la base de datos existente, por lo cual se introduce el parámetro R_{eq} , el cual reemplaza la distancia epicentral usando como valores de entrada la magnitud del terremoto y el PGA [g] usando el gráfico de la Figura 2.12, el cual se construye a partir de un promedio de la relaciones de atenuación propuestas en los trabajos de Abrahamson y Silva (1997), Boore et al. (1997) y Campbell (1997).

En caso de evaluar suelos de grano grueso, las ecuaciones solo serán válidas de existir condiciones que impidan el drenaje, además, siempre que el resultado sea mayor a 6 [m], solo se debe considerar que es posible la ocurrencia de grandes desplazamientos. A continuación, se presentan las ecuaciones para determinar el desplazamiento lateral para la condición de free-face y para pendientes suaves.

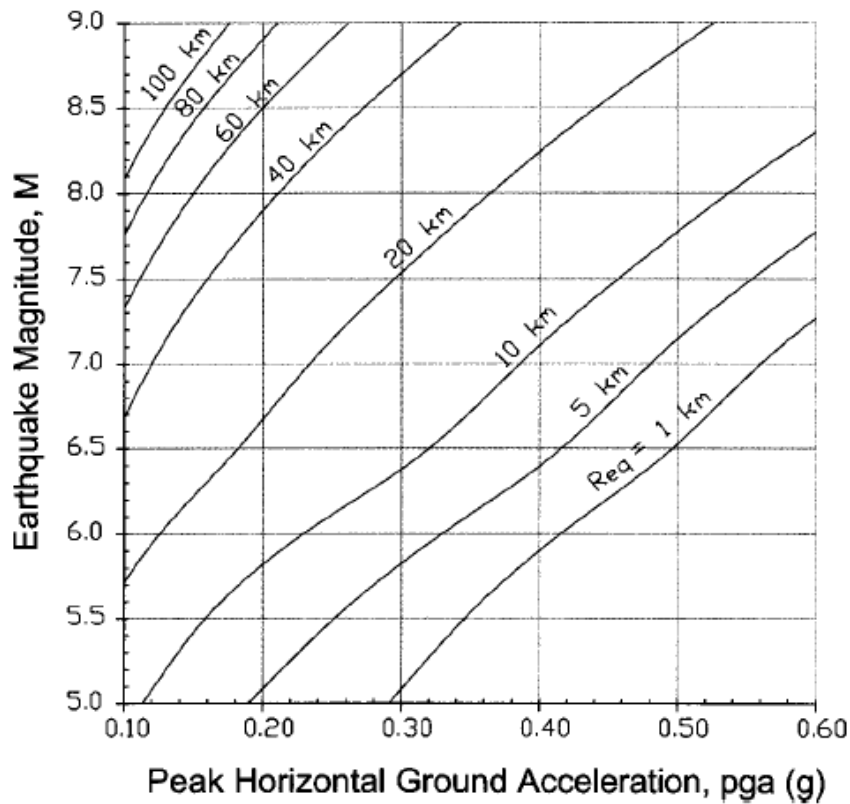


Figura 2.12: Gráfico para determinar R equivalente (Youd, 2002)

Gran parte de la información recopilada no cumple con los requisitos mínimos para ser estudiada en base a los métodos presentados previamente debido a que, por lo general, no se tiene suficiente información de la caracterización del suelo. Este problema es recurrente en otros estudios con objetivos similares al presente, es por esto que (Gillins y Bartlett 2014) propusieron una metodología basada en los modelos de regresión multilinear existentes pero que pudiera ser aplicado con menos información geotécnica, dicho modelo usa un índice basado únicamente en la descripción del suelo.

El valor índice de suelo se propone en base a la base de datos de casos de licuación y desplazamientos laterales de (Youd et al. 2002), donde, al analizar dichos datos se proponen 6 tipos de clasificación de suelo como se presenta a continuación.

Tabla 2.4: Descripción y distribuciones de estratos T_{15} en la base de datos de Youd et al. (Adaptado de (Gillins and Bartlett 2014))

Descripción típica del suelo en la base de datos	SI	n	\overline{D}_{50} (mm)	σ_{D50} (mm)	\overline{FC} (%)	σ_{FC} (%)	Símbolo típico USCS
Grava limosa con arena, grava limosa, grava con finos	1	5	6,45	4,28	19,9	5,6	GM
Arena muy gruesa, arena y gravas, arena gravosa	2	8	2,11	0,77	6,8	6,3	GM-SP
Arena gruesa, arena con algunas gravas	2	33	0,63	0,18	7,3	4,5	SP
Arena, arena media a fina, arena con algunos limos	3	80	0,34	0,02	4,8	2,4	SP-SM
Arena fina, arena con limos	4	50	0,17	0,04	14,6	11	SM
Arena muy fina, arena limosa, arena sucia, arena limosa/arcillosa	4	41	0,1	0,03	37	11,3	SM-ML
Limo arenoso, Limo con arena	5	32	0,07	0,08	61,2	9,4	ML
Material no licuable	6	-	-	-	-	-	CL

De la Tabla 2.4 se tiene que:

- SI: Valor índice del suelo
- n: Cantidad de casos presentes en la base de datos que cae dentro de la categoría
- \overline{D}_{50} : Tamaño medio de las partículas
- σ_{D50} : Desviación estándar del tamaño medio de partícula
- \overline{FC} : Cantidad de finos promedio
- σ_{FC} : Desviación estándar del contenido de finos

Con el valor índice del suelo definido se procede a exponer la regresión multi lineal propuesta en dicho trabajo.

$$\begin{aligned} \log D_H = & -8.208 - 0.344 \cdot \alpha + 1.318 \cdot M - 1.073 \cdot \log(R^*) - 0.016 \cdot R + 0.445 \\ & \cdot \log(W) + 0.377 \cdot \log(S) + 0.592 \cdot \log(T_{15}) - 0.683 \cdot x_1 - 1.200 \cdot x_2 \\ & + 0,252 \cdot x_3 - 0.040 \cdot x_4 - 0.535 \cdot x_5 \end{aligned} \quad (2)$$

De la ecuación anterior, los parámetros que difieren al modelo propuesto por (Youd et al., 2002) son α , el cual corresponde a un valor binario para determinar si se está en presencia de un caso de pendiente suave o free-face, 0 y 1 respectivamente, mientras que los (x_i) con $i=1, \dots, 5$, corresponden al espesor de los estratos cuyo valor índice de suelo coincide con i , este espesor se divide por la profundidad total de estratos con un valor de $(N1)_{60}$ menor a (T_{15}) .

2.4.2. Asentamientos

Otro fenómeno que se enmarca en deformaciones permanentes del suelo inducidas por licuación son los asentamientos. Luego del aumento en la presión de poro asociado a un caso de licuación, esta comienza a disiparse principalmente hacia la superficie, lo cual implica un cambio volumétrico en el suelo, manifestándose en superficie como asentamientos.

Debido a la heterogeneidad que suele presentar el suelo tanto en superficie como en profundidad, los asentamientos rara vez ocurren de manera uniforme y los asentamientos diferenciales se vuelven una causa importante de daño para la infraestructura crítica. La magnitud de los asentamientos está fuertemente relacionada a la densidad del suelo en cuestión y el esfuerzo de corte máximo que se produce durante la carga cíclica (Ishihara and Yoshimine 1992).

Dentro del estudio de asentamientos inducidos por licuación, Bray y Macedo (2017) sugirieron analizar el fenómeno como una suma de tres componentes:

- Eyección de sedimentos
- Desplazamientos laterales en base a los esfuerzos de corte preexistentes
- Consolidación volumétrica post-licuación

Si bien las dos primeras componentes pueden llegar a controlar algunos fenómenos, el estado de la práctica para estimar asentamientos inducidos por licuación está ampliamente dominado por procedimientos empíricos desarrollados para estimar únicamente la tercera componente (Tokimatsu y Seed 1987; Ishihara y Yoshimine 1992; Zhang et al. 2002), donde la disipación de presión de poro se correlaciona con la densidad relativa y el factor de seguridad ante la licuación. (Chiaradonna et al. 2019)

2.5. Influencia de la geología

Como se mencionó en capítulos precedentes, la geología es un factor importante al momento de determinar el potencial de licuación de una zona. Trabajos como el de Kotoda et al. (1988) apuntan a establecer zonas susceptibles a la licuación basándose únicamente en la geología y la morfología de la zona y, en base a eso, definir una escala de posibilidad de licuación que varía desde muy alto a muy bajo.

Youd y Idriss (2001) comentan que la resistencia a la licuación de los suelos crece notablemente a medida que aumenta la edad geológica. Donde, sedimentos que se depositaron en los últimos cientos de años son, en general, más susceptibles a la licuación que sedimentos del Holoceno más antiguo; mientras que suelos del Pleistoceno son más resistentes que los mencionados previamente; y suelos cuyo origen es anterior al Pleistoceno son prácticamente inmunes a la licuación.

Youd y Perkins (1978) propusieron mapas para determinar fallas de suelo inducidas por licuación, dentro de dicho trabajo, ellos plantean una estimación cualitativa de la probabilidad de licuación en base al tipo de depósito de varios tipos de sedimentos y a la edad geológica de estos, lo cual se presenta en la Tabla 2.5.

Lo presentado en la Tabla 2.5 servirá para determinar, de manera cualitativa, que zonas tienen una probabilidad considerable de licuación y que zonas es posible descartar del estudio basándose únicamente en la geología.

Tabla 2.5: Susceptibilidad estimada a la licuación durante eventos sísmicos fuertes para depósitos sedimentarios (Modificado de Youd y Perkins, 1978)

Tipo de depósito	Distribución general de sedimentos sin cohesión en los depósitos	Probabilidad de que sedimentos sin cohesión, al estar saturados, sean susceptibles a la licuación.			
		< 500 años	Holoceno	Pleistoceno	Pre-Pleistoceno
Depósitos continentales					
Cauce de río	Localmente variable	Muy alto	Alto	Bajo	Muy bajo
Planicie de inundación	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Abanico y planicie aluvial	Generalizado	Moderado	Bajo	Bajo	Muy bajo
Terrazas y planicies marinas	Generalizado	-	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Delta y delta de abanico	Generalizado	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Lacustre y playa	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Coluvial	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Talud	Generalizado	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Dunas	Generalizado	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Loess	Variable	Alto	Alto	Alto	Desconocido
Till glaciar	Variable	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Toba	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Piroclastos	Generalizado	Alto	Alto	¿?	¿?
Suelos residuales	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Sebka	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Zona costera					
Delta	Generalizado	Muy alto	Alto	Bajo	Muy bajo
Estuario	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Playa de alta energía	Generalizado	Moderado	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Playa de baja energía	Generalizado	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Laguna	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Orilla de mar	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Zona artificial					
Rellenos no compactados	Variable	Muy alto	-	-	-
Rellenos compactados	Variable	Bajo	-	-	-

3. CASOS HISTÓRICOS DE LICUACIÓN EN LA REGIÓN DE VALPARAÍSO

3.1. Introducción

En el presente capítulo se detallarán eventos que, a lo largo de la historia documentada, pueden ser considerados como casos de licuación dentro de los márgenes de lo que hoy en día es la región de Valparaíso. La presentación de la información se dará según el evento sísmico al cual se asocia el caso y posteriormente a la ciudad o localidad donde se encuentra este.

Debido a la escasa documentación técnica existente previo al terremoto de Valdivia en el año 1960 la mayoría de los casos que se presentan son posteriores a este. Además, en la bibliografía consultada, es poco frecuente que se hable de licuación como tal, lo anterior es atribuible al hecho de que previo al terremoto del Maule del año 2010 en general los análisis asociados a licuación eran omitidos debido a la creencia de que los suelos chilenos no presentaban licuación. Para explicar esto existen algunas teorías donde, por ejemplo, se le atribuyó un efecto densificador a la gran cantidad de sismos a los que son sometidos los suelos.

Por lo anterior, para determinar casos de licuación que no estén correctamente documentados se tendrán en cuenta condiciones básicas para la ocurrencia del fenómeno de licuación, como por ejemplo la existencia de suelo susceptible a la licuación y la existencia de un nivel freático lo suficientemente superficial. Si junto a lo anterior se presentan grandes deformaciones permanentes, como grandes asentamientos, o desplazamientos laterales, volcanes de arena, fisuras a nivel superficial o ebullición de agua se podrán considerar dichos casos como casos de licuación.

En resumen, si hay suelos arenosos junto con: Deformaciones permanentes, Asentamientos, desplazamientos laterales por pérdida de resistencia. Es muy probable que se trate de casos de licuación. También, todo lo que parezca volcanes de arena, que en la literatura incluso se llegó a tratar como un encuentro de ondas sísmica se considerará como caso de licuación.

Para dar un contexto acerca de las condiciones de suelo presentes en Valparaíso y Viña del Mar se tiene la siguiente información recopilada en los años 60 acerca del nivel de aguas freático. (Grimme y Alvarez, 1964).

“No se tienen datos antiguos sobre el nivel del agua subterránea. En general puede aceptarse que el nivel promedio del agua subterránea está aproximadamente a nivel del mar en la costa, mientras que en los alrededores del estero Marga-Marga corresponde al nivel de agua de éste. Tierra adentro y/o a mayor distancia del estero suben algo los niveles del agua subterránea habiéndose encontrado a profundidades entre 2,5 [m] y 8,0 [m] bajo la superficie durante la perforación de los sondajes de reconocimiento. De todas maneras, debe contarse con que el nivel suba temporalmente en la época lluviosa del año”.

Ya en tiempos de la colonia o incluso en épocas prehispánicas se tienen relatos que pueden asociarse al fenómeno de licuación, por lo que se hará una recopilación en orden cronológico acerca de casos ocurridos en la región de Valparaíso. A modo de ejemplo, se tienen dos relatos previos a la república donde queda en evidencia la presencia de licuación en territorio chileno.

La cultura mapuche solía atribuirle la responsabilidad de eventos naturales a entes o deidades. Rodolfo Lenz en “Tradiciones e ideas de los Araucanos acerca de los Terremotos” relata que una de las leyendas del pueblo mapuche decía que los terremotos y maremotos eran producto de la lucha entre las serpientes Trentren-Vilu y Caicai-Vilu, la primera inundaba los terrenos planos mientras que la segunda elevaba los montes. En una de las leyendas se señala que hubo una gran inundación y desde la tierra apareció un gran lagarto emergió gritando ¡Cai-Cai!, luego, la tierra se agrietó por diversos lugares y borbotones salieron de dichas grietas inundando los campos, llevando a que la gente se refugiara en los cerros denominados Tren-Tren (Verdugo y González, 2015)

Ya en la época de la colonia, ocurrió el terremoto de 1730 en la zona central de Chile, el cual es considerado uno de los eventos sísmicos más importantes de los últimos siglos. En relación con los daños acontecidos en sectores aledaños a Santiago se tiene el siguiente relato:

“...abrió disformes zanjas en la tierra, brotando por alguna de ellas cantidad de agua de pestilencial olor y aún hubo noticia cierta de haberse mudado de un lugar a otro bien distante un monte entero” (Valenzuela, 2012).

Los relatos anteriores buscan dar contexto al lector acerca de la licuación en territorio nacional a lo largo de la historia y como su interpretación ha ido variando hasta el día de hoy donde hay una mayor aceptación de este fenómeno.

3.1. Terremotos previos al periodo de república

El registro de eventos sísmicos durante este periodo es muy escaso y poco detallado debido a que en dicha época los asentamientos humanos eran pequeños y escasos, a pesar de lo anterior se ha podido tener una idea general de los eventos más importantes a través de la recolección de distintos archivos de la época.

En mayo de 1647 ocurrió lo que se conoce como el terremoto de mayo, afectando principalmente la ciudad de Santiago. 10 años más tarde, en marzo de 1657, ocurrió un sismo de gran magnitud, el cual tuvo grandes consecuencias en la ciudad de Concepción y asentamientos cercanos, y si bien se registran daños en Santiago no se tiene registro de daños en la región de Valparaíso. (Udías et al. 2012).

En julio de 1730 ocurre el antes mencionado terremoto que afectó principalmente a las ciudades de Concepción y Valparaíso, siendo esta última completamente destruida. Como se tuvo un colapso total de la ciudad sumado a las inundaciones producidas por el tsunami posterior no se tienen detalles de daños específicos. Por último, se tiene el terremoto de 1751, el cual destruyó la ciudad de Concepción, obligando a sus habitantes

a reubicar el asentamiento, mientras que en la ciudad de Valparaíso se registró el colapso de varias casas, iglesias y muros. (Udías et al. 2012).

En la Figura 3.1 se presenta la zona de ruptura propuesta para los sismos recién mencionados.

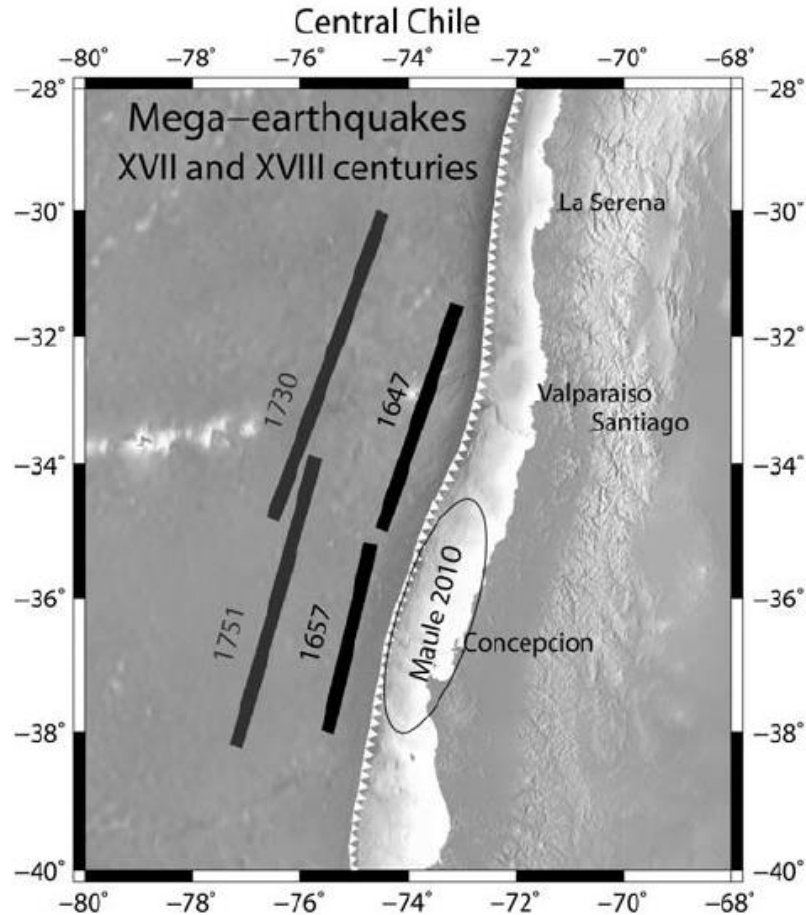


Figura 3.1: Largo de ruptura propuesta para sismos chilenos (Udías et al. 2012)

3.2. Terremoto de 1822

En los relatos de Charles Darwin, se hace una semejanza entre un fenómeno de licuación ocurrido en Concepción para el terremoto de 1839 con lo ocurrido en la bahía de Valparaíso en el año 1822. Según el relato del capitán Fitz Roy para el terremoto de 1839, se dijo que dos explosiones, una similar a una columna de humo y otra como el golpe de una gran ballena, fueron vistas en la bahía de Concepción. El agua parecía estar ebullendo por todas partes, esta se volvió negra y exhalaba un olor desagradable similar al del sulfuro. Estas mismas situaciones se observaron en la bahía de Valparaíso durante el terremoto del año 1822. (Darwin, 1839)

En los relatos de Maria Graham, escritora inglesa que recorrió Chile el año 1822 y plasmó sus experiencias en el libro "Journal of a residence in Chile during the year 1822". Se menciona que, en la localidad de Valle Alegre, ubicada en la comuna de Quintero, en los

jardines de la zona la tierra se resquebrajó y que, desde las grietas generadas, agua y arena salió con fuerza hacia la superficie. (Graham y Valenzuela, 1956)

3.3. Terremoto Valparaíso 1906

El terremoto de 1906, con una magnitud de M_w 8.2, fue uno de los más importante para la zona central de Chile debido a la gran cantidad de daño ocasionado a las estructuras además de las más de 3000 víctimas fatales.

Además, es posible asociar a este evento al inicio de los estudios de sismicidad en el país ya que, posterior al terremoto el entonces presidente, Pedro Montt, ordenó la creación del entonces Servicio Sismológico.

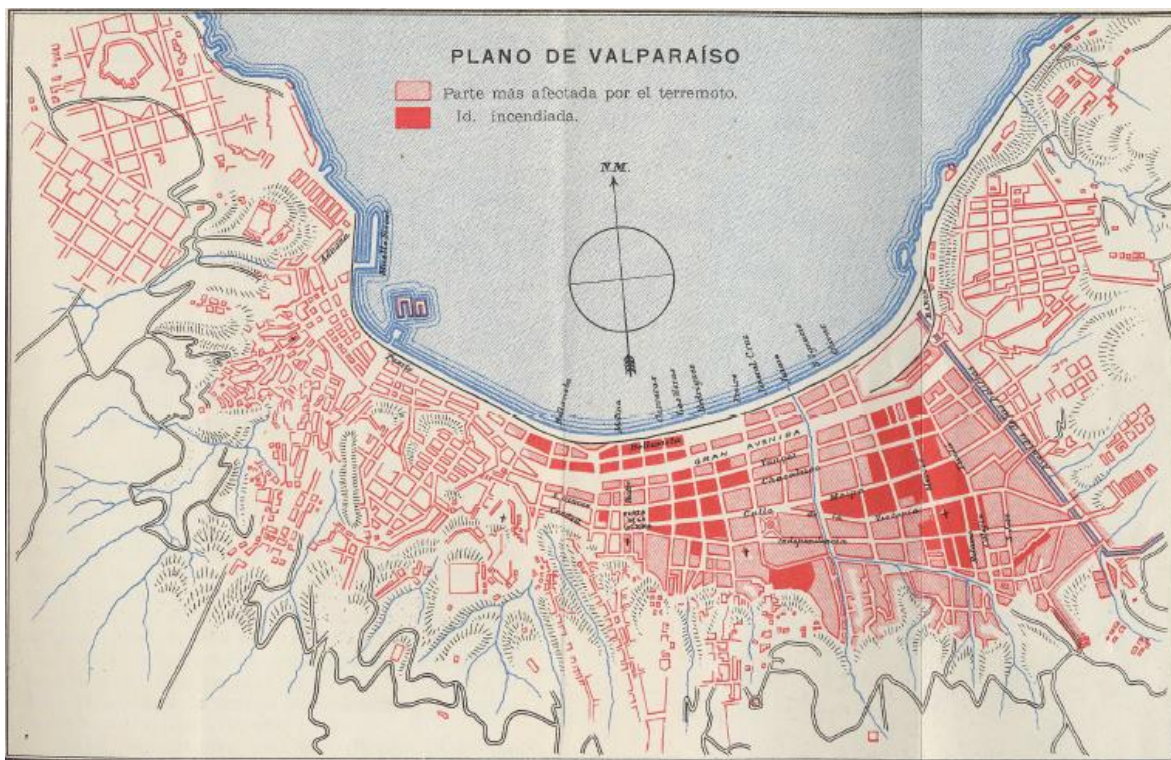


Figura 3.2: Plano de Valparaíso y extensión de daño (Rodríguez y Gajardo, 1906)

En la Figura 3.2 se aprecian los daños acontecidos en la ciudad de Valparaíso, donde los más comentados son los asociados a incendios o colapso de estructuras, dejando en segundo plano daños asociados a fenómenos geotécnicos.

“La catástrofe del 16 de agosto de 1906 en la República de Chile” de los autores Alfredo Rodríguez y Carlos Gajardo (1906) relata un grupo de eventos ocurridos en la quinta región en los cuales es posible asociar el fenómeno de licuación. Además, se toman algunos extractos del trabajo antes realizado que fueron plasmados en González (2015)

En dicho texto se relata que uno de los hechos que llamó la atención la noche del 16 de agosto, fue que mientras el terremoto seguía actuando, en la calle Limache, frente a la

refinería de azúcar se abrían grandes grietas por donde salía el agua a borbotones, fenómeno que sucedió en varias partes de la población Vergara, donde se formaron verdaderas lagunas sobre el nivel de las calles.

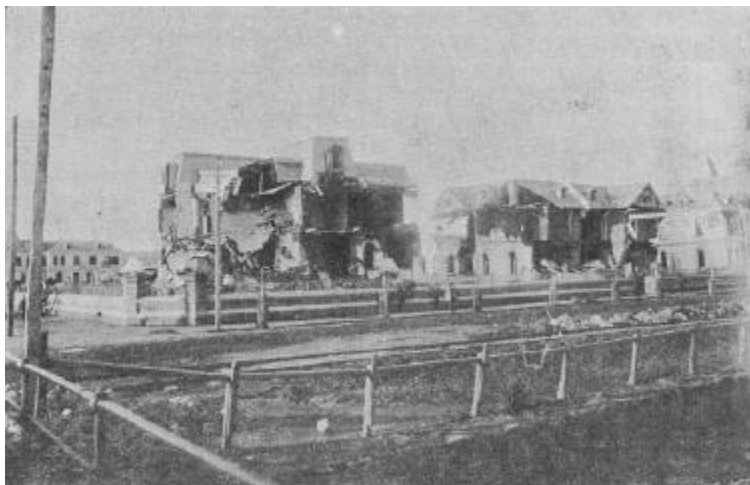


Figura 3.3: Daños en chalets de la Población Vergara (Rodríguez y Gajardo, 1906)

“Hubo algunos casos, muy pocos afortunadamente, que murieron después de estar en salvo, porque las grietas que se abrieron en el suelo los cogieron y tragaron. Tal fue lo que se vio cerca del edificio de los RR. Padres del Corazón de Jesús” (Rodríguez y Gajardo, 1906)

Más fenómenos de aparición de grietas se dieron en zonas cercanas al mar en la ciudad de Valparaíso, cerca de la Avenida Brasil, donde se menciona que la tierra se abrió en varias partes formando grandes y profundas grietas.

Lo descrito en el párrafo precedente se plasma en la Figura 3.4 donde, luego de la catástrofe, se realizaron mediciones en el lugar.



Figura 3.4: Medición de las grietas (Rodríguez y Gajardo, 1906)

Más hacia el interior de la zona de Viña del Mar se registraron indicios de licuación según se relata a continuación. (Zegers, 1906) El primer sector del relato tiene cercanía con los flujos de agua que desembocan en el estero Marga-Marga.

“Entre el Salto i Quilpué i en Llaillai, principalmente, el suelo se agrietó, durante el terremoto, formándose grietas en el suelo de más o menos estension; este fenómeno se produjo con mucha más intensidad en la rejion de Puchuncavi, hacia el norte de Calera, en donde hubo

grandes trastornos en el suelo i el agua hirviente brotó abundantemente en grandes extensiones”

3.4. Terremoto La Ligua 1965

Para este evento sísmico se tuvo una gran cantidad de daño a lo largo de toda la V región, tanto en la costa como en sitios más al interior. En el documento presentado por Norambuena (2006) se hace un detallado análisis del daño sufrido por las estructuras, donde, principalmente, debido a su precariedad existieron daños catastróficos en varios de los pueblos catastrados.

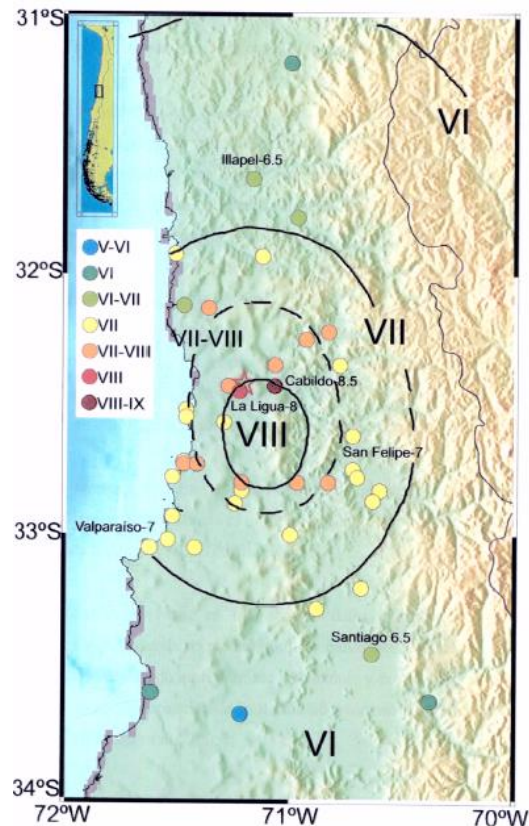


Figura 3.5: Isosistas propuestas por Norambuena. (Norambuena, 2006)

Además, se detallan varias fallas de tranques de relaves ocasionadas por el evento sísmico y posterior licuación. Si bien las fallas de relave no son el tema principal por discutir en el presente trabajo, se mencionará estas para tener una idea completa del alcance del fenómeno de licuación.

3.4.1. Zona Urbana

3.4.1.1. Concón

La refinería de ENAP tuvo varios problemas posteriores al sismo entre los cuales se cuenta que los estanques fundados en arena cerca del río Aconcagua sufrieron grandes inclinaciones y junto a esto se formaron cráteres con eyección de barro.



Figura 3.6: A la izquierda se presentan cráteres con eyección de barro en las cercanías de la refinería ENAP, a la derecha se tiene el asentamiento diferencial de estanques fundados sobre arena (Monge et al, 1965)

3.4.1.2. Valparaíso

En Valparaíso, los daños se concentraron en el puerto, donde el muelle descendió algunos centímetros lo que motivó a revisar las bases de los sitios 1, 2 y 3, que eran los más cercanos al molo de abrigo.

3.4.1.3. La Ligua

El puente Pullalli sufrió una gran cantidad de daño. Los daños asociables a licuación corresponden al desplazamiento relativo de las partes N y S, generando deslizamientos transversales. El tramo afectado giró sobre su apoyo sur y cayó al lecho del estero.



Figura 3.7: Vista hacia el Noreste, se tiene el apoyo sur en primer plano (Varela y Vicencio, 1965)

3.4.1.4. Los Andes

En Los Andes, según reportó la revista *Ercilla*, se dio que por las cañerías salía sedimento de tonalidad oscura. Esto es atribuible al rompimiento de cañerías y licuación del terreno circundante considerando que se tienen principalmente gravas, arenas y limos.

3.4.1.5. Quillota

Según informa el diario *La Nación* existieron daños en ciertas calles de la ciudad “En Avenida Pudeto, el pavimento asemeja una montaña rusa debido a grietas y promontorios por el sismo”.

3.4.2. Tranques de relave

3.4.2.1. El Cobre

En el tranque de relaves de El Cobre se depositaron residuos de la actividad de la mina El Soldado. El derrumbe del muro principal implicó que los contenidos del tranque sepultaran gran parte del pueblo minero para luego avanzar más de 12 kilómetros. Como se aprecia en la Figura 3.8, algunas zonas de expulsión de agua por saturación, además de los volcanes que se ven en las Figura 3.9 a Figura 3.11, todas muestras de licuación en la zona. (Norambuena, 2006).

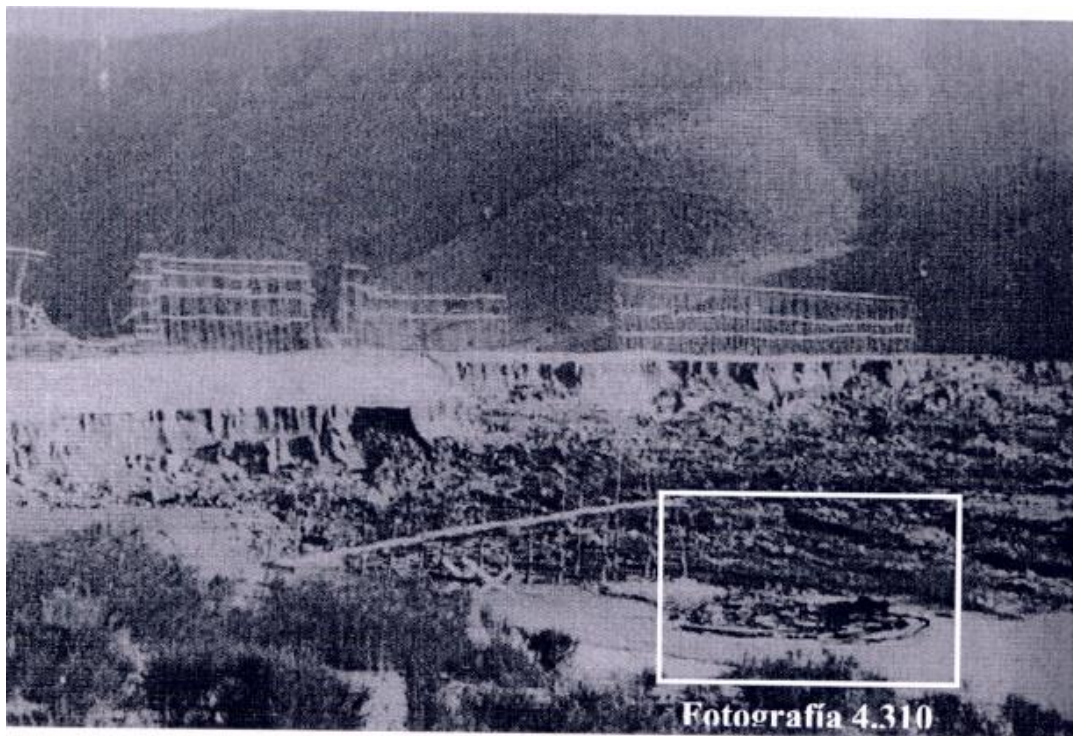


Figura 3.8: Muro derrumbado, se ve una zona de colapso por expulsión de agua de saturación (Varela y Vicencio, 1965)



Figura 3.9: Detalle de la zona colapsada en tranque viejo. "El hundimiento se da en el material limoso por debajo de la costra arcillosa superficial de unos 2 cm de espesor, por expulsión de agua de saturación" (Varela y Vicencio, 1965).



Figura 3.10: Grietas de desecamiento en suelo arcilloso situado sobre estrato limoso. (Varela y Vicencio, 1965)

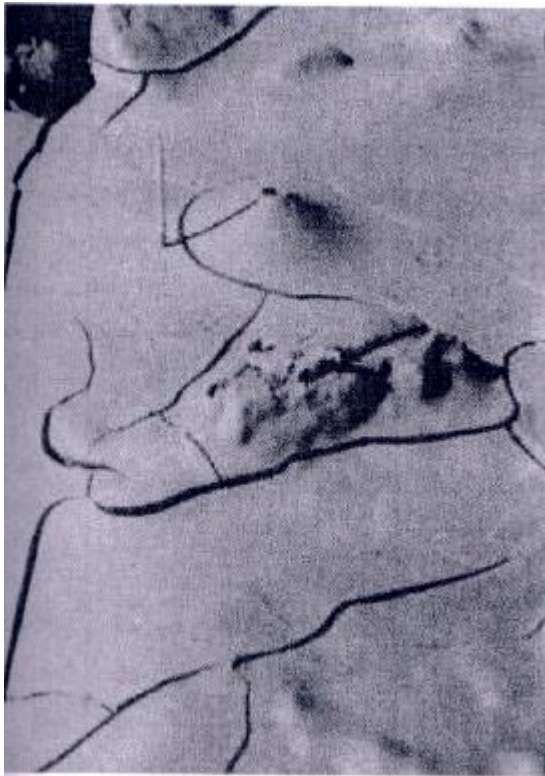


Figura 3.11: Grietas de desecamiento junto a volcanes de tamaño pequeño. (Varela y Vicencio, 1965).

3.4.2.2. Hierro Viejo

En el tranque de relaves Hierro Viejo se presume que existió un caso de licuación similar al ocurrido en El Cobre, esto ya que al analizar las muestras extraídas se tiene que el contenido de humedad natural superó el límite líquido. Sin embargo, esta no parece ser la causa principal del colapso sino una falla por deslizamiento en el talud frontal del Tranque Hierro Viejo 1. (Norambuena, 2006)

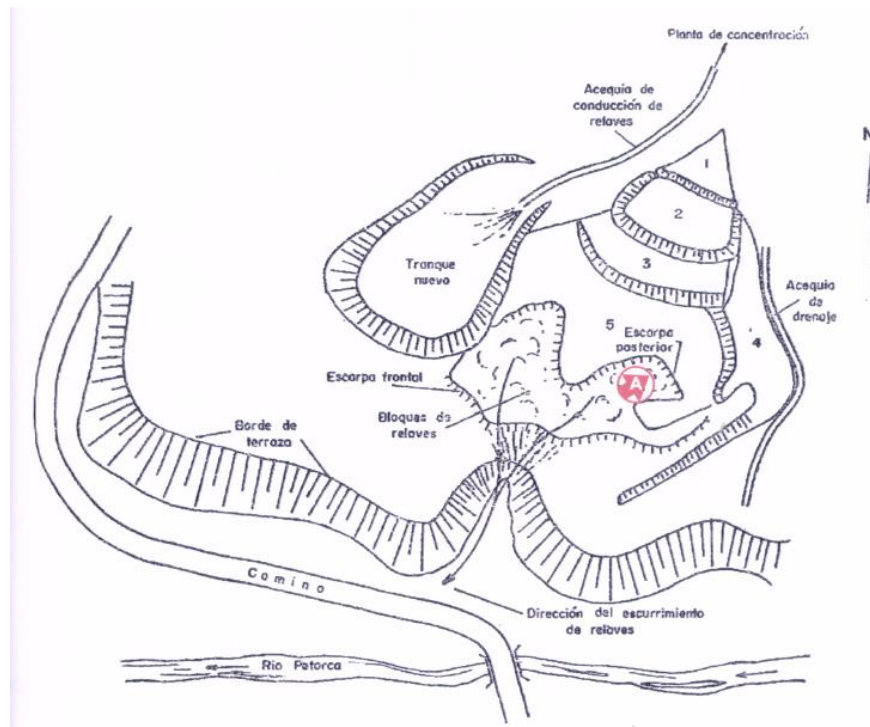


Figura 3.12: Esquema Tranque Hierro Viejo (Aliste et al, 1966)

3.4.2.3. Los Maquis

En este caso, según cuentan los administradores de la planta, los relaves al interior del tranque 3 (Ver Figura 3.13) comenzaron a transformarse en una masa líquida que habría deslizado debido a las vibraciones del terremoto. La falla se produjo antes de que el evento sísmico terminara y se presume que fue una falla del talud, violenta y producida por el empuje de los relaves licuados contra el muro. (Norambuena, 2006)

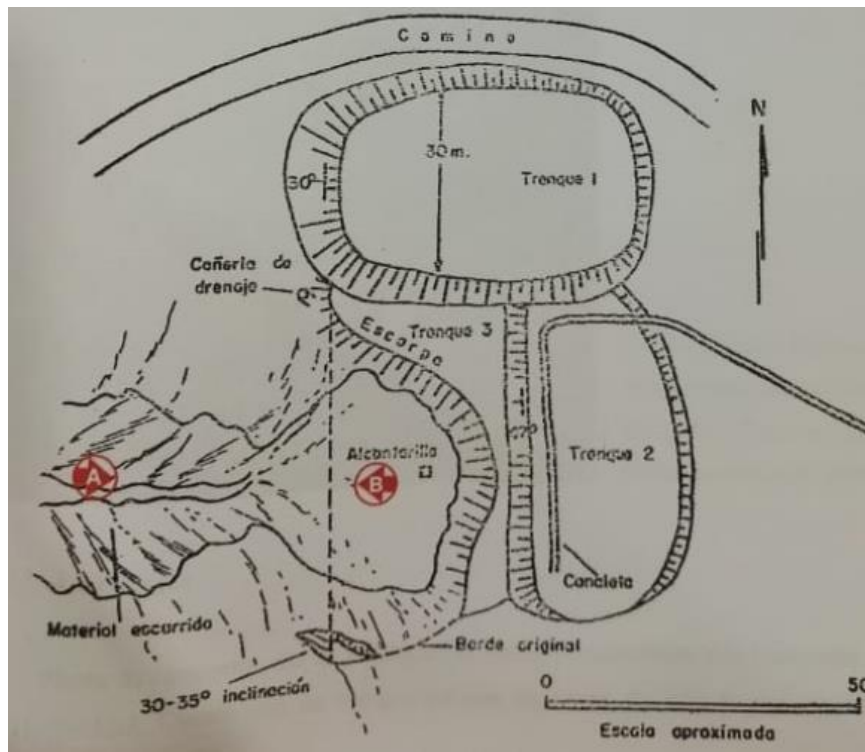


Figura 3.13: Esquema de daño Tranque Los Maquís (Aliste et Al 1966)

3.4.2.4. La Patagua

El terremoto destruyó el depósito nuevo produciendo un flujo de material que avanzó aproximadamente 5 km. Es altamente probable que la falla de este depósito de relaves se deba a la gran presión de poros de los materiales finos con alto contenido de agua (informaciones indican que debido a la sequía se optó por acumular la mayor cantidad de agua posible en el depósito nuevo) y a la licuación de él inducida por las vibraciones producidas por el intenso movimiento sísmico. En la siguiente secuencia de fotografías se muestra como por medio de agitación artificial a una zona cercana a la cámara de drenaje central, se pudo provocar el fenómeno de licuación como se aprecia desde la Figura 3.14 a la Figura 3.17. (Norambuena, 2006)



Figura 3.14: Se tiene arena húmeda que aparenta resistencia (Norambuena, 2006)

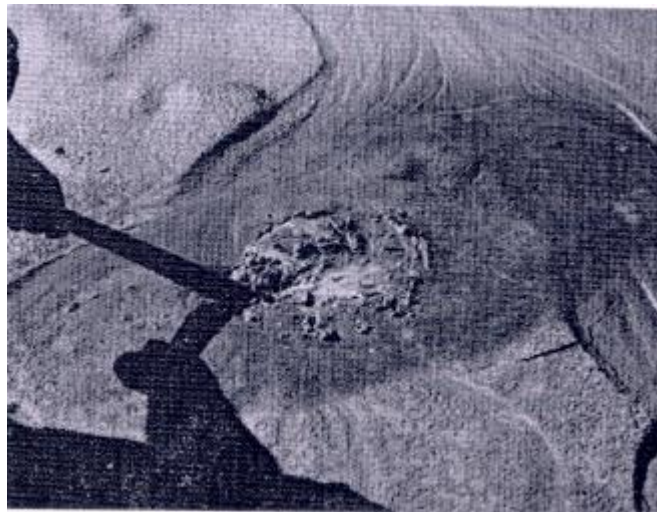


Figura 3.15: Al ser removida con una pala, el material se transforma en barro (Norambuena, 2006)



Figura 3.16: El agua aflora y se forman cráteres, primeramente, de arena (Norambuena, 2006)

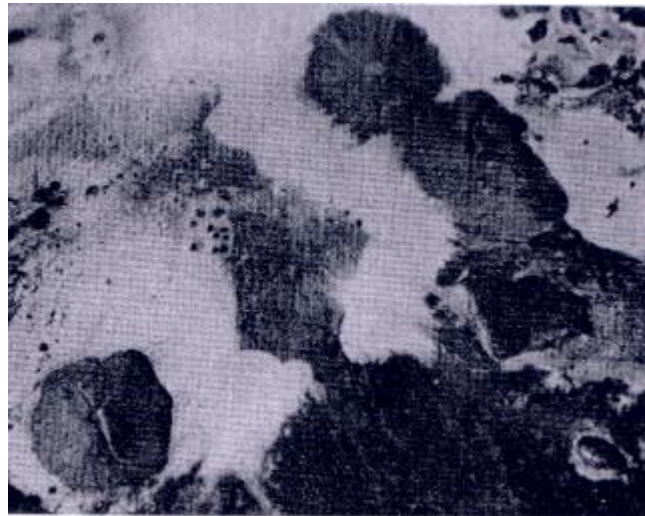


Figura 3.17: La presión de poros arrastra limos grisáceos que escurre por el cráter (Norambuena, 2006)

3.4.2.5. Cerro Negro

Esta es una planta de concentración de minerales sulfatados de cobre que cuenta con cuatro tranques de relave. De los tres tranques operacionales que poseía la planta (numerados del 1 al 3), solo el último estaba en funcionamiento, y de forma adicional contaban con un tranque 0 que funcionaba en emergencias. Los tranques 1, 2 sufrieron grietas importantes especialmente en el sector sur, además depresiones importantes en la zona de la unión. En el tranque 3, el talud noroeste, que tenía una altitud aproximada de 20 [m], colapsó y permitió el vaciamiento parcial, según relatos de testigos, se habrían formado olas en el material superficial detonando la falla.

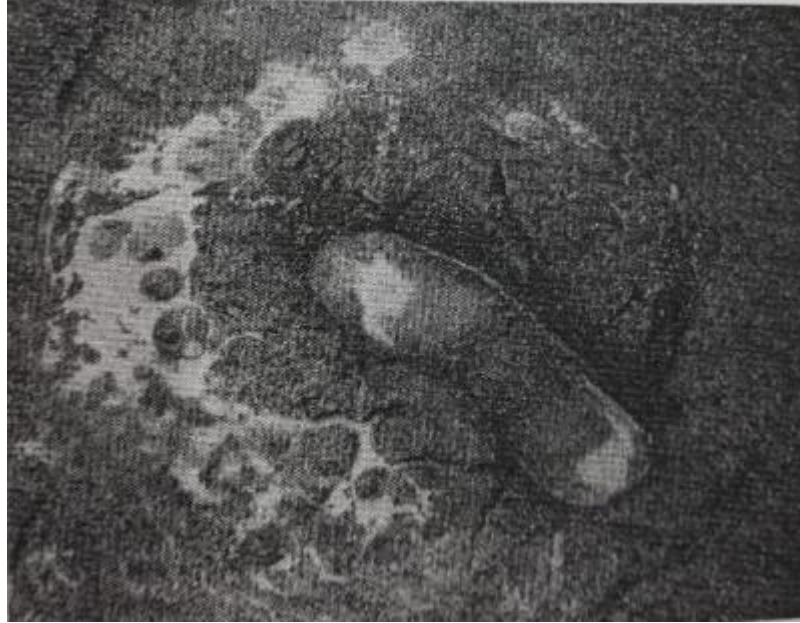


Figura 3.18: “A unos 6 m del muro arenoso de contención que quedó en el talud noroeste, el material de relave era licuable, lo que se manifestó por la formación de pequeños volcanes” (Aliste et al., 1966)

3.5. Terremoto Illapel 1971

A continuación, se describirán algunos de los casos de licuación presentes en este evento sísmico, la información se obtuvo del documento “Informe preliminar sobre el sismo del 8 de julio de 1971” generado por la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile.

3.5.1. Zona urbana

3.5.1.1. Valparaíso

En el sector centro de la ciudad rellenos que rodean un edificio de 15 pisos en Av. Brasil tienen asentamientos del orden de 3,5 [cm], sin embargo, no se presenta suficiente información para asegurar la presencia de licuación.

Se presentan daños en el Muelle Prat y en el sector 5, los principales daños corresponden al desplazamiento horizontal de la cresta del muro de contención hacia el mar de 15 [cm] y el descenso vertical del relleno de 30 a 40 [cm]. Por las condiciones del terreno y el nivel de saturación se asume que dichos desplazamientos están asociados a un fenómeno de licuación.

3.5.1.2. Viña del Mar

Se menciona que existe asentamientos en terraplenes de acceso a puentes, sin embargo, no se detalla a que puentes se hace alusión por lo que no se puede puntualizar la ubicación de los daños.

3.5.1.3. Concon-Quinteros

Se menciona que en rutas de la zona las losas de hormigón de pavimento se encuentran separadas 10 a 20 [cm] en el centro del camino, además la separación es mayor en terraplén que atraviesa la zona de desembocadura del río Aconcagua (zona de vegas).

3.5.1.4. San Antonio

El puerto de la ciudad sufrió importantes daños, estos son bastante similares a la situación de Valparaíso donde se presentan desplazamientos horizontales y verticales.

En el sector cercano a la costa por el sector del estero Arévalo, denominado Estación, se registraron levantamientos del terreno de hasta 50 [cm].

En el molo del Puerto San Antonio el relleno sufrió un asentamiento de hasta 50 [cm], lo cual implicó desnivelación de grúas junto con el desplazamiento lateral del muro de contención.

El puente Lo Gallardo, ubicado al sur de la ciudad, quedó inutilizable debido al deslizamiento de sus bases y posterior colapso.

3.5.1.5. Lolleo – Santo Domingo

El terraplén del acceso Sur al puente que une Santo Domingo y Tejas Verdes experimentó deslizamientos en uno de sus taludes.

3.5.1.6. Llay – Llay

Existió corrimiento lateral del estribo sur del paso sobre nivel de la vía férrea que pasa al sur de la ciudad de Llay - Llay.

3.6. Terremoto 1985

El 3 de marzo de 1985 ocurrió un sismo de magnitud M_w 7.8 en las costas de la región de Valparaíso causando grandes daños tanto en la región como en regiones aledañas. Como se presenta en la Figura 3.19, marcado en un rectángulo se muestra el área de ruptura, la cual tiene una extensión aproximada de 100 [km]

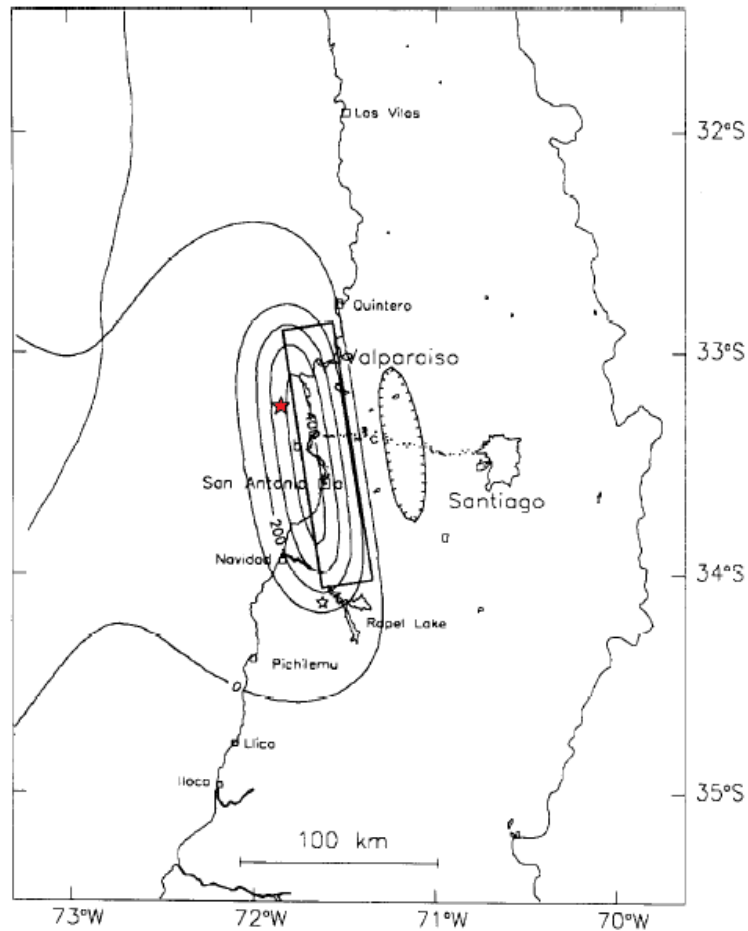


Figura 3.19: Terremoto de 1985, marcado en rojo epicentro, estrella pequeña corresponde a la mayor réplica (Modificado de (Barrientos 1988))

3.6.1. Zona urbana

3.6.1.1. San Antonio

Como se explica en el capítulo de geología, San Antonio se funda sobre sedimentos de gran espesor, lo que explica en cierta medida los daños que se presentan a continuación. En la Figura 3.20 se presenta un esquema del sector costero de San Antonio y los daños asociados a este.

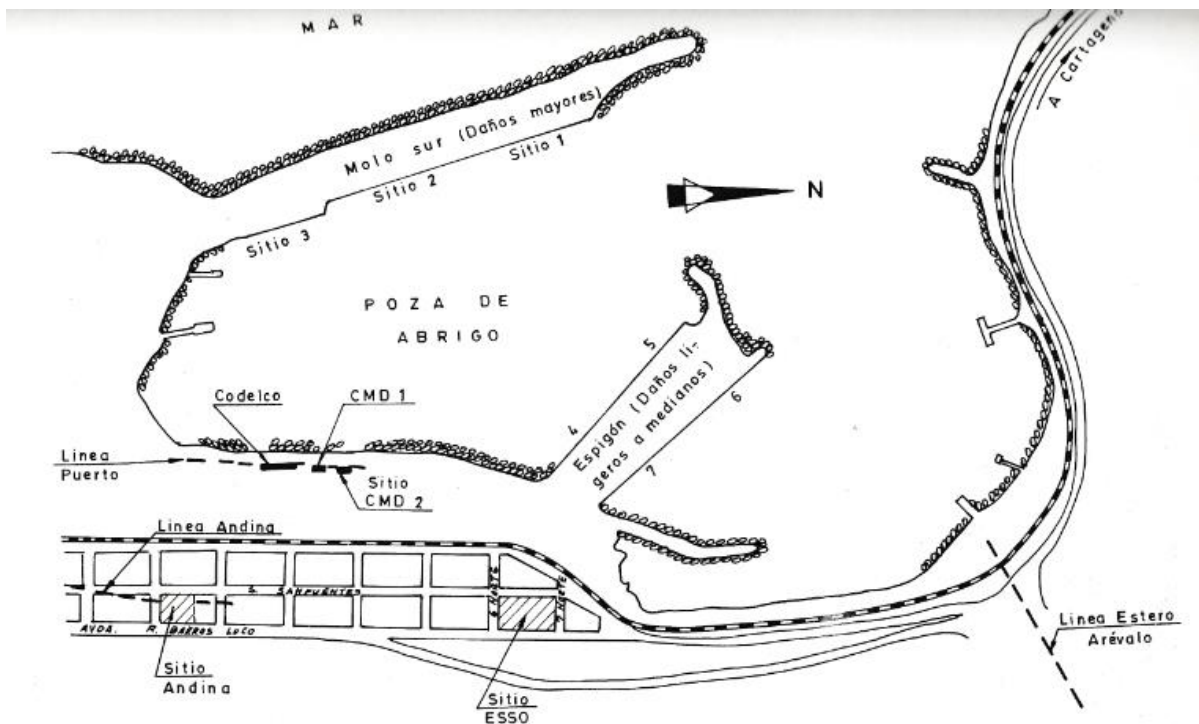


Figura 3.20: Esquema puerto de San Antonio y daños en zonas colindantes (Monge et al, 1986)

La ciudad de San Antonio fue una de las más perjudicadas en este evento sísmico, el puerto resultó con importantes daños en los sitios 1 y 2, con el desplazamiento de los muros gravitacionales en dirección a la poza de abrigo, asentamientos diferenciales y formación de volcanes de arenas (Figura 3.21.a). También se generaron daños hacia el centro de la ciudad, donde edificios como el de la figura presentaron asentamientos diferenciales del orden de 30 cm (Figura 3.21.b). (Yadlin et al., 2012)



Figura 3.21: a) Desplazamiento del molo de bloques de concreto en Sitio 1 del Puerto de San Antonio y b) Asentamientos diferenciales en edificio de San Antonio (Yadlin et al., 2012)

El puerto de San Antonio, al igual que gran parte del terreno plano de la ciudad está fundado en relleno artificial, por consiguiente, las instalaciones portuarias experimentaron cuantiosos daños. Los principales problemas fueron las grúas apoyadas en los muelles, los cuales cayeron, aparentemente, por deslizamientos de los bordes de éstos; el zócalo de tres estanques para líquidos, de unos 6 [m] de altura, ubicados en el borde norte del puerto, se inclinó hacia el sur, es decir, hacia la poza del puerto y las cañerías conectantes fueron arrancadas de su unión. (Monge et al, 1986)

El muro gravitacional del sitio 1 (Figura 3.22) del puerto se desplazó varios metros hacia la poza de abrigo, contrario a la dirección del mar, los muros del sitio 2 colapsaron. Con respecto al suelo de fundación, se estipula que corresponde a estratos alternados de arcilla plástica y arena densa, apoyados sobre grava arenosa compacta (Informe de PETRUS Ingenieros, 1983a), además se tiene que la inclinación promedio entre el muro y la poza es entre 5 a 10 %, en la zona se registraron aceleraciones de entre 0,67 [g] y 0,43 [g], además los factores de seguridad al deslizamiento y tensiones de contacto eran precarios. Sin embargo, la presencia de afloramientos de arena en el radier de la carbonera (Figura 3.23) nos lleva a concluir que, si bien los desplazamientos por deficiencias constructivas eran esperables, la magnitud de estos se vio agravada debido a efectos de licuación.

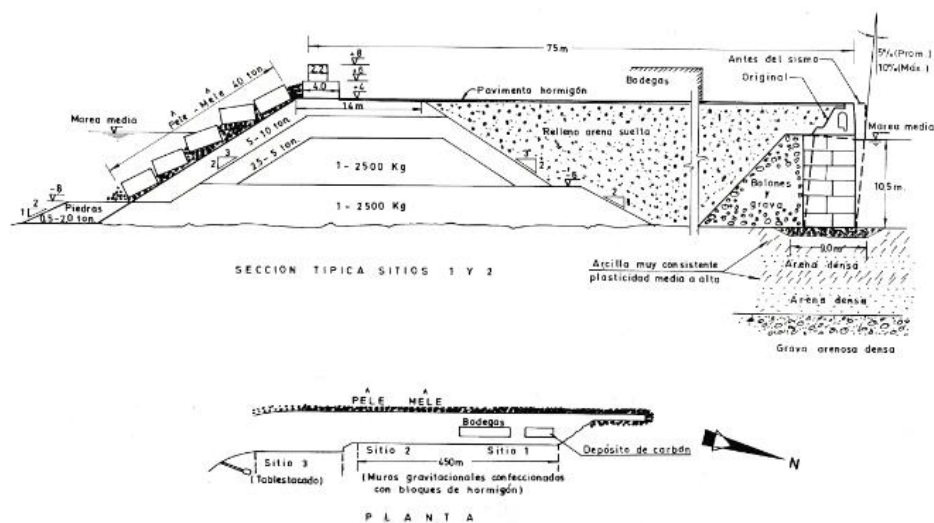


Figura 3.22: Esquema muelle de San Antonio (Monge et al, 1986)



Figura 3.23: Afloramiento de arena en depósito de carbón (Monge et al, 1986)



Figura 3.24: Desplazamiento del molo de bloques de concreto (Monge et al, 1986)



Figura 3.25: Vista del sitio 2 del puerto de San Antonio (Monge et al, 1986)

En el sitio 3 también existieron grandes desplazamientos, del orden de 60 a 80 [cm], además existen indicios claros de un aumento de presión de poros con resultado de licuación y afloramiento de arena en la explanada del sitio 3 como se presenta en la Figura 3.26.



Figura 3.26: Afloramiento de arena en explanada de Sitio 3 (Monge et al, 1986)

En el sector norte de San Antonio se tuvieron deslizamientos de dunas, en particular se tiene el caso de la salida de San Antonio hacia Cartagena y con la duna que bordea por el este el camino que lleva a Llo-Lleo.



Figura 3.27: Sector plaza San Antonio, deslizamiento de dunas y fracturamiento de pavimento (Monge et al, 1986)

Otro caso de interés en la zona de San Antonio es el Estero Arévalo, donde, como se aprecia entre la Figura 3.29 a la Figura 3.31, existieron grandes asentamientos, pero a simple vista no se ven desplazamientos laterales. En el documento se habla de que existió una densificación de los estratos existentes y no así licuación, sin embargo, de lo que se observa en las imágenes de daños (sumado a estratigrafía presentada en la

Figura 3.28 donde se confirma la presencia de un nivel freático elevado) hace al menos cuestionable la omisión del fenómeno de licuación. Presumiblemente, el suelo de fundación a lo largo de este tramo corresponde a rellenos de arenas sueltas, colocados para el abovedamiento del estero que va en dirección al mar, además se vieron al menos 4 casos de grandes asentamientos y 1 de giro pronunciado, para este último caso el autor habla abiertamente de licuación.

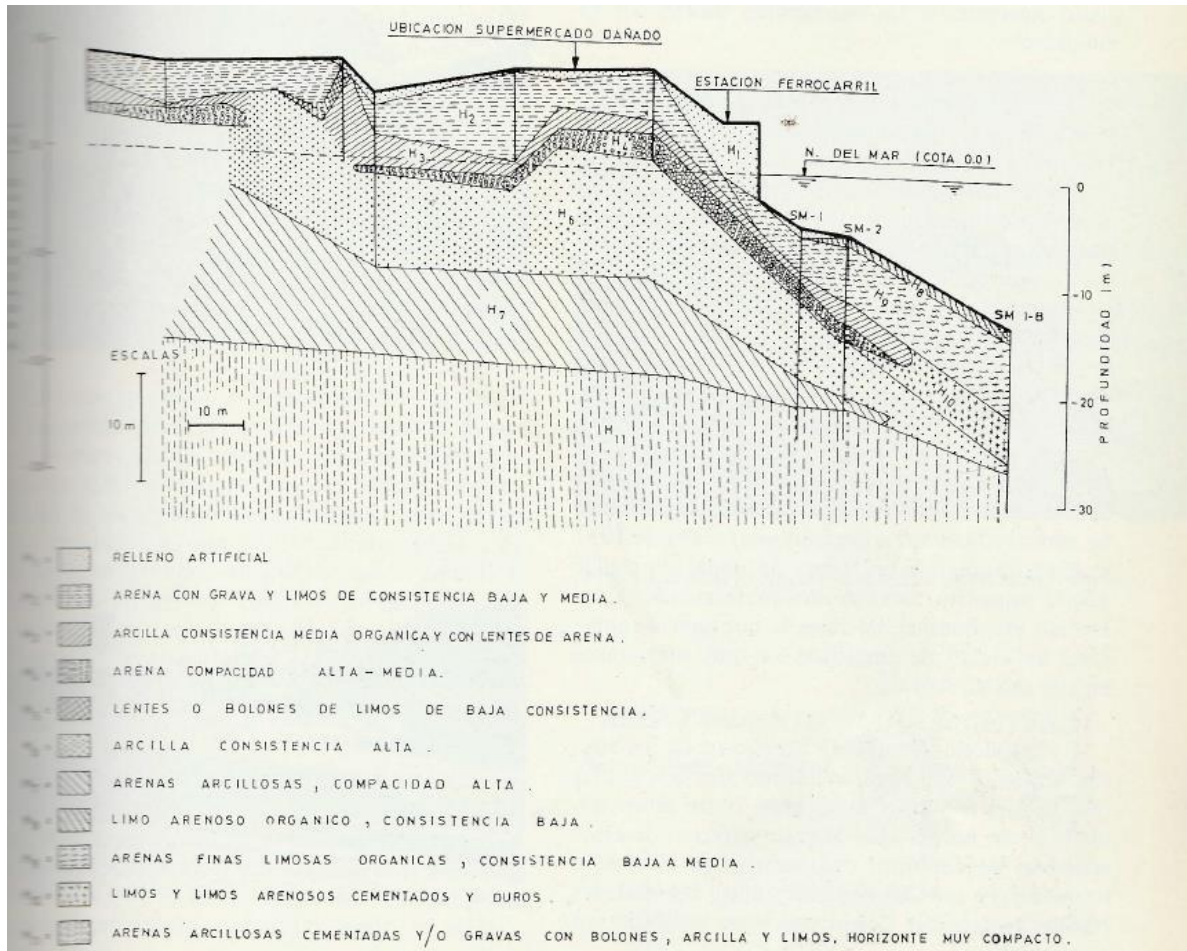


Figura 3.28: Estratigrafía y nivel freático estimado para sector Estero Arévalo (Monge et al, 1986)



Figura 3.29: Daños en Estero Arévalo (Monge et al, 1986)

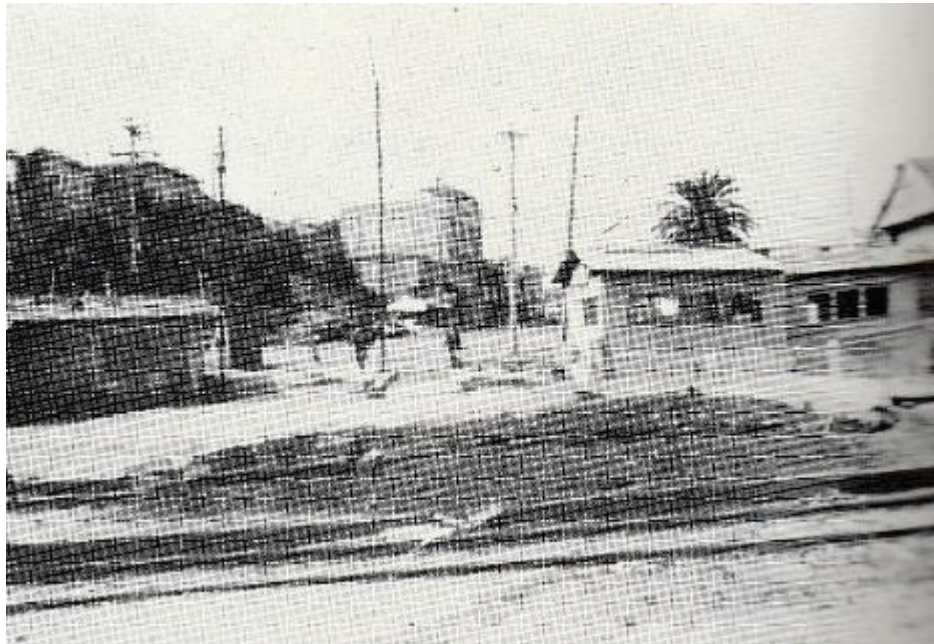


Figura 3.30: Asentamientos en Estero Arevalo (Monge et al, 1986)



Figura 3.31: Asentamientos en Estero Arevalo (Monge et al, 1986)

Otro gran asentamiento diferencial dentro de la ciudad de San Antonio se vio en lo que se denomina “línea Andina” donde se detectaron canalones de arena suelta y la napa casi superficial, el daño se extendió por varias cuadras, coincidente con el canalón de arena. El puerto presentó daños similares en lo que se presenta como la línea de puerto, además de coincidir en los daños se tienen condiciones de suelo y napa muy similares. En la Figura 3.32 se presenta el esquema de fundaciones para edificaciones en la línea Andina y en el sector portuario con la estratigrafía correspondiente, la cual hace presumir que debe haber existido licuación en dichas zonas.

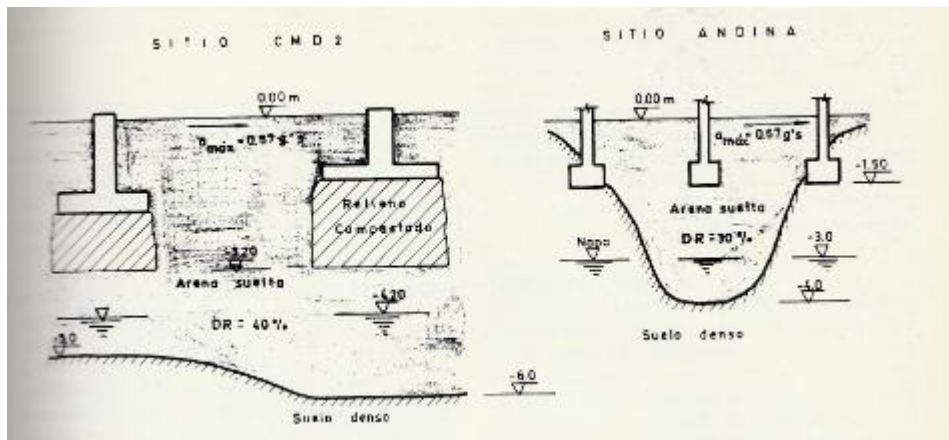


Figura 3.32: Esquema de fundaciones en Línea Andina y CMD2 (Monge et al, 1986)

3.6.1.2. 3.7.1.2 Reñaca

El sector de Reñaca tiene sectores donde existen grandes taludes. En esta zona se dieron numerosos deslizamientos en la ladera de la duna que da al mar. Se aprecian grietas en el camino que va hacia Reñaca Alto construido sobre dunas como se aprecia en la Figura 3.33. A simple vista no es posible asegurar la ocurrencia del fenómeno del fenómeno de licuación ya que la falla puede deberse a una inestabilidad del talud, sin embargo, es probable que haya existido licuación en alguna medida debido al suelo arenoso de baja compacidad que predomina en la zona. (Monge et al, 1986)



Figura 3.33: Deslizamiento en camino a Reñaca Alto. (Monge et al, 1986)

Alrededor de la planta del edificio El Faro en Reñaca Alto se observó una grieta concéntrica con hundimiento hacia el centro, probablemente producto del asentamiento

El comportamiento de los taludes arenosos en el sector de Reñaca es otro caso de interés. Este sector se caracteriza mediante tres estratos; el primero consiste en una arena fina mal graduada de origen eólico de compacidad suelta; el segundo es una arena fina mal graduada, de origen eólico con depositación reciente y muy suelta; mientras que el último es una arena fina mal graduada de compacidad media alta. Los estratos sueltos tienen profundidades de 6 metros en ciertos puntos, estos puntos coinciden con los mayores daños producido por el deslizamiento de taludes.

El caso de Reñaca es complicado dado que no se presenta información acerca de la napa freática, por lo que, si bien existió desplazamiento lateral en los taludes no se puede concluir que sean inducidos por licuación.

3.6.1.3. Valparaíso

La ciudad de Valparaíso ha presentado daños principalmente en los rellenos artificiales y depósitos de sedimentos. Lo anterior se acentúa debido a la necesidad de espacios planos para construir asentamientos, lo que, como se menciona en varios puntos de este trabajo, lleva a construir rellenos constantemente a lo largo de la historia. A continuación, se presentan casos expuestos en “El sismo del 3 de marzo de 1985, Chile” (Monge et al, 1986)

Se produjo arrastre lateral de depósitos no consolidados a lo largo de la costa, lo que causó el fracturamiento local y desalineamiento de pavimentos, caminos y líneas de ferrocarril en varias localidades. El fracturamiento y separación lateral del relleno dentro del perímetro del muelle Prat tuvo una extensión de 58 cm, lo cual se pudo determinar basándose en las grietas abiertas.

En la Figura 3.34 se presenta un esquema del nivel de daño ocurrido en el puerto de Valparaíso, se aprecia que los daños más considerables son cercanos al Muelle Prat mientras que en la Figura 3.35 se presentan los desplazamientos de cada sitio siendo el mayor daño presente en el sitio 5, alcanzando los 50 [cm]. Lo anterior se explica por una diferencia en el suelo de fundación en el muro gravitacional. Desde la Figura 3.36 a la Figura 3.38 se presentan imágenes de los daños acontecidos en el muelle de Valparaíso. (Monge et al, 1986)

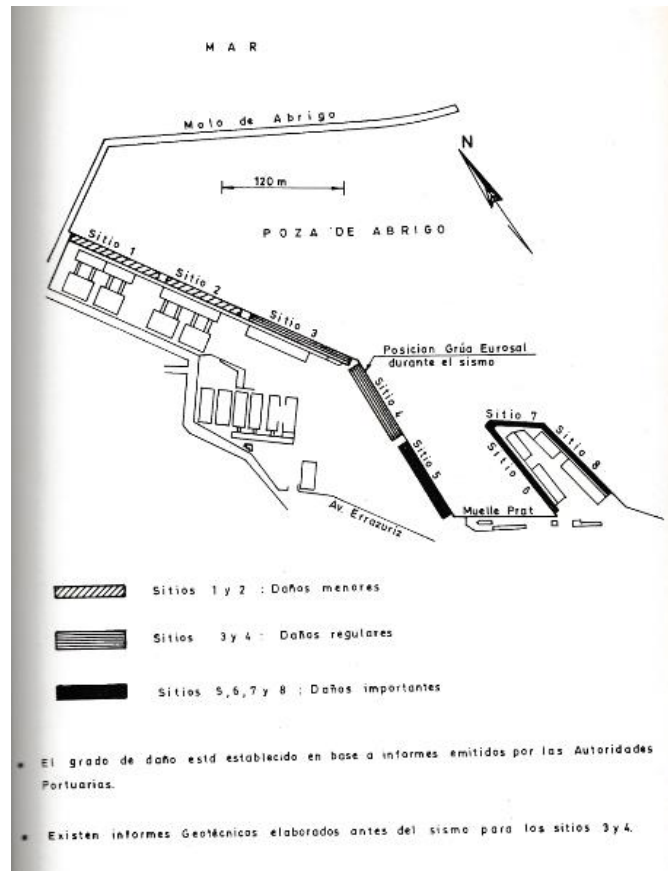


Figura 3.34: Plano general puerto de Valparaíso y daño correspondiente (Monge et al, 1986)

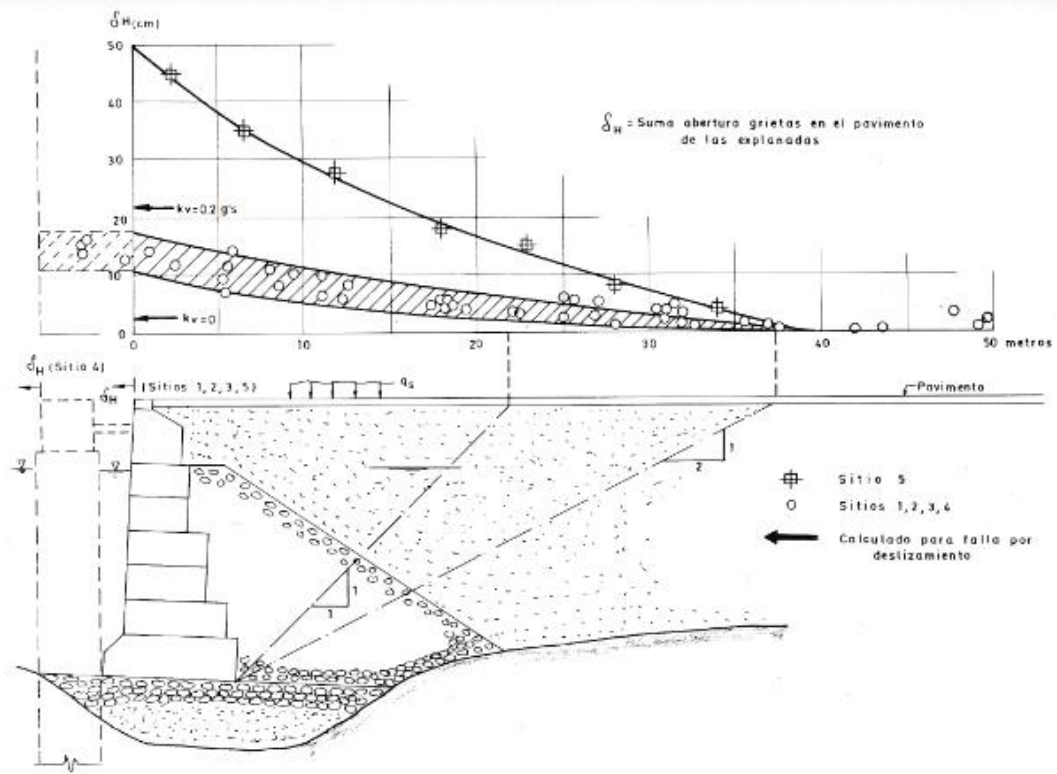


Figura 3.35: Desplazamiento en los distintos sitios del puerto (Monge et al, 1986)



Figura 3.36: Daños en el Sitio 3 del Puerto de Valparaíso (Monge et al, 1986)



Figura 3.37: Daños en la unión de los sitios 4 y 5 (Monge et al, 1986)



Figura 3.38: Daños en el sitio 8 (Monge et al, 1986)

3.6.1.4. Las Cruces – San Sebastián

En las Cruces, sector de la Playa Chica, se tiene un puente que presenta un desplazamiento de 3 cm hacia el sur. También en Las Cruces, en la bocacalle Washington con Chile, el pavimento se vio muy afectado por el hundimiento del terraplén de la calle que rellena el cauce de una pequeña quebrada. En este sector las construcciones se apoyan sobre dunas que aparentemente recubren sedimentos de larga data con carbón.

En la Planta de Cristalerías Chile en San Sebastián se abrieron grietas en dirección nortesur con largos entre 7 y 8 m y anchos de aproximadamente 1 cm.

3.6.1.5. Llo-Lleo – Lo Gallardo

El puente Lo Gallardo se encuentra al sur de la ciudad de San Antonio, esta estructura se levanta sobre el río Maipo. Los problemas acontecidos fueron la segmentación del puente y además el hundimiento por asentamiento diferencial en su parte norte, posiblemente debido a licuación del relleno sedimentario del río, que tiene más de 30 [m] de espesor. El pilar sobre el cual se apoyaba el extremo sur de la losa caída se desplazó visiblemente (varios metros), hacia el oeste.



Figura 3.39: Vista hacia el sur del puente Lo Gallardo (Monge et al, 1986)

3.7. Terremoto del Maule, 2010

El terremoto del 27 de febrero del año 2010 fue uno de los sismos más intensos de los últimos 50 años en el país, este implicó un gran número de daños materiales junto con la pérdida de un número importante de vidas.

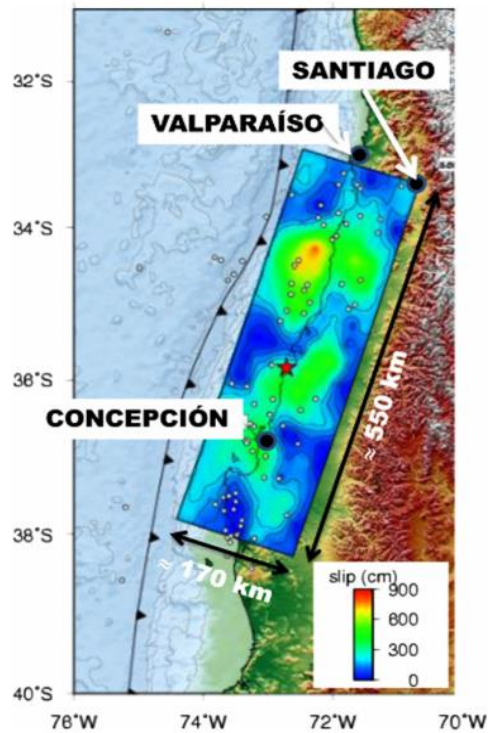


Figura 3.40: Zona de ruptura sismo 2010 (Verdugo y González 2015)

Llevando este evento al foco del presente trabajo, es en este sismo donde se hizo un mayor catastro de casos de licuación a lo largo del área afectada, siendo región del Bio-Bio la zona donde se tiene un mayor registro de caso. A pesar de lo anterior, en el presente documento se detallan casos de licuación registrados para la V región se presentan a continuación.

3.7.1. Zona Urbana

3.7.1.1. Santo Domingo

En la provincia de San Antonio, comuna de Santo Domingo, hubo daños importantes en el Puente Yali, el cual cruza el estero Yali y se encuentra en la ruta G-80-I que une al pueblo de Rapel con la ruta 66. El daño asociado a esta estructura corresponde al corrimiento lateral de los cimientos de esta, lo cual se refleja en el desalineamiento de la ruta como se aprecia en la Figura 3.41. (Yadlin, 2012)



Figura 3.41: Deformaciones en Puente Yali. (Yadlin et al, 2012)

3.7.1.2. Valparaiso

El principal daño registrado en la ciudad de Valparaiso corresponde a lo acontecido en el puerto, donde se registraron grietas y desplazamiento hacia el mar de un atracadero junto con el asentamiento de los rellenos existentes. (Yadlin et al, 2012)

3.7.1.3. San Antonio

Similar a lo ocurrido en Valparaiso, en el puerto de San Antonio se registraron grietas a lo largo del paseo peatonal adyacente y en los pavimentos cercanos. En el muelle principal se registraron asentamiento aproximado de 15 [cm] en un pilote. (Yadlin et al, 2012)

En el puente Lo Gallardo, ubicado sobre el río Maipo en la región de Santo Domingo, se tuvieron desplazamientos considerables como se aprecia en la Figura 3.42. Este puente consiste en 28 vanos simplemente apoyados (cada uno de 30 [m]) y sufrió graves daños asociados a licuación durante el sismo de 1985, por lo que se agregaron pilas adicionales a una profundidad de 25 [m], las cuales se conectaron al sistema de fundación original. (Verdugo y González, 2015)



Figura 3.42: Deformaciones en el Puente Lo Gallardo (Verdugo y González, 2015)

3.7.2. Tranques de relave

3.7.2.1. Putaendo

En la comuna de Putaendo, ubicada en la provincia de San Felipe se encuentra el tranque de relaves Bellavista, en el cual colapsó el 80% del muro de arenas. Además, se produjeron fracturas longitudinales, subsidencias y desplazamientos de muros.



Figura 3.43: Ubicación Tranque Bellavista (Escala 1:10000)



Figura 3.44: Fallas Observadas Tranque Bellavista (Yadlin et al, 2012)

3.7.2.2. Nogales

En la comuna de Nogales se encuentra el tranque de relaves Veta de Agua, el cual sirve para contener los desechos de la mina El Soldado, cabe señalar que en esta zona existe gran cantidad de tranques que están asociados a la mina antes mencionada. El tranque en cuestión se encuentra ubicado a 9 [km] al noreste de la ciudad de Nogales y la relaves liberados llegaron al Estero El Sauce. La falla asociada fue el colapso casi total del muro de arenas y parte de la cubeta.



Figura 3.45: Falla en Tranque Veta de Agua. (Yadlin et al, 2012)

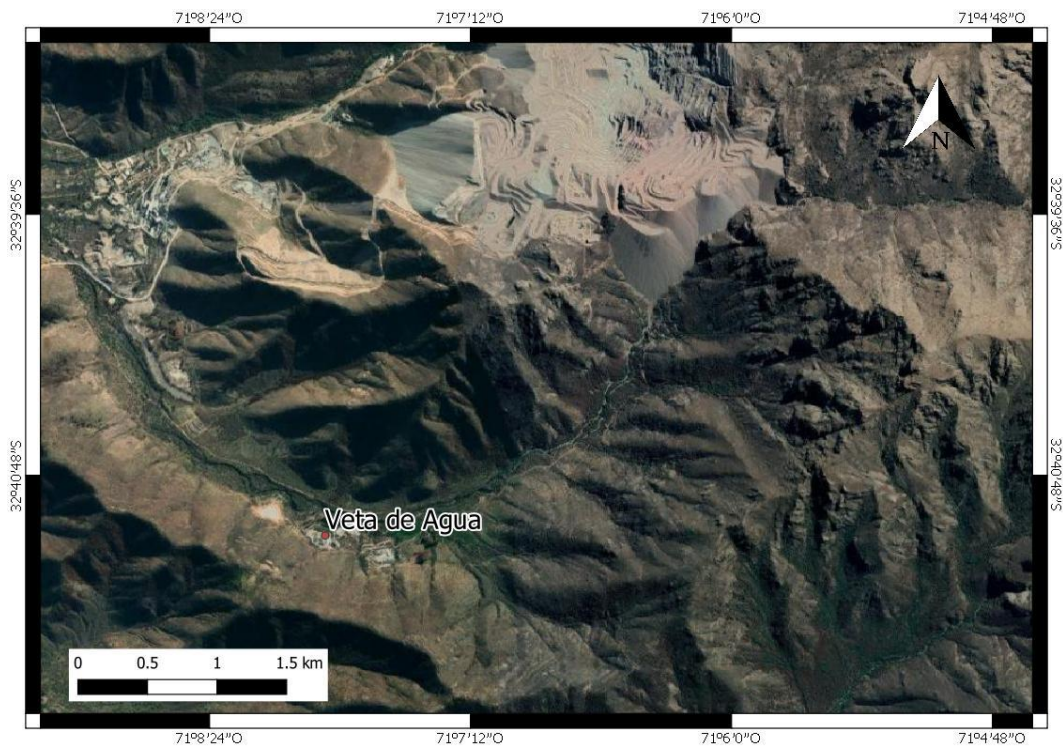


Figura 3.46: Ubicación Veta de Agua (Escala 1:20.000)

3.8. Resumen Casos Históricos

A continuación, se presenta un resumen de los casos de licuación en la región de Valparaíso. En este resumen no se incluyen todos los casos expuestos en el capítulo debido a que no se puede precisar de buena manera todas las ubicaciones, por lo que solo se plasman los eventos cuyas coordenadas se pudo definir claramente.

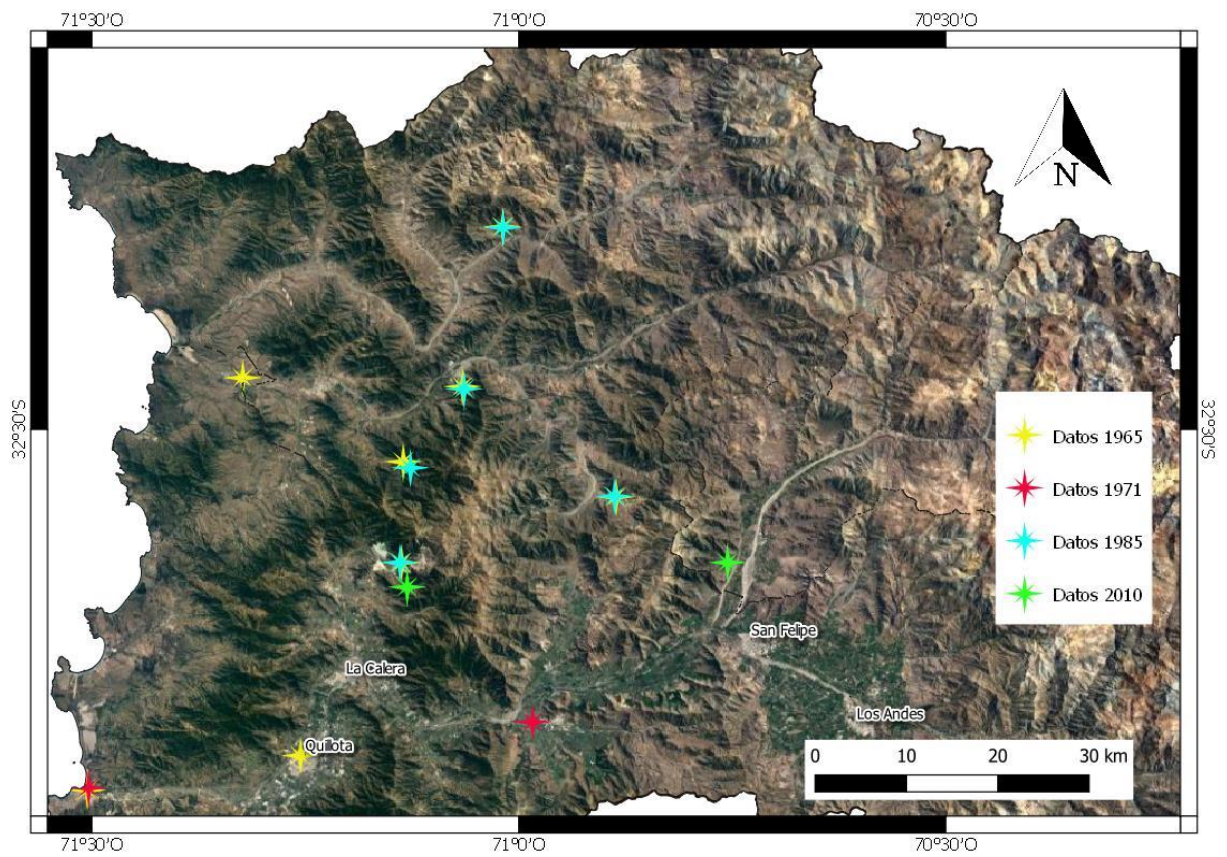


Figura 3.47: Casos Históricos Zona Norte Región de Valparaíso (Escala 1:350.000)

De la Figura 3.47 se ve que la mayoría de los casos en la zona norte está en zonas interiores de la región y corresponden principalmente a licuación en tranques de relave. Se ve además que muchos de los tranques afectados por licuación el año 1965 sufrieron el mismo fenómeno para el año 1985.

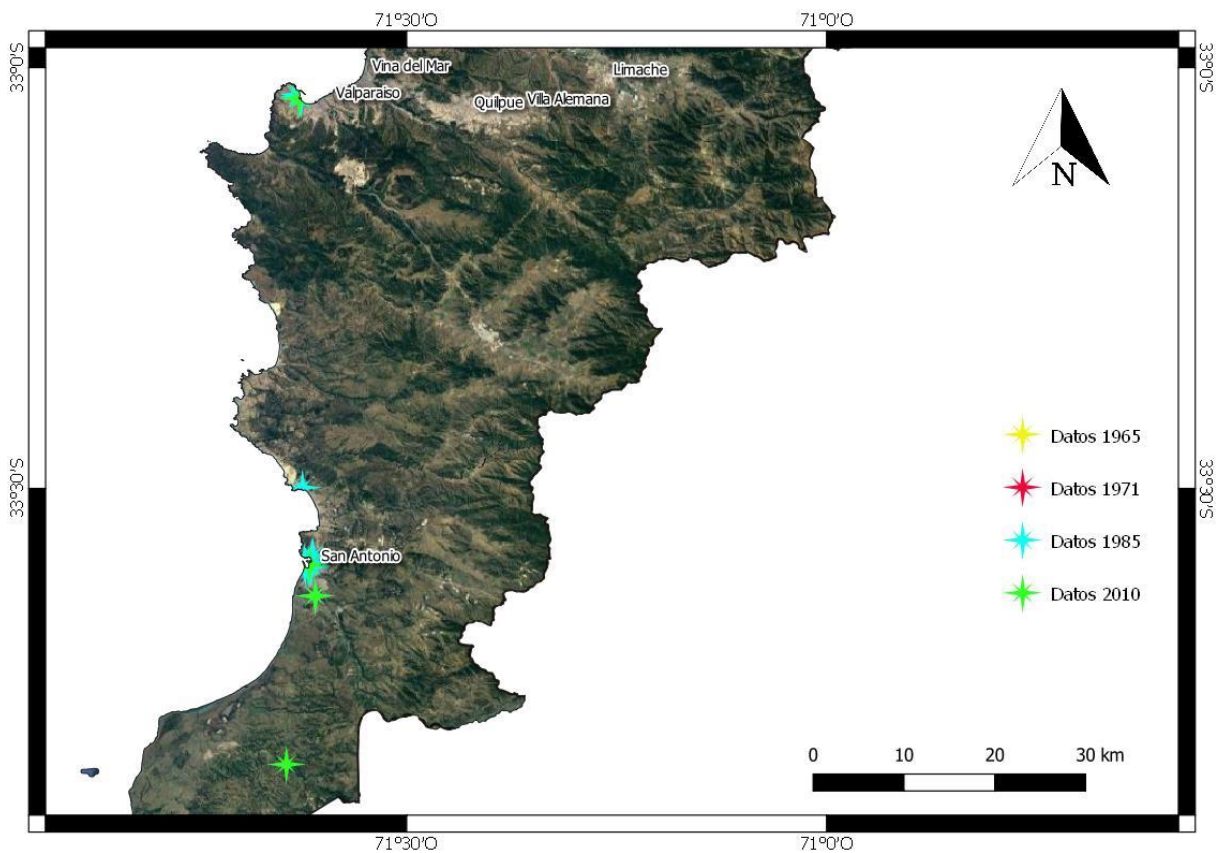


Figura 3.48: Casos Históricos Zona Sur Región de Valparaíso

En la Figura 3.48 se presentan el resumen de casos históricos de la zona sur de la región de Valparaíso, aquí se aprecia la concentración de casos en las ciudades portuarias de Valparaíso y San Antonio. Esto se explica por la mayor susceptibilidad que tienen las zonas ganadas al mar a sufrir de licuación además de que, al ser ciudades de gran relevancia para el país, es más probable que se registre la ocurrencia de estos fenómenos.

En la Figura 3.49 y Figura 3.50 se aprecia con más detalle las zonas mencionadas, se ve que existen zonas de licuación recurrente donde se ha visto el fenómeno al menos en tres sismos distintos. Lo mismo ocurre para el puente Lo Gallardo (Figura 3.51), donde eventos de licuación llevaron al colapso de esta estructura y a pesar de ser reconstruida vuelve a presentar deslizamiento de sus bases en sismos posteriores



Figura 3.49: Casos de licuación en el Puerto de Valparaíso (Escala 1:5.000)

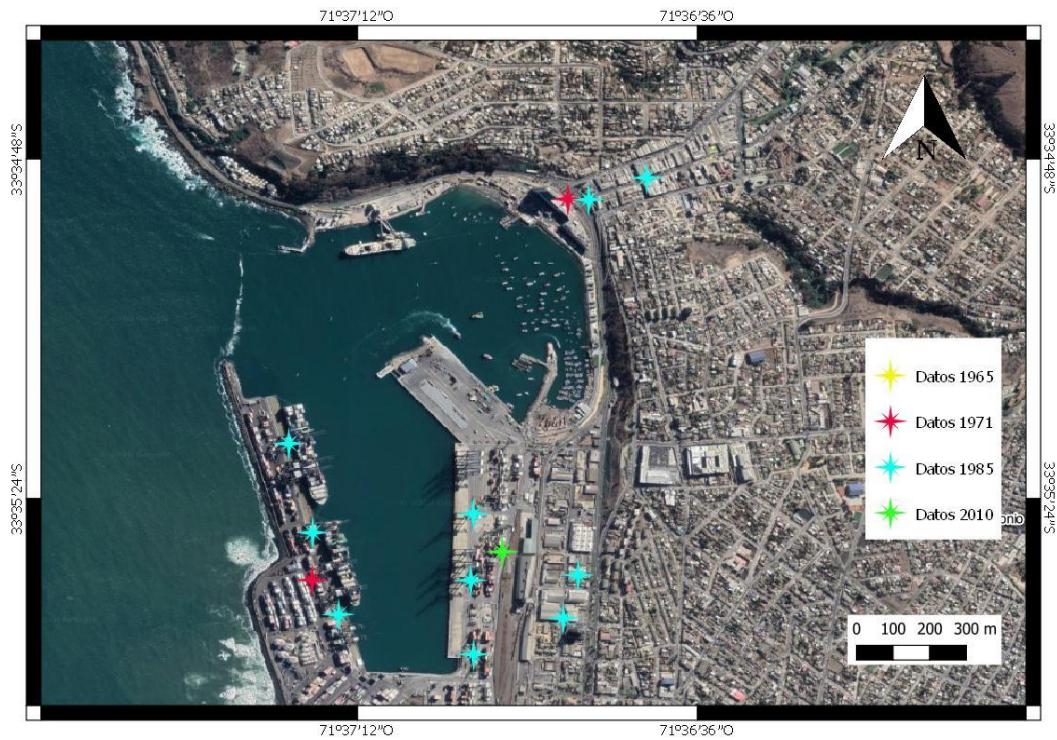


Figura 3.50: Casos de licuación en la ciudad de San Antonio (Escala 1:7.500)



Figura 3.51: Casos de licuación en Puente Lo Gallardo (Escala 1:5.000)

4. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS, SÍSMICAS Y GEOTÉCNICAS

En este capítulo se presenta la información necesaria para determinar el potencial de licuación y posteriores deformaciones permanentes de suelo, además de detallar la obtención y procesamiento de dicha información.

4.1. Recopilación de información

En primer lugar, se tiene la información geotécnica de la quinta región, la cual se obtuvo principalmente en forma de ensayos SPT, CPT calicatas y algunos ensayos geofísicos. Primeramente, se buscó obtener este tipo de información mediante informes disponibles de manera libre en distintas bases de datos, sin embargo, la cantidad de ensayos que se obtuvo fue casi nula.

Por lo anterior, se optó por buscar información que empresas del rubro de la geotecnia pudieran tener disponible. El proceso de búsqueda se dio entre los meses de septiembre del 2019 hasta febrero del 2020, y fue bastante engorroso debido a que la mayoría de las empresas fue reacia a compartir su información, siendo finalmente las empresas SUBT y Geodam las que facilitaron la mayor cantidad de información.

Por último, se recopiló información geotécnica que pudiera estar presentada en tesis o memorias de grado, donde, por ejemplo, Aranda (2015) presenta un registro de 58 sondajes con los valores de SPT y la clasificación de suelo para cada estrato.

Luego, con respecto a la información geológica, esta se obtuvo primeramente gracias a los registros que el Sernageomin tiene a disposición. Para obtener el detalle de zonas específicas se consultaron distintas fuentes.

La topografía, curvas de nivel y mapas de pendientes se obtuvieron gracias modelos de elevación digital (Digital Elevation Model, DEM) de resolución 12,5 [m] disponibles en el sitio web de infraestructura de datos geoespaciales (IDE Chile), a cargo del Ministerio de Bienes Nacionales.

Por último, las imágenes satelitales usadas en este trabajo corresponden al archivo Google Satellite que la empresa libera para su libre uso.

4.2. Características geológicas de la zona estudiada

A continuación, se detallan las condiciones geológicas y sísmicas de la zona en estudio. Si bien se busca definir las características antes mencionadas en toda la extensión de la región de Valparaíso, la bibliografía e información disponible se concentra en las principales ciudades de la región, por lo que este capítulo tendrá un mayor nivel de detalle para dichos lugares, además, cabe mencionar que estos coinciden con la mayoría de la información geotécnica recolectada.

4.2.1. Geomorfología

La geomorfología de la región de Valparaíso se puede dividir en tres grandes grupos.

- En primer lugar, en la zona este de la región se tiene el sector cordillerano, asociado a la Cordillera de los Andes, en el cual se aprecian cordones montañosos y grandes pendientes.
- Luego, en la franja central de la región se tiene la influencia tanto de la Cordillera de la Costa como de la Cordillera de los Andes lo cual implica una zona con transiciones entre pendientes suaves y pronunciadas, es en las primeras donde se tienen los principales valles de la zona que son ocupados como asentamientos humanos. (Muñoz, 2013).
- Por último, se tiene la franja costera, donde la topografía en general indica una costa típica de regresión mientras que los atributos geomorfológicos más llamativos son los acantilados costeros, terrazas de abrasión marina, terrazas de deposición y quebradas que atraviesan dichas formaciones. (Grimme y Alvarez, 1964).

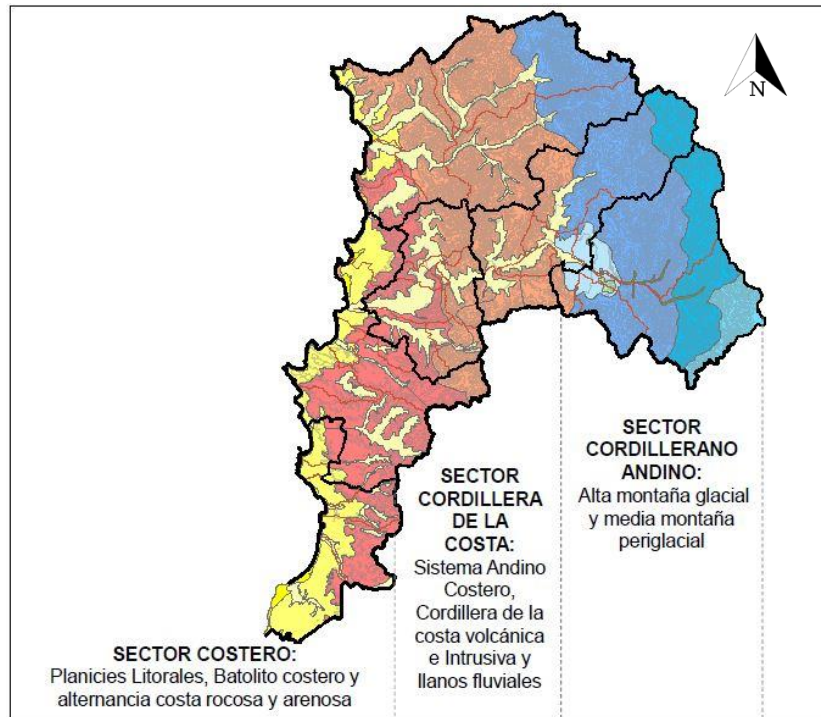


Figura 4.1: Unidades geomorfológicas Región de Valparaíso. (MINVU V Región, s. f.)

Es de esperarse que los casos más notables de desplazamiento lateral inducidos por licuación ocurran en sectores costeros, esto porque las condiciones de saturación del suelo y tipo de suelo propicias para la licuación, mencionadas en capítulos precedentes, están más presentes en sectores costeros de la región de Valparaíso. Además, como se tiene una mayor cantidad de datos geotécnicos de las ciudades de Valparaíso, Viña del Mar y Reñaca se hará una descripción más detallada de la geomorfología de dichas zonas.

El sector costero de la zona de Valparaíso, que ha sido usado como asentamiento, tiene rasgos de terraza de abrasión – depositación de tipo marina con alturas crecientes a medida que se adentra al continente (Hauser, 2003). Además, la zona urbanizada de la ciudad de Valparaíso se emplaza en la bahía del mismo nombre y a uno de los principales puertos a lo largo de la historia de Chile tanto en su periodo de república como en épocas precedentes. Esta actividad a lo largo del tiempo ha llevado a que lo que alguna vez fue zona de playa haya sido cubierta con relleno artificial y escombros siendo los cimientos del plan de la ciudad (Grimme y Álvarez, 1964).

El área urbana la ciudad de Valparaíso comienza en la bahía del mismo nombre donde se emplazan, por ejemplo, el muelle Prat y el muelle Barón, la ciudad abarca todo el sector plano conformado por rellenos que se mencionó previamente y se extiende hacia los cerros poblando parte de estos.

Por otro lado, Viña del Mar está emplazada sobre capas de suelo sedimentario de origen marino-fluviales que constituyen la desembocadura del estero Marga-Marga y al igual que la ciudad de Valparaíso presenta una expansión hacia las terrazas en los cerros contiguos. (Muñoz, 2013).

En la comuna de Viña del Mar se aprecian tres unidades geomorfológicas en base al relieve: el fondo del valle, los niveles aterrizados y los cerros de la Cordillera de la Costa de poniente a oriente respectivamente.

En el fondo del valle se emplaza el centro de la ciudad, este se clasifica como una terraza aluvial que es atravesado por el estero Marga-Marga y tiene alturas promedio entre 6.5 y 9 m.s.n.m (Thorson, 1999)

Las terrazas que aparecen en ambos costados del estero Marga-Marga tienen alturas discordantes. Por un lado, el sector al noreste consiste en una terraza tallada mayormente en rocas néisicas¹ con alturas entre 200 a 240 m.s.n.m., junto con dos remanentes de terrazas a alturas de 380 m.s.n.m y 450 m.s.n.m aproximadamente aparecen como cerros aislados de la terraza principal, esta última formada principalmente por abrasión marina con escasas muestras de depósitos sedimentarios. (Grimme y Álvarez, 1964).

Al sur del estero Marga-Marga, están en general a mayores alturas, donde, por ejemplo, la terraza principal se encuentra sobre los 250 m.s.n.m y alcanzando alturas superiores a los 450 m.s.n.m al sur de Valparaíso. (Grimme y Álvarez, 1964). En la

Figura 4.2 se tiene la topografía de las ciudades de Viña del Mar y Valparaíso.

¹ Roca metamórfica similar al granito



Figura 4.2: Topografía de las ciudades de Viña del Mar y Valparaíso (Creado a partir de archivo DEM, IDE Chile. Escala 1:40.000)

Por último, en la Figura 4.3 se presentan las pendientes, expresadas en porcentaje, de la zona de estudio, este último junto a las figuras anteriores fueron generados en base al software QGIS.

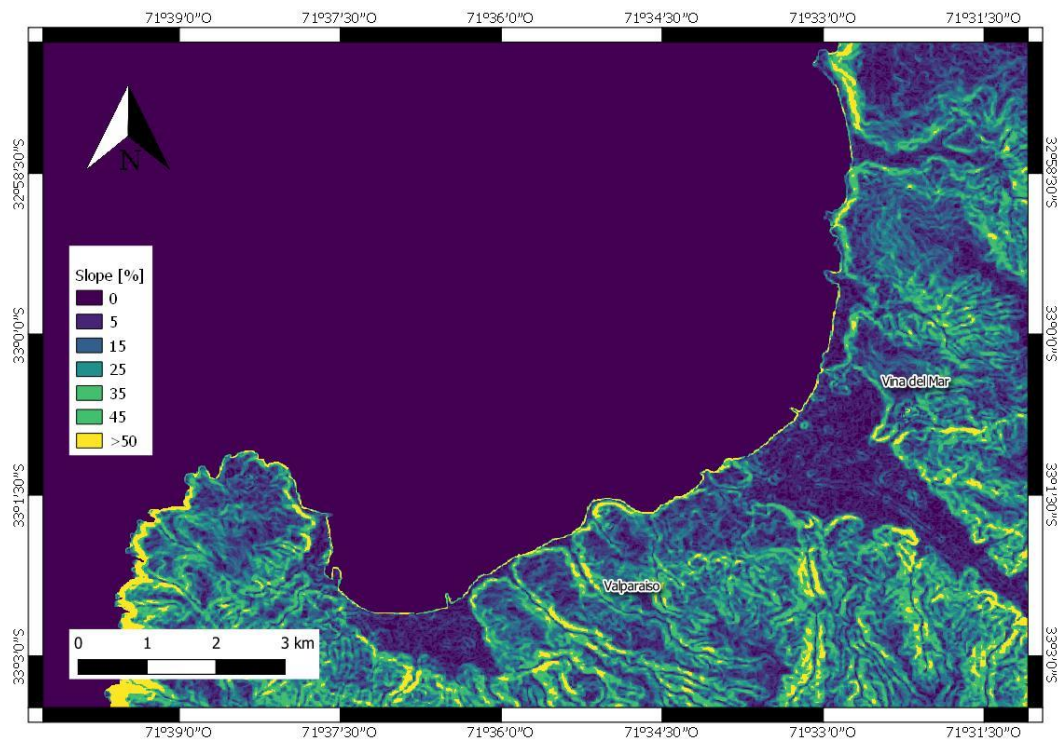


Figura 4.3: Pendientes de la zona de estudio (Creado a partir de archivo DEM, IDE Chile. Escala 1:40.000)

4.2.2. Geología Regional

Para definir la geología a escala regional la principal fuente de información se obtiene a través del Sernageomin, el cual dispone la carta geológica de todo el país en escala 1:1.000.000. Al trabajar con el recurso antes mencionado en formato GIS se pudo extraer la geología de toda la Quinta región. En la Figura 4.4 y Figura 4.5 se presenta la geología antes mencionadas, en este caso se hace la distinción por era geológica.

Las zonas marcadas con color verde corresponden a suelos cuya formación se da en la era Paleozoica, la cual comienza hace 541 MM de años y culminó hace 252 MM de años, las zonas marcadas con azul corresponden a la era Mesozoica, la cual comienza una vez culmina el Paleozoica y se extiende hasta 66 MM de años atrás, por último, las zonas moradas corresponden a la era Cenozoica, la cual comienza una vez terminado el Paleozoico y abarca hasta el presente.

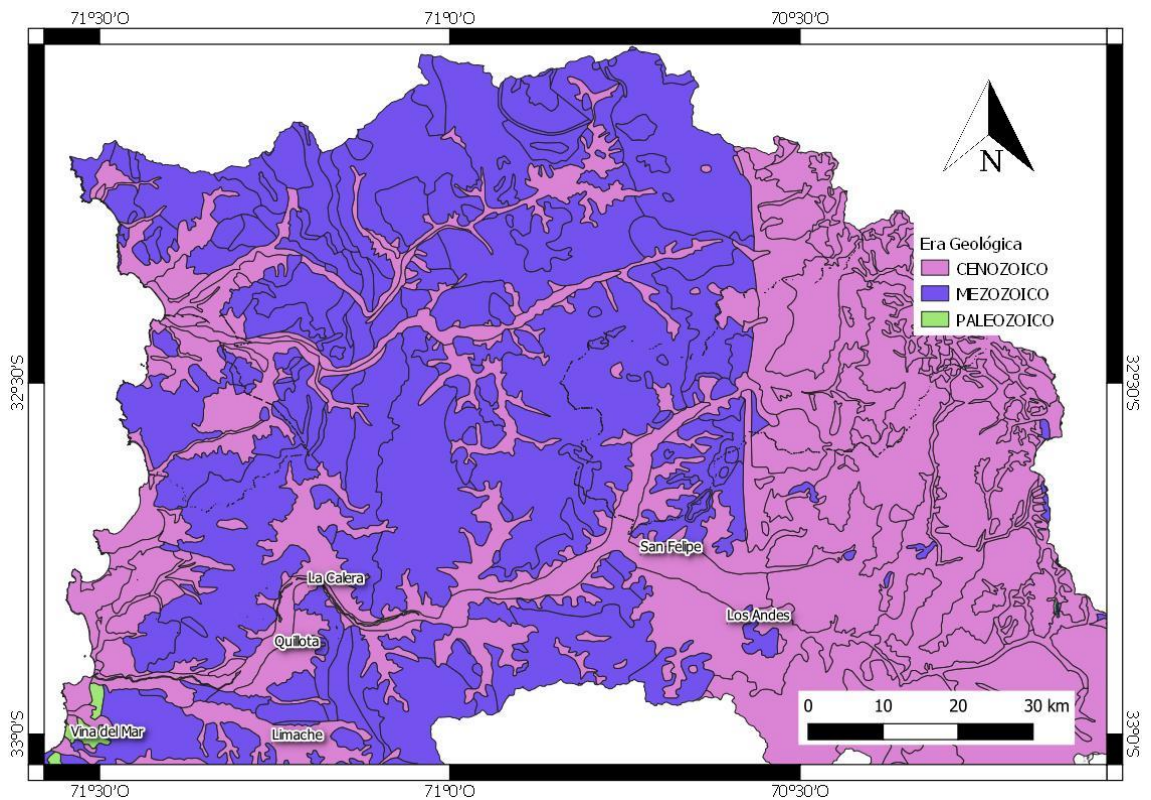


Figura 4.4: Geología de la Región de Valparaíso categorizada por era, zona norte (Modificado de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:400.000)

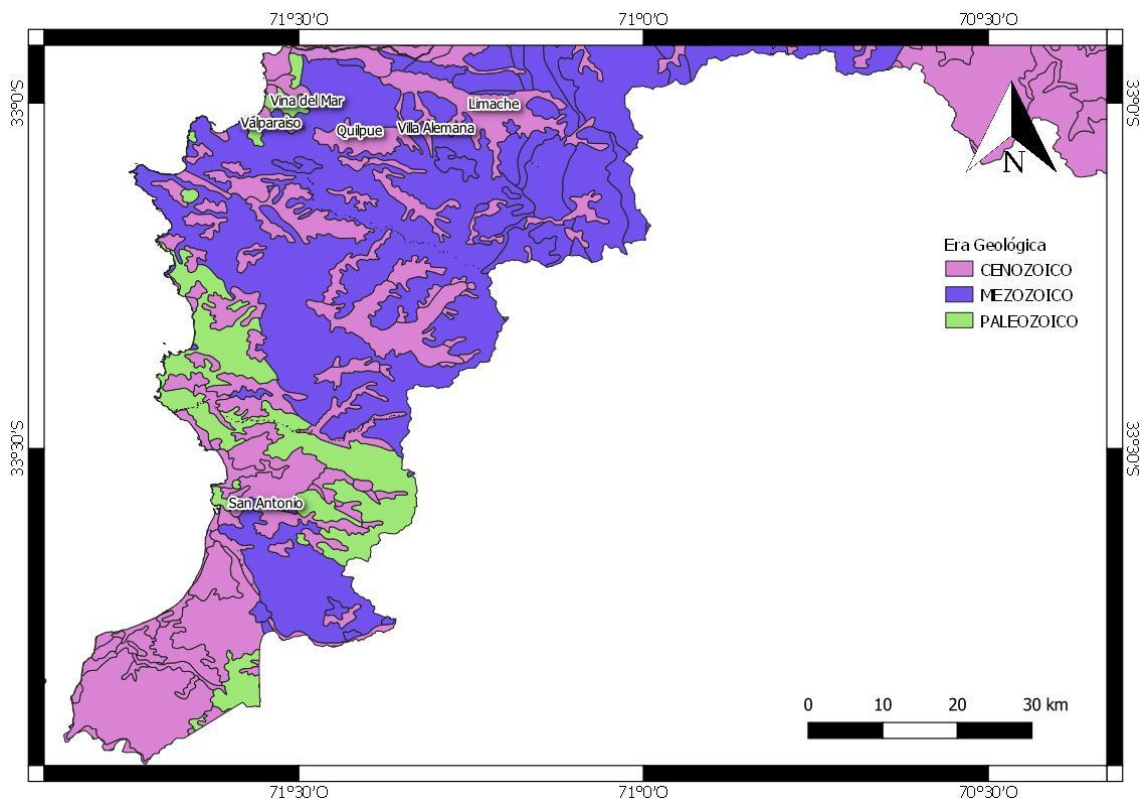


Figura 4.5: Geología de la Región de Valparaíso categorizada por era, zona sur (Modificado de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:400.000)

Es interesante notar que prácticamente todas las ciudades no costeras se ubican en suelos correspondientes a la era Cenozoica. Esto se atribuye a que las zonas más idóneas para el asentamiento humano requieren de ciertas características como, por ejemplo, terrenos con pequeñas pendientes los cuales son más fáciles de encontrar en suelos de formación reciente.

4.2.3. Geología de las ciudades de Valparaíso y Viña del Mar

La roca fresca aflora de manera esporádica en el suelo de fundación de estas ciudades, ya que suele tener capas de roca meteorizada de gran espesor; si se puede encontrar en paredes casi verticales de la costa, en algunas pendientes fuertes de las quebradas profundas y, en pocos casos, en cortes profundos de algún camino. Por consiguiente, la roca fresca será usada como base para fundaciones en casi nulas ocasiones. (Alvarez, 1964). Lo que anteriormente se menciona como roca fresca es clasificado como rocas silíceas homogéneas totalmente compactadas.

También se tiene roca meteorizada, la cual cubre gran parte del área mencionada. Esta se clasifica como rocas sueltas, con distintas características al material cuyo origen se da por depositación fluvial o eólica.

En base a los mapas geológicos existentes se puede definir la geología de la zona de estudio, por lo que se usará como base el trabajo de Gana (1996) y lo recopilado por Alvarez y Grimme (1964) presentado en la Figura 4.6 y Figura 4.7 respectivamente.

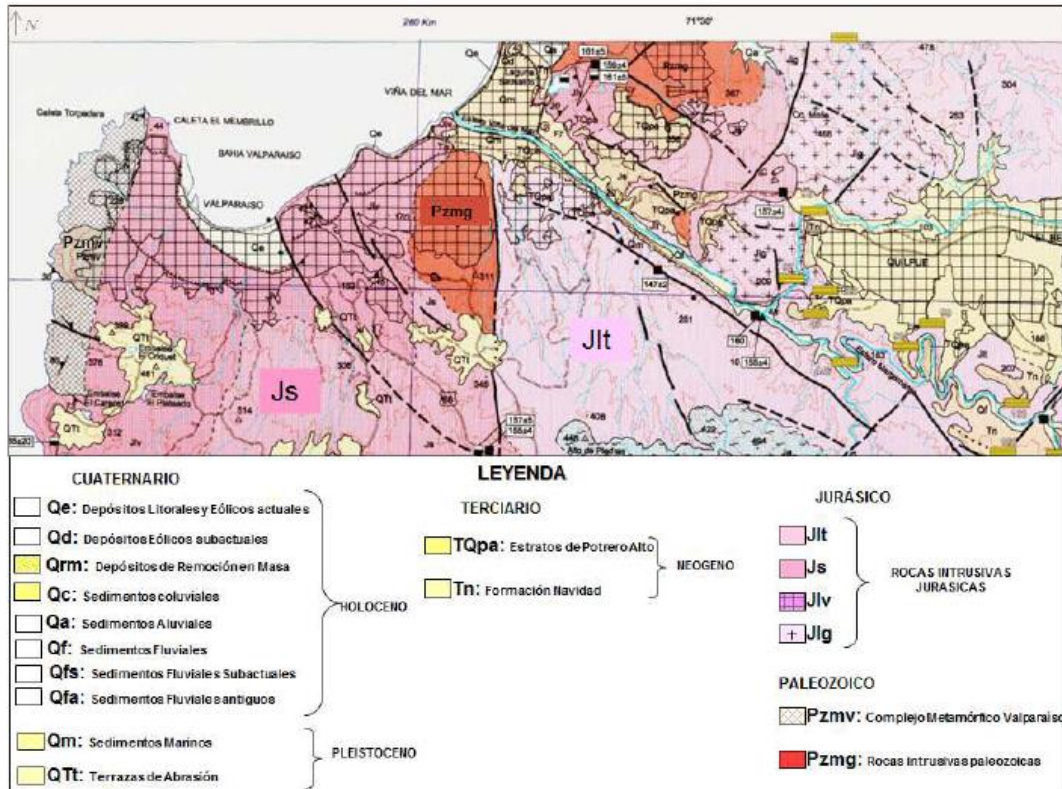


Figura 4.6: Geología de la ciudad de Valparaíso y Viña del Mar. (Gana et al, 1996. Modificado por Muñoz, 2013)

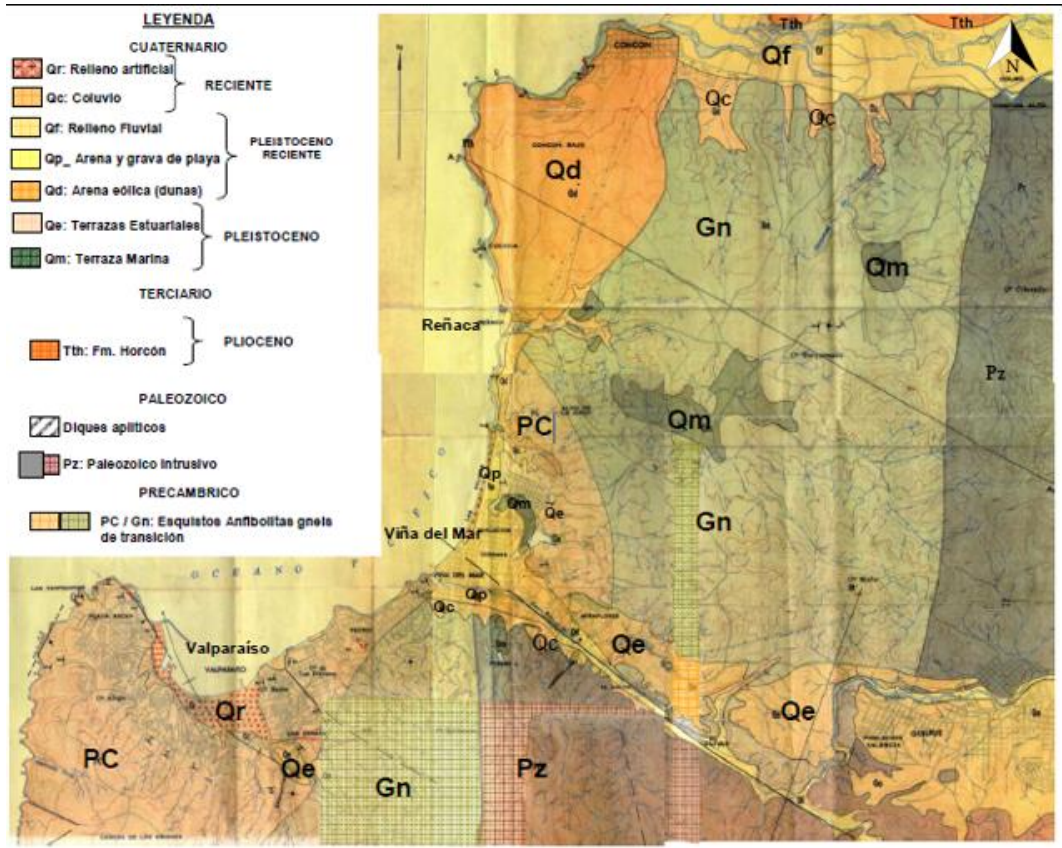


Figura 4.7: Geología ciudades de Valparaíso, Viña del Mar y Reñaca (Alvarez y Grimme, 1964. modificado por Muñoz, 2013)

A continuación, se describirán las unidades geológicas del periodo cuaternario presentadas en las figuras precedentes, la elección de dichas unidades se da porque son estas las que generan mayor interés en el análisis a realizar.

Depósitos marinos Cuaternarios (Qm): Presentados en la Figura 4.6, por ejemplo, en el centro de la ciudad de Viña del Mar, tienen su origen en el periodo entre el Pleistoceno y el Holoceno. Corresponden a sedimentos no consolidados marinos a transicionales, la composición de la unidad se basa en limos, arenas y gravas con capas coquinoideas. La morfología aterrazada de este depósito se extiende hasta 5 kilómetros desde la costa hacia el interior con alturas máximas de 25 m.s.n.m. En el trabajo presentado por Álvarez y Grimme (Figura 4.7), se define como Qp (Cuaternario playa) dicho sector caracterizándolo como arenas y gravas de playa, la unidad recién mencionada también abarca lo que Gana et al. definió como depósitos litorales y eólicos (Qe). (Muñoz, 2013)

Depósitos litorales y eólicos actuales (Qe): Representado con color blanco en la Figura 4.7 y presente en gran parte del casco histórico de Valparaíso y en el borde costero que va desde Viña del Mar hasta Valparaíso. Esta corresponde a sedimentos no consolidados relativamente jóvenes, con datas menores a 10.000 años, donde los estratos formados se constituyen por arenas y gravas con bolones bien redondeados, donde predomina una estratificación horizontal y cruzada con bajo ángulo. Además, se incluyen láminas arenosas constituidas por minerales pesado, dunas activas de arenas amarillas con estratificación cruzada y ondulaciones superficiales. Con respecto a la morfología de las dunas transversales, estas indican dirección del viento en sentido NNE. (Muñoz, 2013) Por último, esta unidad geológica es relacionable con la Playa Cuaternaria presentada por Álvarez y Grimme (1964).

Depósitos eólicos subactuales (Qd): Esta unidad, expuesta con tonos blanquecinos en la Figura 4.6, y ubicada en el sector norte de la ciudad de Viña del Mar corresponden a sedimentos no consolidados de paleodunas inactivas compuestas por arenas amarillas bien seleccionadas con estratificación cruzada (Muñoz, 2013). Además, de la Figura 4.7 se ve que el sector de Reñaca-Concón también corresponde a una gran unidad de depósitos eólicos.

Depósitos Aluviales (Qa): Presentados en la En base a los mapas geológicos existentes se puede definir la geología de la zona de estudio, por lo que se usará como base el trabajo de Gana (1996) y lo recopilado por Alvarez y Grimme (1964) presentado en la Figura 4.6 y Figura 4.7 respectivamente.

Figura 4.6, corresponde a gravas, arenas y limos de origen aluvial no consolidados, presentes en llanuras. Es posible asociar esta unidad con la definida por Álvarez y Grimme (1964) como Coluvio (Qc), presentada, por ejemplo, al sur del estero Marga-Marga en la ciudad de Viña del Mar. (Muñoz, 2013)

Depósitos Coluviales Holoceno (Qc): Unidad de sedimentos no consolidados, de ubicación preferente en las cabeceras de las quebradas, el origen de estos son depósitos gravitacionales producto de remociones en masa, con granulometrías pobres, no hay una selección por tamaño, presentan desde arcilla hasta bolones, con trazas de arenas y

gravas asociadas a flujos de agua. (Muñoz, 2013). Estos se presentan en el mapa de Álvarez y Grimme con un tono anaranjado (Figura 4.7).

Depósitos Fluviales actuales (Qf): Esta unidad corresponde a sedimentos no consolidados de cauces fluviales activos. La matriz típica corresponde a gravas y bolones redondeados a bien redondeados de baja esfericidad producto de la erosión suave, se presentan lentes de arena con estratificación plana y horizontal además de limos finamente laminados, presentes mayormente en rellenos de canales (Muñoz, 2013). En la Figura 4.7 se presenta una unidad similar como Relleno Fluvial (Qf), donde Álvarez la describe como rellenos de valles donde la matriz va de gravas a limos, presentes en el río Aconcagua formando terrazas fluviales. Además, se presenta la unidad Depósitos Fluviales subactuales (Qfs), la cual tiene una composición similar pero no está asociado a cauces activos y con desarrollo de vegetación (Muñoz, 2013).

4.3. Potencial de licuación por geología

En base a la evidencia histórica, se ha determinado que la licuación se da principalmente en suelos de origen cuaternario como lo son depósitos aluviales, coluviales, eólicos, de sedimentos marinos o de origen antrópico. Por lo tanto, se busca determinar la presencia de este tipo de suelos en la región de Valparaíso para tener una primera aproximación de las zonas donde es esperable tener eventos de licuación.

En la Figura 4.8 y Figura 4.9 se destacan las secuencias sedimentarias del Holoceno y pleistoceno tardío, entre estas destacan los depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa (**Q1**); Los depósitos fluviales compuestos principalmente por gravas, arenas y limos del curso actual de los ríos (**Qf**), los cuales albergan muchas ciudades ubicadas al interior de la región de Valparaíso; Depósitos eólicos compuestos principalmente de arenas finas a medias (**Qe**), con gran presencia en sectores costeros. Además, se incluyen los depósitos marinos litorales o fluviales estuarinos (**P11m**), correspondientes al Pleistoceno tardío, con presencia importante en la ciudad de Viña del Mar.

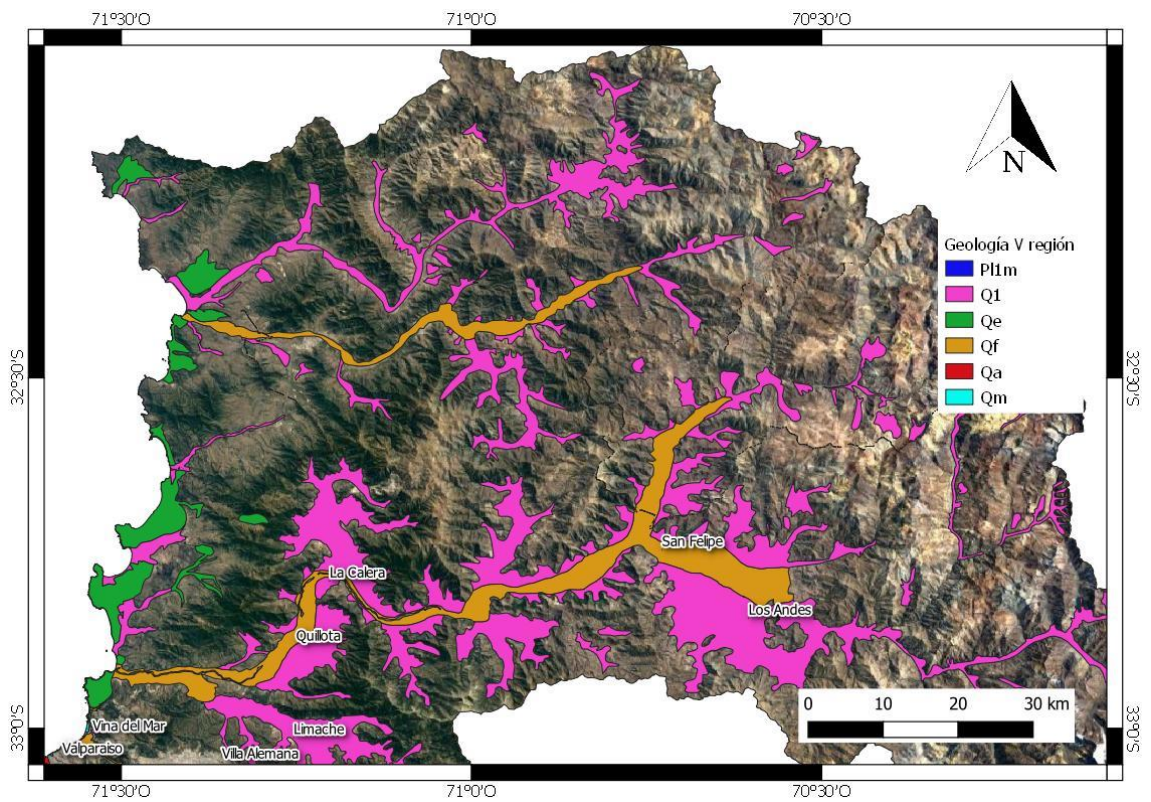


Figura 4.8: Secuencias Sedimentarias Cuaternarias, zona norte (Modificado de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:400.000)

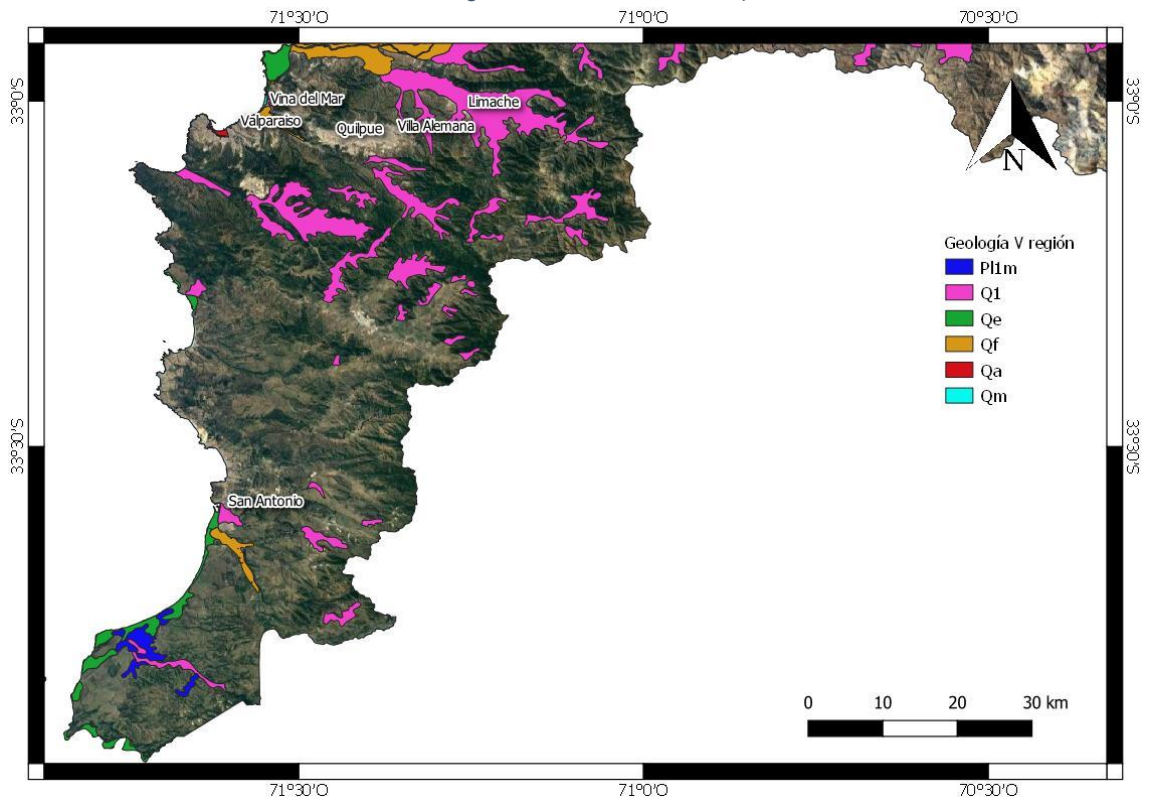


Figura 4.9: Secuencias Sedimentarias Cuaternarias, zona sur (Modificado de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin)

Luego, focalizando la geología a la zona donde se tienen mayor cantidad de información geotécnica, se buscó aunar los trabajos que presentan un mayor nivel de detalle y usando

como base principal lo realizado por (Múñoz 2013) se generó un archivo Shapefile (.shp) con la geología susceptible a licuación en las cercanías de Valparaíso, Viña del Mar y Concón que se presenta en la Figura 4.10, es esta figura se agregan dos secuencias a las anteriormente mencionadas; en rojo se tienen depósitos antropogénicos, muy presentes en el casco histórico de Valparaíso (**Qa**); en celeste se tienen depósitos marinos recientes enmarcados en el periodo del Holoceno (**Qm**).

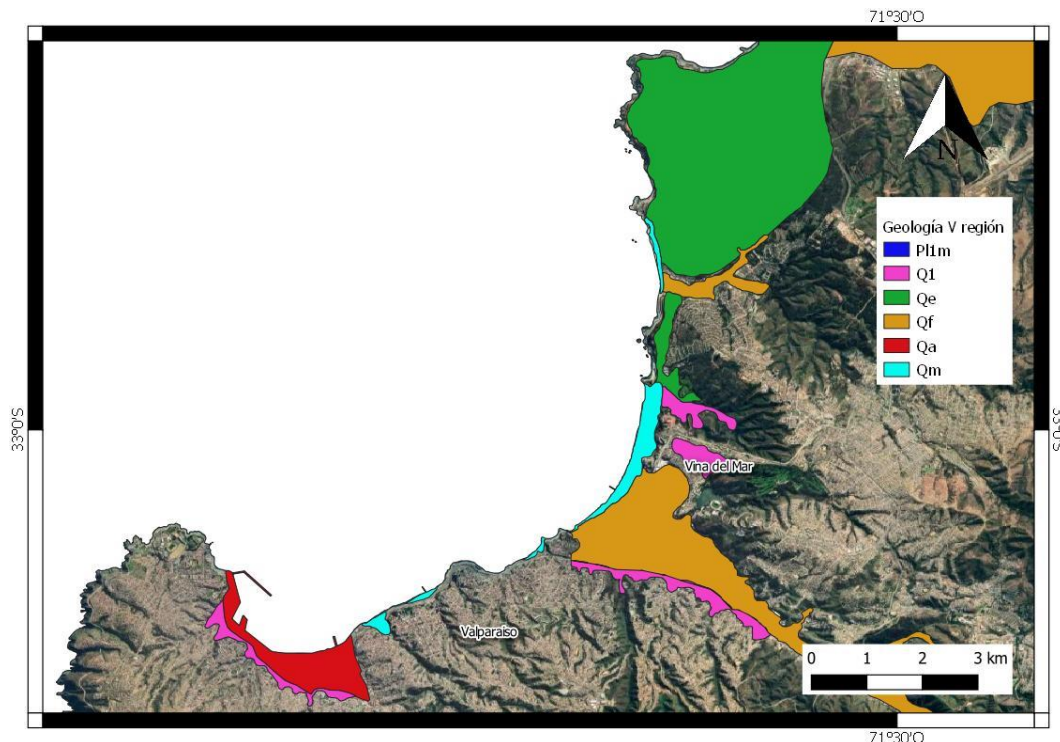


Figura 4.10: Geología de las cercanías de Viña del Mar (Modificado de Muñoz 2013. Escala 1:50.000)

Además, para mostrar como la hipótesis de que suelos del Holoceno o Pleistoceno tardío son más susceptibles a experimentar licuación se traslapan los mapas de casos históricos en la región de Valparaíso con el mapa geológico que presenta únicamente dichas secuencias sedimentarias.

En la Figura 4.11 y Figura 4.12 se ve como la mayoría de los casos históricos de licuación encontrados se pueden asociar a unidades geológicas que son definidas como más susceptibles a la licuación.

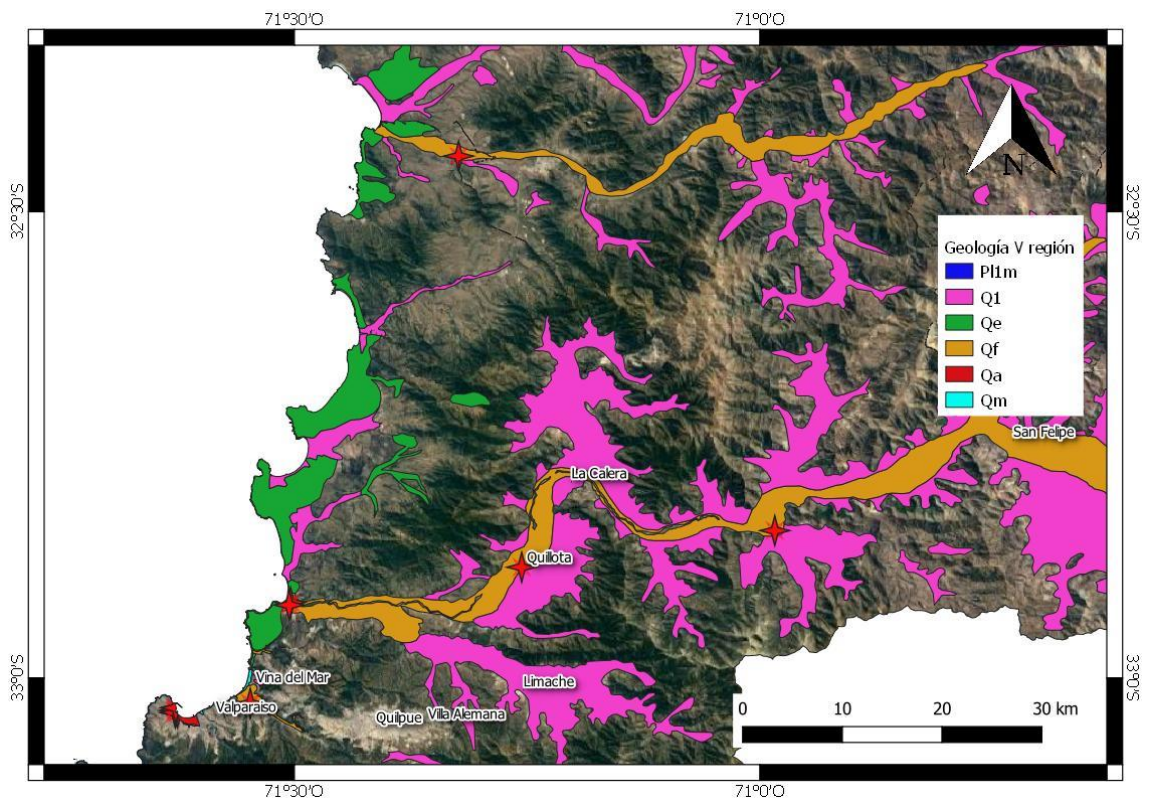


Figura 4.11: Unión de mapa histórico y geología asociada a licuación excluyendo tranques de relave, zona norte (Creado usando información de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:300.000)

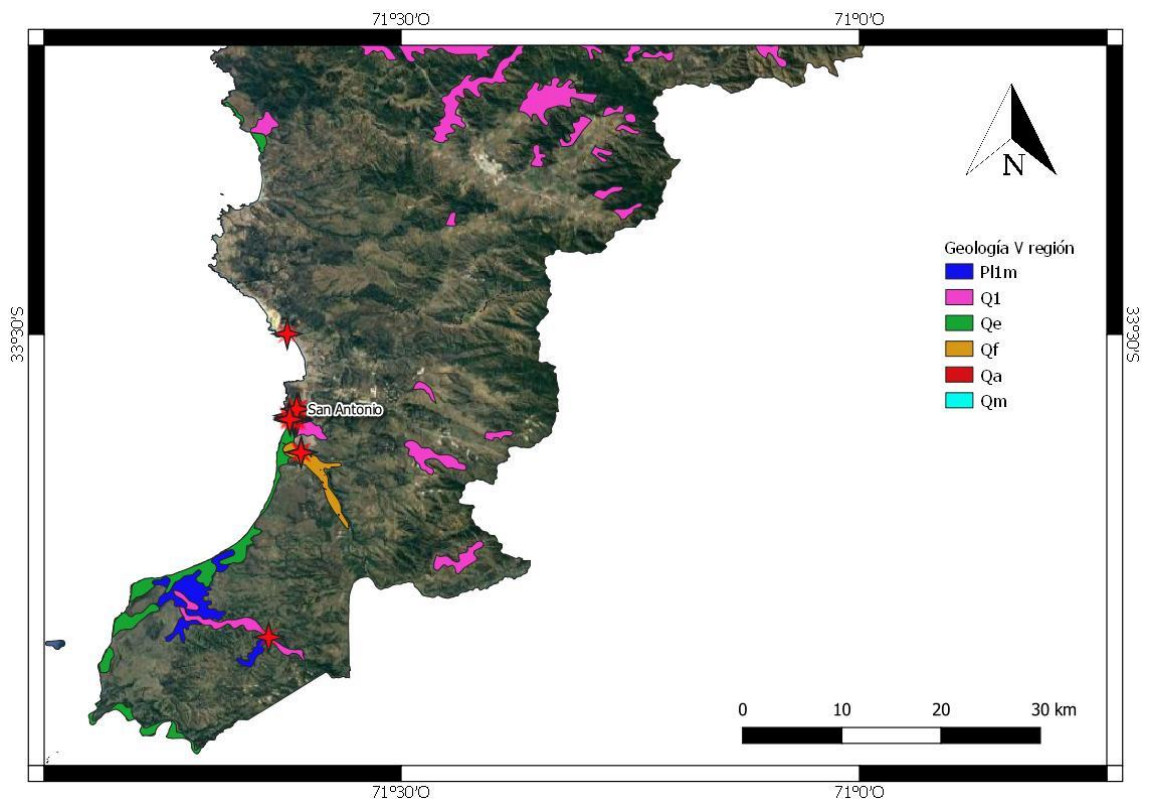


Figura 4.12: Unión de mapa histórico y geología asociada a licuación excluyendo tranques de relave, zona sur (Creado usando información de mapa geológico 1:1.000.000, Sernageomin. Escala 1:300.000)

4.4. Sismicidad de la zona

Como se presentó en el capítulo precedente, la zona en estudio ha sido azotada por una gran cantidad de sismos de gran magnitud desde que se tienen registros. A continuación, se presenta información relevante para, de manera simplificada, tener un mejor entendimiento del tipo de sismicidad predominante además de sus características.

4.4.1. Caracterización de la fuente sísmica

La sismicidad de la zona es controlada por el choque entre las placas de Nazca y Sudamericana, cuya intersección a nivel de superficie está ubicada en promedio a 120 [km] de las costas chilenas. Este contacto produce dos tipos de sismos; una sismicidad del tipo interplaca con sismos que van desde la profundidad de la fosa hasta un máximo de 60 [km] de profundidad y tienen su origen en cercanías de sectores costeros; mientras que a mayores profundidades se tienen sismos intraplaca, los cuales corresponden a eventos generados dentro de la placa de Nazca y suelen tener su epicentro en los valles centrales y sectores cordilleranos. Otro tipo de sismos presentes en la zona son los corticales o superficiales, generados al interior de la placa Sudamericana, con profundidades menores a 30 [km] y presentes alrededor de sectores cordilleranos. En la Figura 4.13 se presenta un mapa de sismicidad con registros que van desde el año 1973 hasta el 2007.

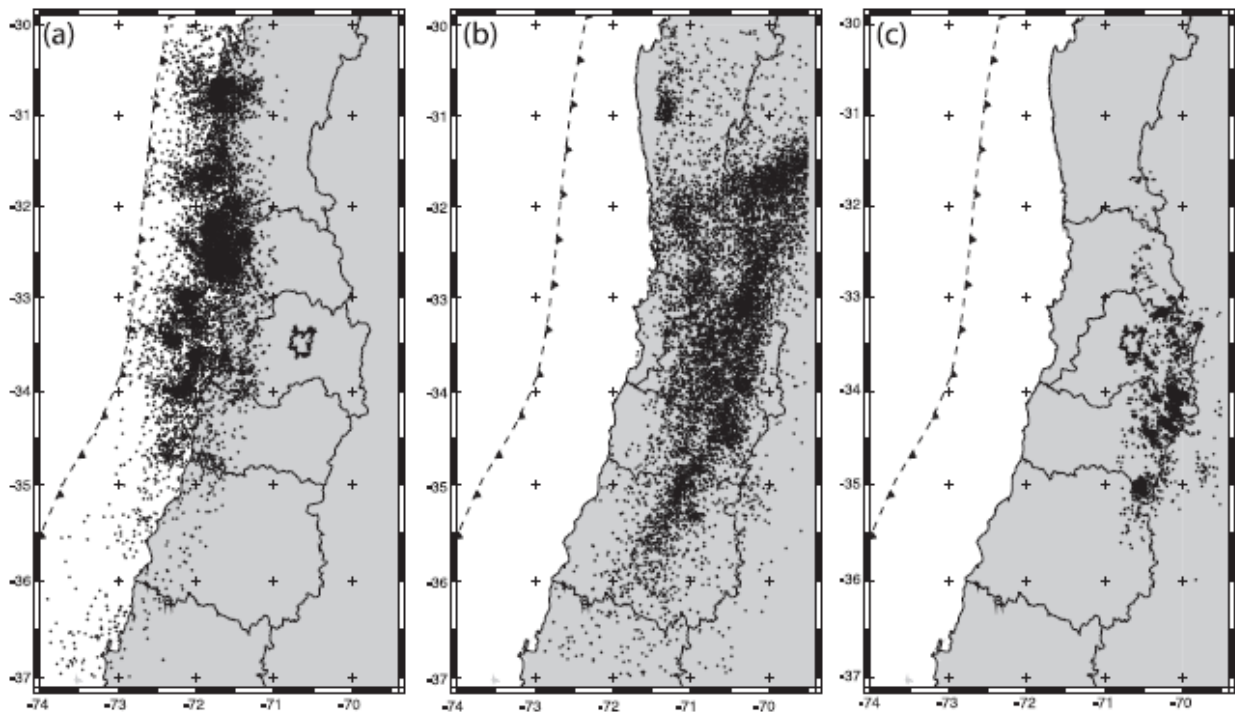


Figura 4.13: Mapa de sismicidad entregado por NEIC entre 1973 y 2007, de izquierda a derecha corresponde (a) sismos interplaca (b) sismos intraplaca de profundidad intermedia (c) sismos corticales (Leyton et al. 2010)

4.4.2. Análisis de riesgo sísmico

El modelo de recurrencia sísmica que se aplicará en este trabajo para determinar el evento esperado para un determinado periodo de retorno corresponde al presentado por Poulos et al. (2019), donde se genera una zonificación sísmica de todo el país. La zona de estudio está enmarcada en las zonas 2 y 7 según se muestra en la Figura 4.14.

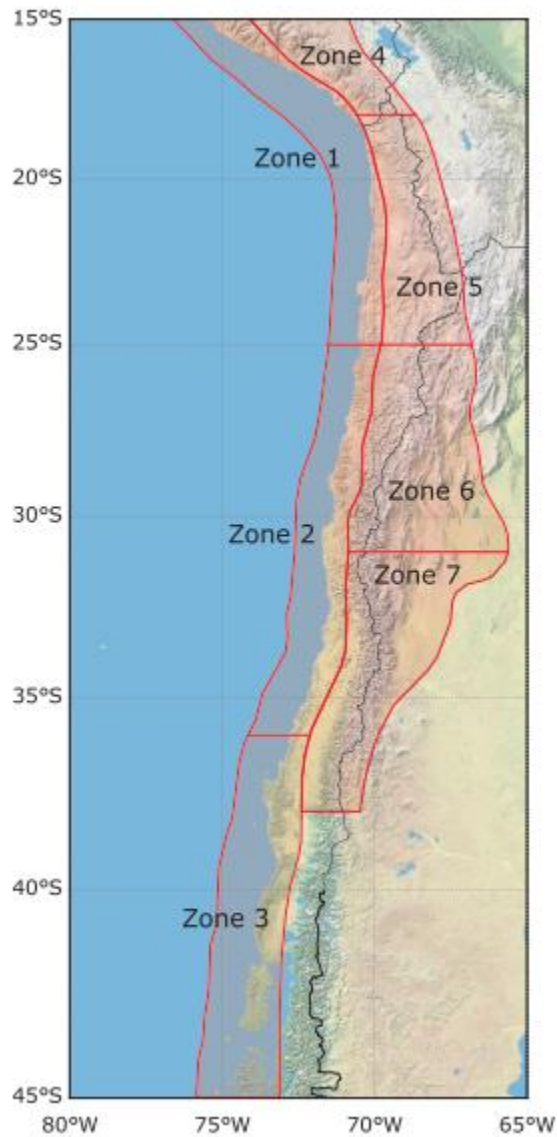


Figura 4.14: Zonificación sísmica propuesta por Poulos et al. (2019)

Las relaciones de Gutenberg-Richter presentadas en el mencionado trabajo se explicitan a continuación:

Zona 2:

$$\lambda_M(m) = 10^{5.36-0.88m} ; M_{max} = 9.3 \quad (3)$$

Zona 7:

$$\lambda_M(m) = 10^{55.32-0.98m} ; M_{max} = 8.5 \quad (4)$$

Dichas ecuaciones son la base para generar una predicción de la distribución de intensidad del movimiento y posterior determinación de PGA (Peak Ground Acceleration) en base a una tasa de retorno dada.

Por otro lado, en la Figura 4.15 se presenta una serie de sismos registrados gracias al proyecto SIBER -RISK, donde se registraron más de 1700 sismos desde el año 1985 hasta la fecha junto con el PGA y el V_{s30}^2 medido en el lugar de registro del evento sísmico. Esta base de datos se usará para determinar valores de aceleración, distancias epicentrales y magnitudes que más adelante serán ingresados en los modelos determinísticos de licuación y PGD.

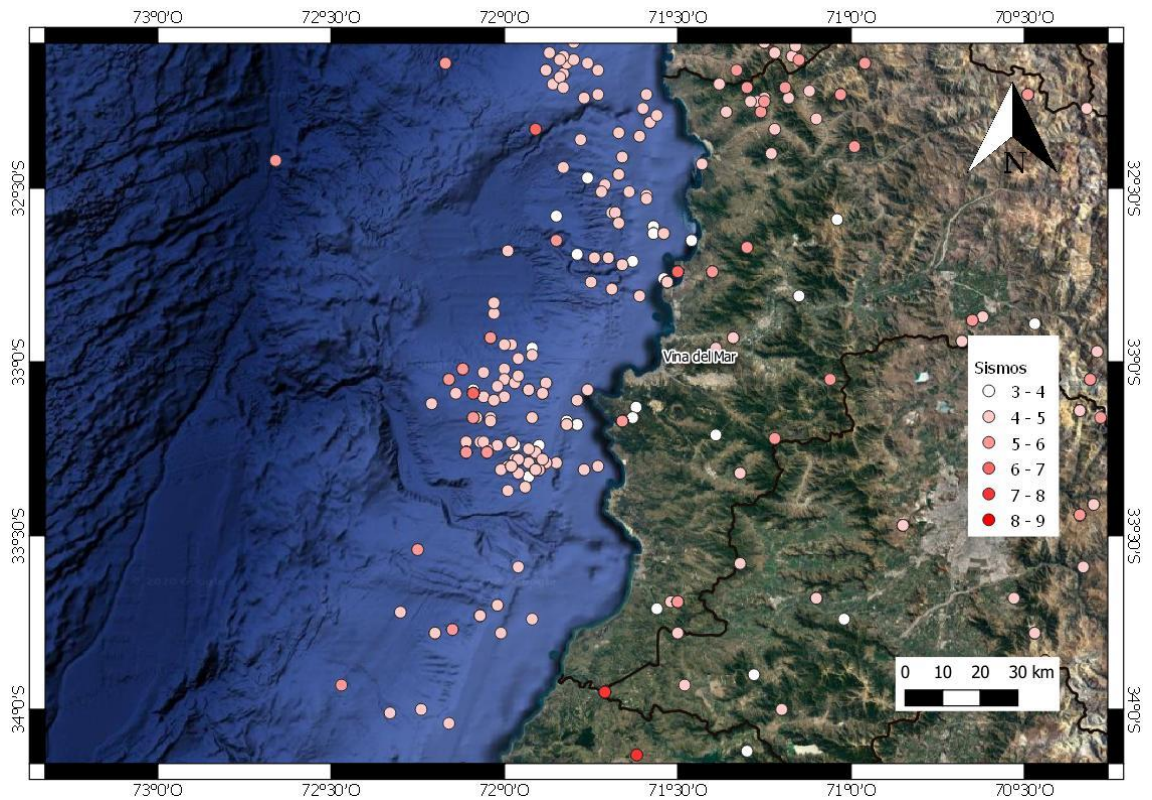


Figura 4.15: Sismos registrados desde 1985 hasta la fecha (Escala 1:800.000)

² Velocidad promedio de las ondas de corte en los primeros 30 [m]

Tabla 4.1: Sismos más relevantes desde 1985 hasta el presente

Fecha	Magnitud [Mw]	Mecanismo	Profundidad [km]	Nombre de estación	Vs30 [m/s]	PGA [g]	Distancia a Viña del Mar [km]
23-08-2014	6.4	Interplaca	40	VA01	882	0.482	31.2
24-04-2017	6.9	Interplaca	24	VA01	882	0.424	50.8
03-03-1985	7.9	Interplaca	40.7	VALP10S	587	0.381	104.4
24-04-2017	6.9	Interplaca	24	V02A	596	0.344	50.8

4.5. Procesamiento de información geotécnica

Con la información digital disponible, se analizó cada uno de los cientos de informes de mecánica de suelos y archivos complementarios obtenidos con el fin de extraer la mayor cantidad de información relevante. Muchos de los informes analizados corresponden a proyectos donde se realizaron varias prospecciones, por lo que para identificar cada perforación se utilizó el número del proyecto seguido con la letra 'S' si corresponde a un sondeo y con la letra 'C' si se trata de una calicata.

Como en primer lugar se busca detectar zonas donde la licuación sea más probable, se definió como información crucial cualquier parámetro que pudiera indicar la resistencia del suelo, ya sea en forma de ensayos SPT, CPT o velocidades de onda de corte, además del nivel freático, profundidad máxima alcanzada, densidad y caracterización del suelo, siendo el contenido de finos un parámetro crucial.

Sumado a lo anterior, para realizar un correcto análisis de desplazamiento lateral inducido por licuación, se requiere el valor medio del tamaño de partícula (D50), valor que no se encontró en prácticamente ningún informe, sin embargo, generalmente se incluía la granulometría del suelo analizado, por lo que fue posible obtener el parámetro buscado al procesar las granulometrías existentes.

La posición de las prospecciones se presentó de manera clara en la mayoría de los casos, y de no estar claramente identificada se usó como referencia la ubicación del proyecto asociado. También fue necesario unificar el sistema de coordenadas, dado que éste variaba según el proyecto.

Al tener claridad acerca de los datos buscado se procedió a recopilar dicha información en un único archivo. Primeramente, se pensó en generar una base de datos con el programa Microsoft Access, sin embargo, este no posee compatibilidad con el software QGis, el cual se usará para plasmar los resultados del trabajo, por lo que finalmente se optó por generar una base de datos en el programa Excel, el cual permite exportar la información de manera más sencilla.

Como resultado, se pudo analizar un total de 281 puntos con información geotécnica, los cuales se presentan en la Figura 4.16, donde los puntos rojos representan calicatas y los verdes sondeos.

En la Figura 4.16 se ve que, si bien se tiene información de varios puntos a través de la región, la mayoría de la información recolectada se concentra en las comunas de Valparaíso, Viña del Mar y Concón como se muestra en la Figura 4.17, al igual que en la Figura 4.16 los puntos rojos corresponden a calicatas mientras que los verdes corresponden a sondajes.

La mayoría de la información geotécnica se obtuvo en forma de informes de mecánica de suelos realizados por distintas empresas, donde, al no haber un trato directo con las empresas que efectuaron dichos informes no hubo posibilidad de consultar acerca de las dudas que pudieran surgir al momento de analizar los documentos.

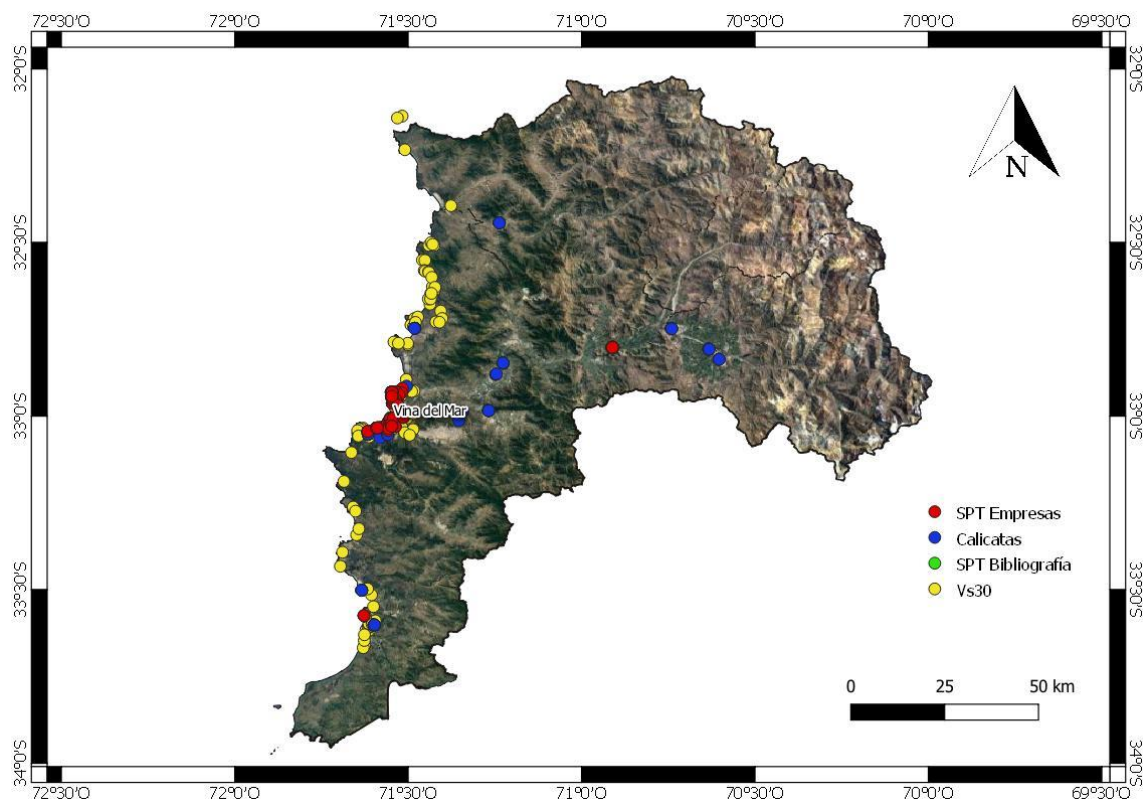


Figura 4.16: Distribución de sondajes en la Quinta región (Escala 1:800.000)

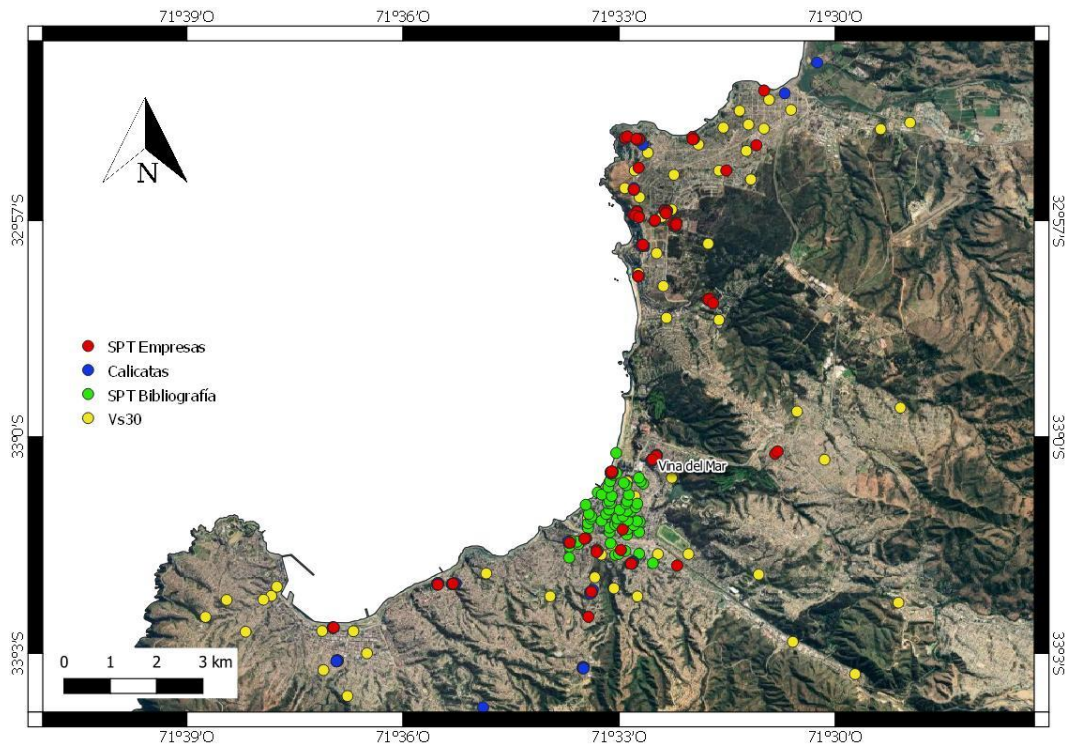


Figura 4.17: Información geotécnica en las comunas de Valparaíso, Viña del Mar y Concón (Escala 1:60.000)

De los 281 puntos estudiados, 137 corresponden a sondajes con valores de resistencia del suelo, mientras que 144 corresponden a calicatas donde, en general, solo se presenta la caracterización del suelo y nivel freático.

4.6. Método de interpolación

Los métodos de interpolación se basan en los principios de la autocorrelación espacial, la cual dice que los puntos más cercanos entre ellos poseen mayor similitud con respecto a aquellos puntos más distantes (Agung Setiano y Tamia Triandini 2013). Bajo dicha hipótesis se han generado distintos métodos de interpolación, a continuación, se presentan los métodos IDW (Inverse Distance Weighted) y Kriging.

4.6.1. IDW

El método IDW basa sus predicciones en la hipótesis de que las similitudes y correlaciones entre puntos son más fuertes mientras más cercanos se encuentren estos. La mejor condición para aplicar IDW es cuando se tienen zonas altamente muestreadas y con una distribución uniforme, evitando dejar zonas con información escasa. La estimación se realiza con la siguiente ecuación.

$$Z_0 = \frac{\sum_{i=1}^N z_i \cdot d_i^{-n}}{\sum_{i=1}^N d_i^{-n}} \quad (5)$$

Donde:

- Z_0 : Estimación para la variable z en el punto i
- z_i : El valor de la muestra para la variable z en el punto i
- d_i : Distancia entre la muestra y el punto a estimar
- n : Coeficiente que determina la ponderación de la distancia
- N : Número total de predicciones para cada estimación.

4.6.2. Kriging

El método Kriging se basa en la relación estadística de los puntos medidos, por lo cual se puede generar no solo una superficie de interpolación, sino que además es posible determinar la certeza asociada a las predicciones. Como detalla Pokhrel et al. (2013), el primer paso consiste en examinar la información con el fin de determinar la posible distribución de esta además de tendencias en ciertas direcciones y luego identificar la estructura espacial de los datos mediante un semivariograma empírico.

El semivariograma busca determinar la diferencia cuadrada entre los valores de las ubicaciones en estudio. En la Figura 4.18 se presenta un ejemplo donde se muestra la relación de un punto en particular (rojo) con los lugares que presentan valores empíricos.

Para generar la gráfica del semivariograma empírico se emplea la siguiente ecuación.

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} (Z(i) - Z(i, h))^2 \quad (6)$$

Donde:

- $\gamma(h)$: Valor estimado de la semivarianza para una distancia h
- $N(h)$: Número de pares de datos a una distancia h
- $(Z(i) - Z(i, h))$: Magnitud de la variable estudiada para el i – ésimo par separados por una distancia h

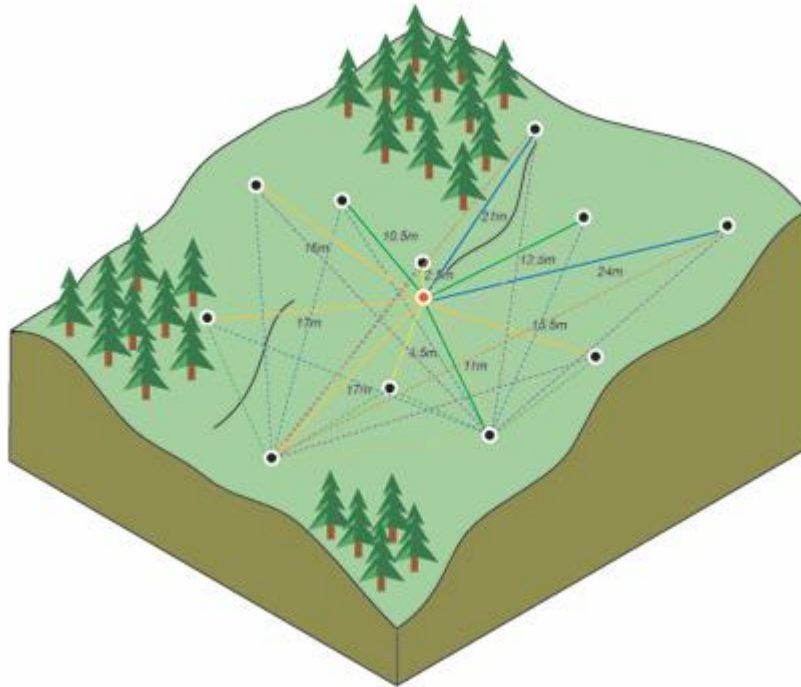


Figura 4.18: Cálculo de la diferencia cuadrada entre las ubicaciones asociadas (ESRI 2016)

Debido a la complejidad que puede suponer visualizar la semivarianza de todos los pares de puntos se suele optar por graficar el promedio de la semivarianza de todos los puntos en determinados rangos de distancia.

Luego, es necesario ajustar un modelo a los puntos graficados en el semivariograma empírico dado que este solo aporta información de la autocorrelación espacial de los puntos en la base de datos y para generar la interpolación se requiere generar estimaciones de toda la zona de estudio. Antes de hablar del modelo a implementar, es necesario definir algunos parámetros asociados al semivariograma. Como se muestra en la Figura 4.20, se tienen 3 valores relevantes.

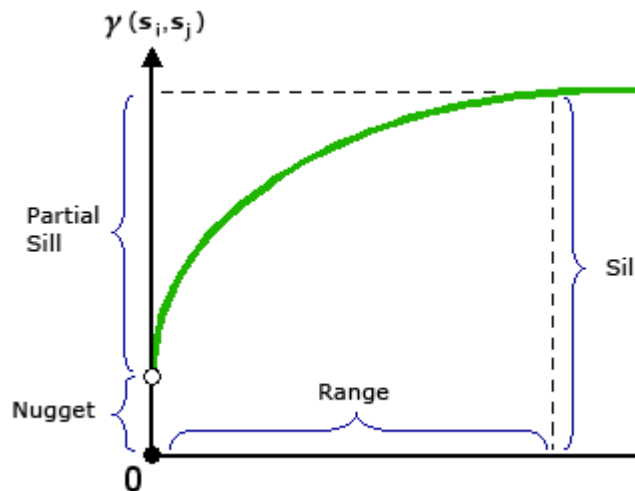


Figura 4.19. Esquema de semivariograma con principales componentes (ESRI 2016)

En primer lugar, está el Nugget, el cual se puede definir como el valor donde el modelo intercepta al eje Y. Teóricamente, es esperable que, para una distancia igual a cero, la semivarianza sea igual a cero, sin embargo, esto no siempre sucede debido a diversos factores como errores de medición o fuentes de variación con distancias menores al intervalo de muestreo.

Luego están la meseta y el rango, donde la primera corresponde al valor en que la semivarianza se estabiliza y la segunda es la distancia a la que esto comienza a ocurrir. Ambos valores ayudan a tener una medida de hasta qué distancia es razonable considerar que los puntos están autocorrelacionados.

Con respecto al modelo a ajustar, este debe tener relación con el semivariograma empírico y al fenómeno que se busca describir. El modelo más usado en Kriging es el esférico y en base a los resultados obtenidos se optó por aplicarlo en el presente trabajo, dicho modelo queda descrito por la siguiente ecuación.

$$\gamma(h) = c_0 + c \cdot \left[\frac{3h}{2a} - \frac{h^3}{2a^3} \right] \quad 0 < h < a \quad (7)$$
$$\gamma(h) = c_0 + c \quad a < h$$

Donde:

- c_0 : Nugget
- c : Meseta parcial
- a : Rango
- h : Distancia

4.7. Simulación de datos

Debido a que la información geotécnica recolectada no fue obtenida directamente (sino que ha sido solicitada a distintas empresas del rubro u obtenida desde recursos bibliográficos) en muchos casos esta no contiene todas las variables requeridas para realizar los análisis que se buscan abordar en este trabajo. Por esto, se busca simular los datos faltantes ajustando los datos existentes a una distribución de probabilidad y empleando técnicas de interpolación.

4.7.1. Tamaño medio de partícula D50

El tamaño medio de partícula (D50) es un valor que no se encontró prácticamente en ningún informe, sin embargo, en varios informes venía adjunta la distribución granulométrica de los suelos estudiados, por lo que, en estos casos, fue posible determinar el tamaño medio de partícula.

Separando los datos en base al valor índice de suelo, se presentan los valores de tamaño medio de partícula para suelos con índice 3 y 4. Solo se presentan estos dos grupos debido a que son los únicos que contienen la cantidad de información suficiente. Además, se ajusta una distribución log-normal a los datos con los parámetros presentados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Valores relevantes para la simulación de tamaño medio de partícula

Índice de suelo	D50 mínimo [mm]	D50 máximo [mm]	Media (μ)	Desviación estándar (σ)
3	0.08	1.30	-1.4548	0.5843
4	0.07	0.90	-1.7436	0.5817

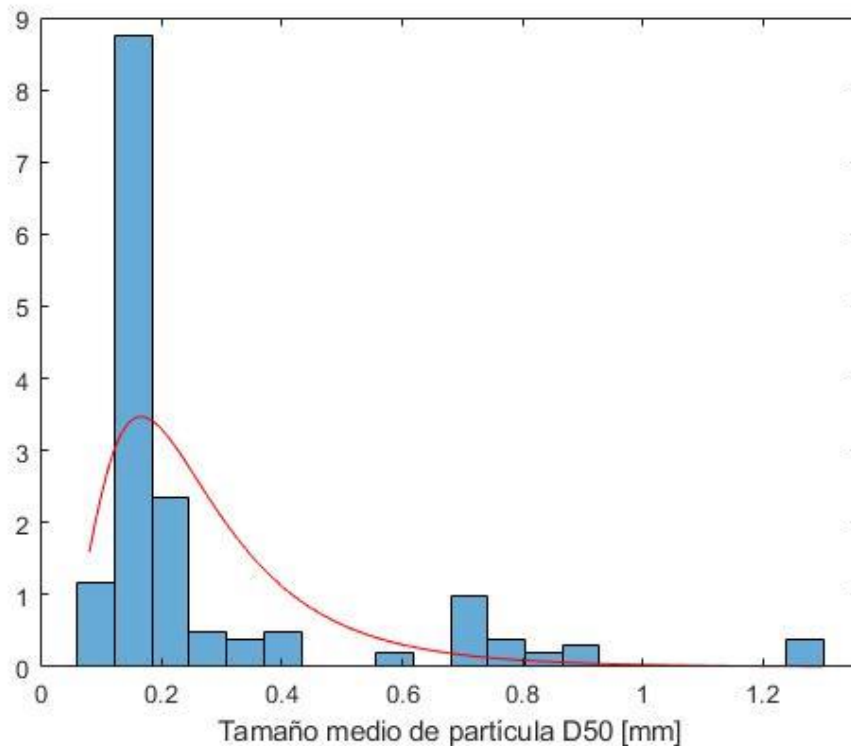


Figura 4.20. Distribución de tamaño medio de partícula para arenas (SI = 3)

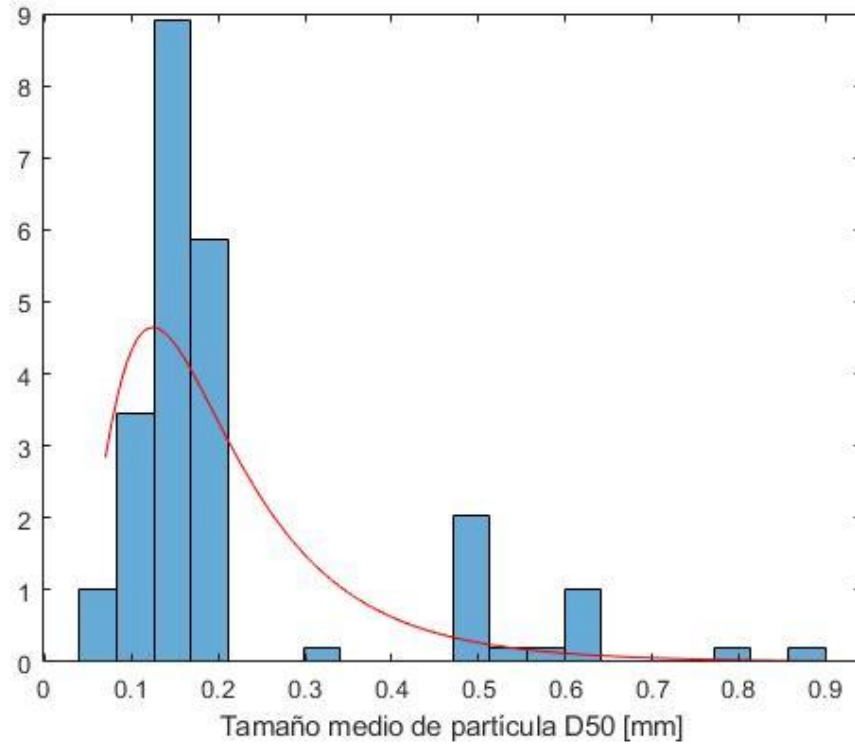


Figura 4.21. Distribución de tamaño medio de partícula para arena limosa ($SI = 4$)

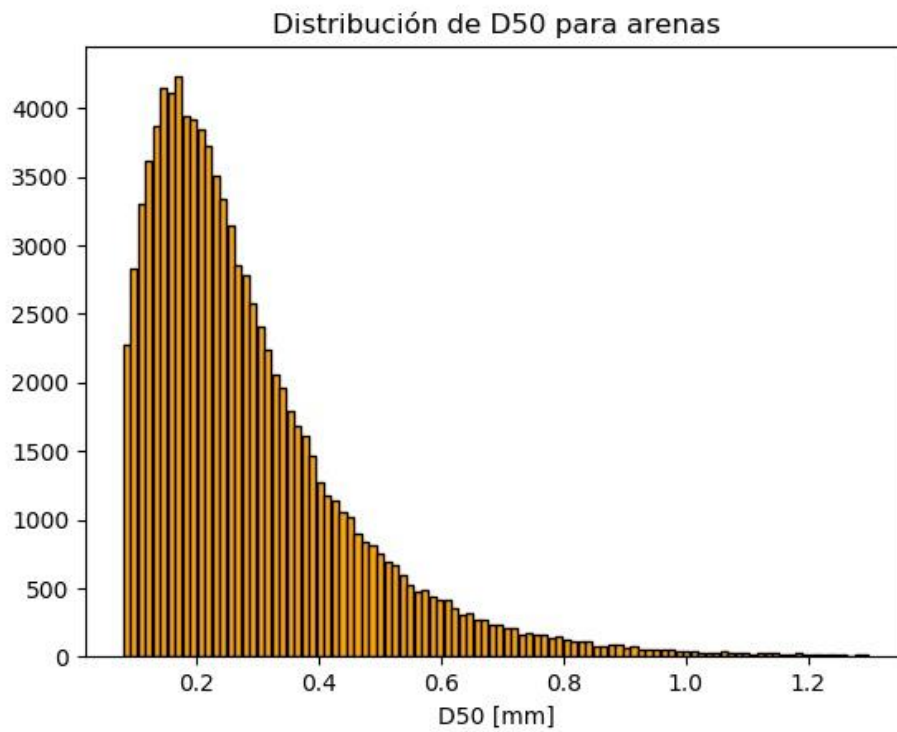


Figura 4.22. Simulación de tamaño medio de partícula para arenas ($SI = 3$)

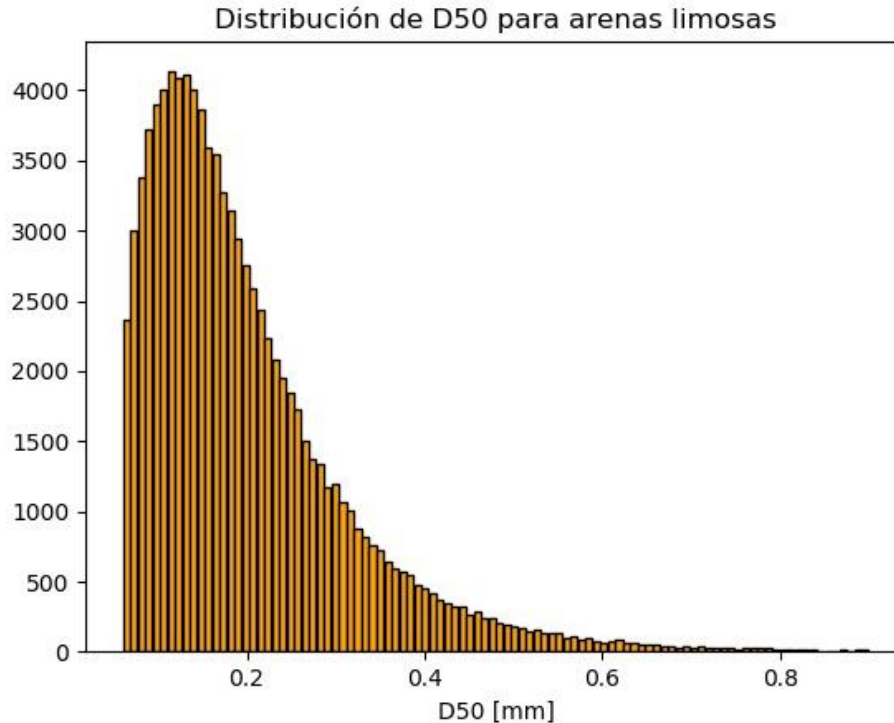


Figura 4.23. Simulación de tamaño medio de partícula para arena limosa ($SI = 4$)

4.7.2. Contenido de Finos

De manera análoga a lo realizado con el tamaño medio de partícula, al no tener suficiente información con respecto al contenido de finos de algunos estratos se optó por analizar la distribución de material fino en estos y se simularon los datos restantes en base a una distribución lognormal. Los datos más relevantes de la distribución probabilística se presentan en la Tabla 4.3. Cabe mencionar que al generar la distribución de probabilidad los estratos con contenido de finos igual a cero fueron reemplazados por 0.1 debido a los problemas que presenta este valor con la distribución lognormal.

Tabla 4.3: Valores relevantes para la simulación de contenido de finos

Índice de suelo	FC mínimo [%]	FC máximo [%]	Media (μ)	Desviación estándar (σ)
3	0	20	1.5467	0.9389
4	13	53	3.1308	0.3395

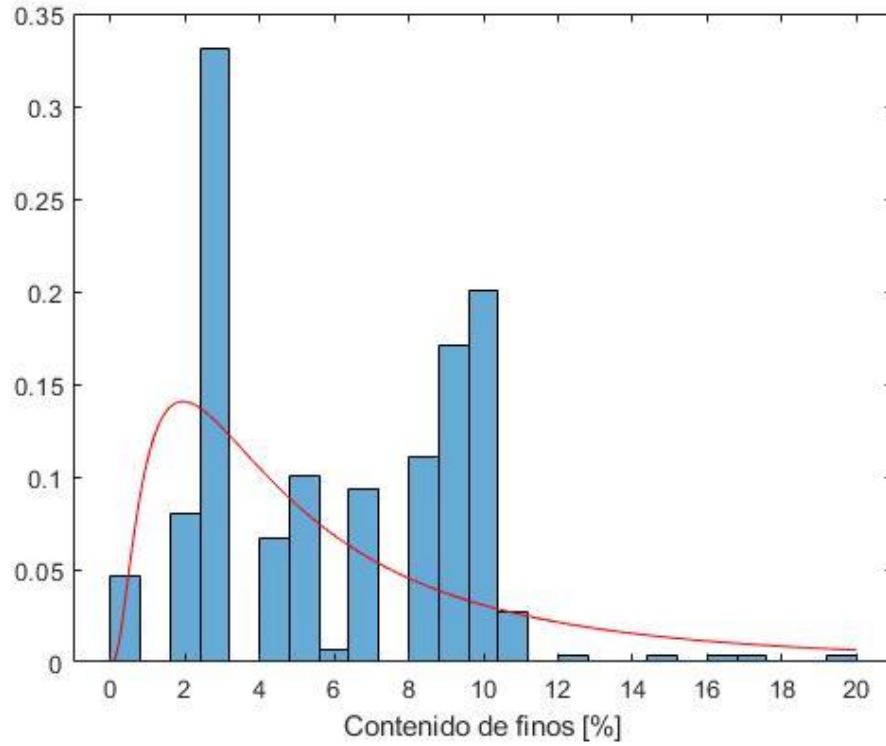


Figura 4.24. Distribución de contenido de finos para arenas (SI = 3)

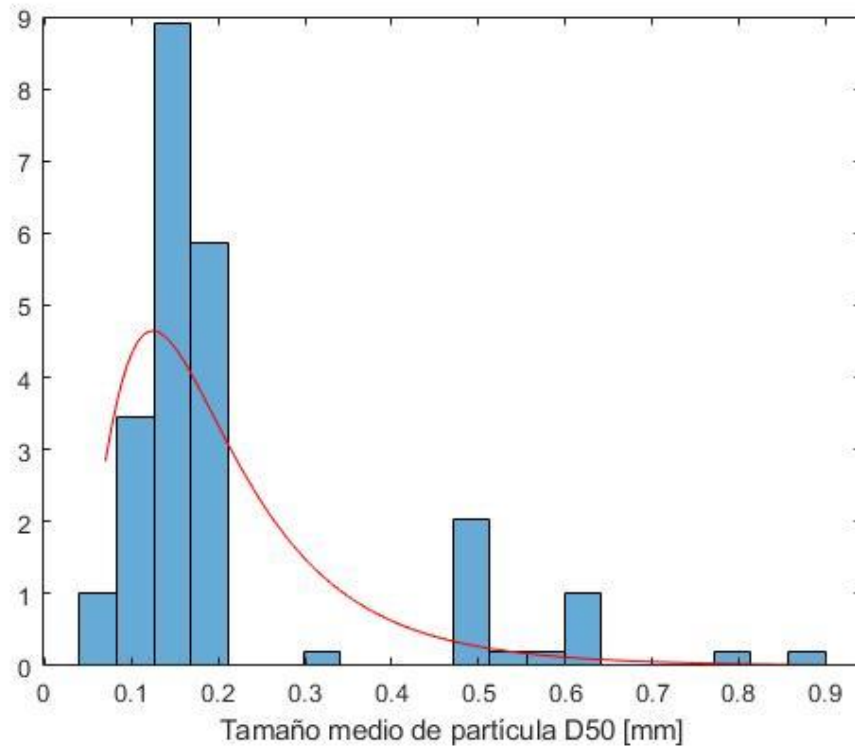


Figura 4.25. Distribución de contenido de finos para arena limosa (SI = 4)

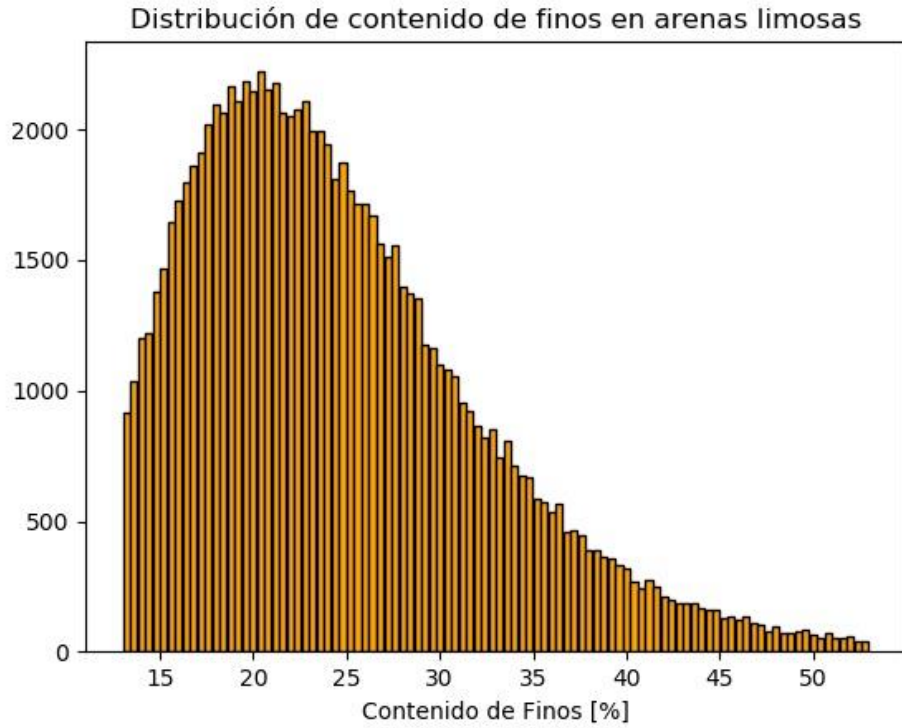


Figura 4.26. Simulación de contenido de finos para arena (SI = 3)

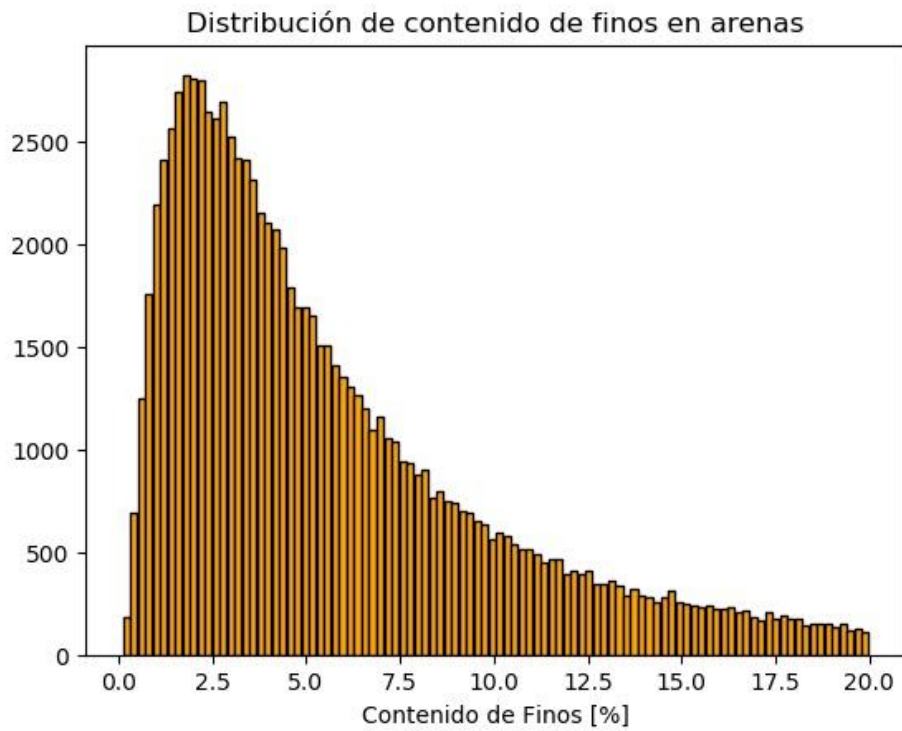


Figura 4.27. Simulación de contenido de finos para arena limosa (SI = 4)

5. DEFORMACIONES PERMANENTES INDUCIDAS POR LICUACIÓN

Este capítulo presenta los resultados para el factor de seguridad de los distintos puntos estudiados además de los valores obtenidos para deformaciones permanentes, ya sean desplazamientos laterales o asentamientos.

5.1. Determinación de escenarios sísmicos

Los escenarios sísmicos que se usarán para evaluar el potencial de licuación y PGD asociado se dividen en dos tipos; en primer lugar, se tiene el sismo que produjo el mayor PGA en la zona en base a los registros que fue posible obtener, considerado como enfoque determinístico; luego, se presentan los sismos que presentan un mayor riesgo según el PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Analysis) usando determinadas tasas de retorno. Así, se proponen los siguientes escenarios.

5.1.1. Determinación de eventos sísmicos a partir del PSHA

El PSHA busca incorporar la incertidumbre existente en la ubicación, tamaño e intensidad de un sismo para combinarlas y generar una descripción de la distribución de los sismos futuros. Para la realización del análisis probabilístico de riesgo es necesario realizar una serie de pasos previos que se explicarán a continuación.

En primer lugar, es necesario establecer la recurrencia de los eventos sísmicos, para esto lo usual es usar la ecuación de Gutenberg-Richter, la cual requiere una calibración previa para ser adecuada a la zona de estudio. En este trabajo se usarán los parámetros propuestos por (Poulos et al. 2019) con base en lo explicado en capítulos precedentes.

Con respecto a la medida de intensidad, para el presente estudio se requiere obtener una medida de PGA, por lo que se optó por utilizar la GMPE (Ground Motion Prediction Equation) propuesta por Idini et al. (2017) dado que fue generada a partir de sismos chilenos en la zona de subducción.

Posteriormente, definidos los modelos y parámetros a utilizar, se empleó la GUI de Gabriel Candia para el software Matlab, la cual permite realizar el PSHA simplemente ingresando las ubicaciones a estudiar junto con sus respectivos V_{s30} . Para definir el V_{s30} se usó la zonificación sísmica en base a la NCh433 entregada por el proyecto SIGAS (Yáñez y Sáez, 2016) para sectores costeros de la quinta región. En la Figura 5.1 se presenta la zonificación para la zona de interés (para definir el V_{s30} se asume un valor promedio según la clasificación entregada).

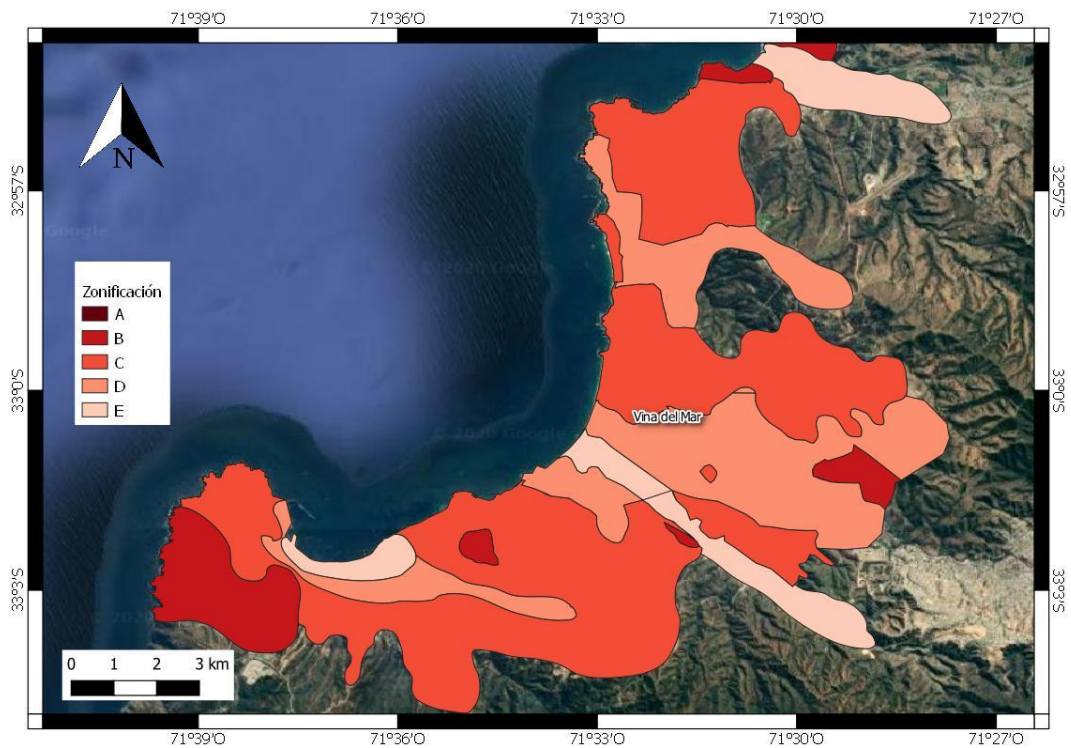


Figura 5.1: Zonificación sísmica sectores Valparaíso, Viña del Mar y Concón. Mapa generado a partir de información presentada por SIGAS (Yáñez y Sáez, 2016. Escala 1:65.000)

En el sector de Concón se adopta un valor de V_{s30} igual a 465 [m/s] dado que se tiene un suelo predominante clasificado como C, mientras que en Viña del Mar se opta por considerar un valor de V_{s30} igual a 265 [m/s] dado que se tiene mayormente suelo tipo D y E.

Con los parámetros y modelos especificados se procede a determinar la curva de amenaza (esta se presenta en la Figura 5.2). Como se mencionó previamente considera los parámetros del modelo Gutenberg-Richter propuestos por Poulos et al. (2019) y la GMPE de (Idini et al. 2017).

El análisis probabilístico de riesgo sísmico se realizó en base a la GUI realizada por (Candia 2020).

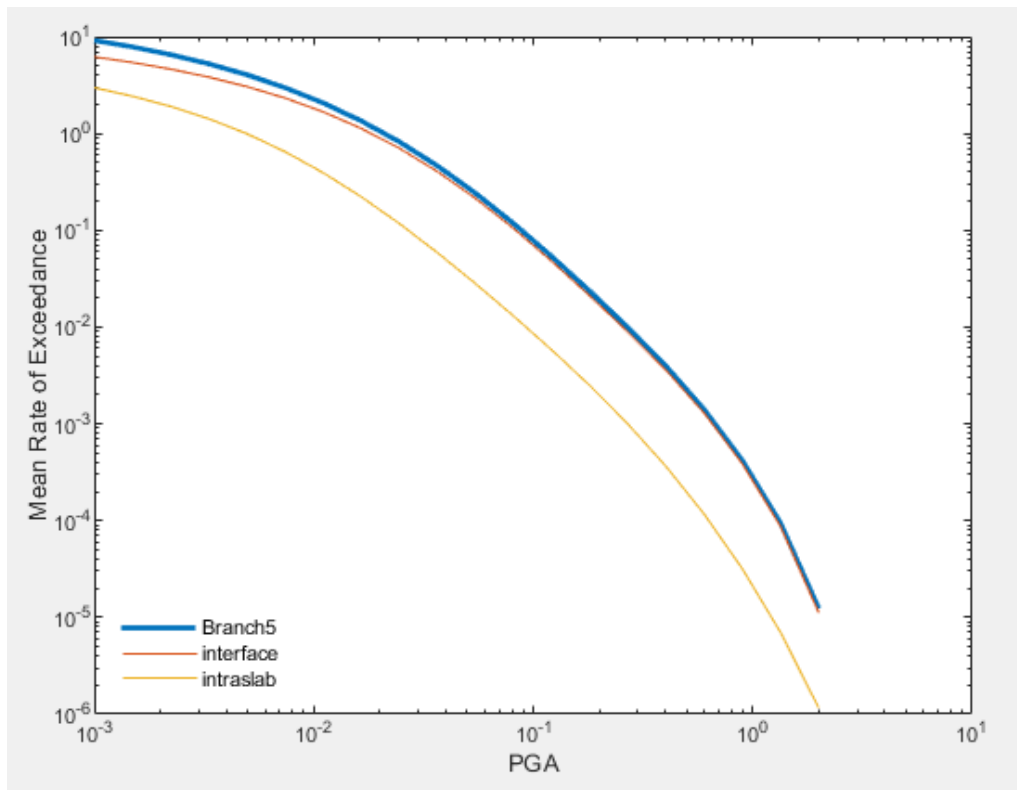


Figura 5.2. Curva de amenaza sísmica para la zona de estudio

En base a los resultados del PSHA es posible realizar una desagregación en M-R para cada tasa de retorno, con el fin de tomar tres valores representativos se escogen las tasas de retorno de 72, 475 y 2475 años, resultados que se presentan en la Figura 5.3, Figura 5.4 y Figura 5.5.

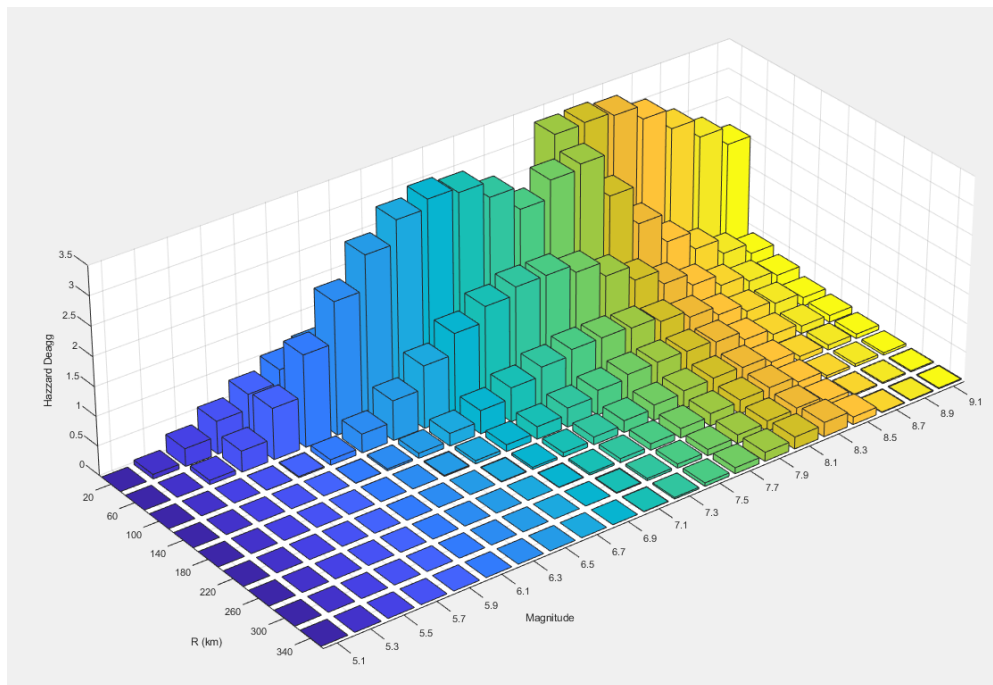


Figura 5.3. Desagregación para sismo con tasa de retorno de 72 años

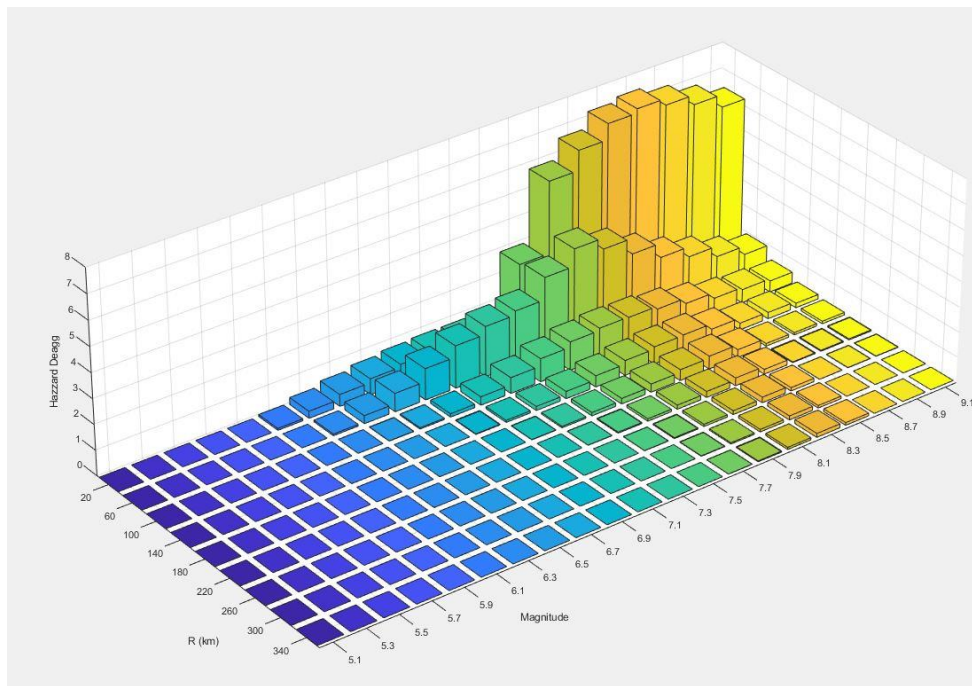


Figura 5.4. Desagregación para sismo con tasa de retorno de 475 años

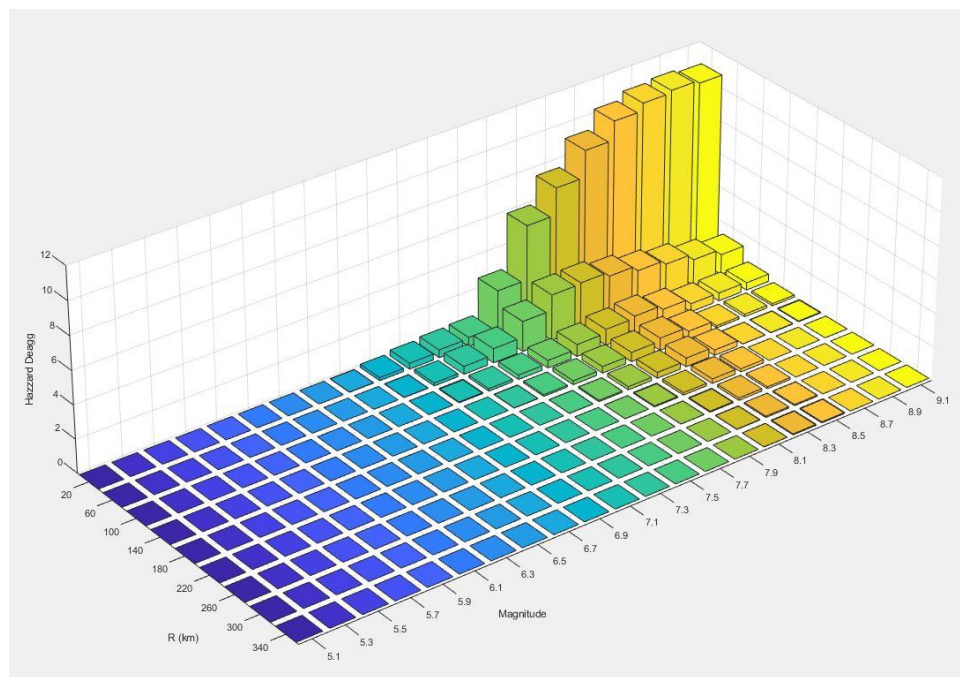


Figura 5.5. Desagregación para sismo con tasa de retorno de 2475 años

Tomando los promedios entregados por las desagregaciones, se presentan en la Tabla 5.1 los sismos considerados para el análisis determinístico y se les asignará un número para facilitar su referencia posterior.

Tabla 5.1: Escenarios sísmicos

Escenario	Descripción	Magnitud [Mw]	Distancia [km]	PGA [g]
1	Sismo con tasa de retorno de 72 años	7.6	72	0.22
2	Mayor sismo instrumentado	7.9	104	0.38
3	Sismo con tasa de retorno de 475 años	8.1	57	0.50
4	Sismo con tasa de retorno de 2475 años	8.5	46	0.89

5.2. Análisis de factor de seguridad ante licuación

Antes de determinar la ocurrencia de deformaciones inducidas por licuación es necesario establecer el potencial de licuación del área de estudio a través de dos enfoques: el estudio de la capa crítica o evaluando los primeros 20 [m] del perfil de suelo.

La distancia de 20 [m] se usa en base a lo expuesto por Idriss y Boulanger (2008), donde se menciona que los métodos simplificados tienen un buen desempeño hasta dicha profundidad y para valores mayores es recomendable hacer un trabajo considerando los efectos de sitio de la zona en cuestión.

5.2.1. Evaluación del potencial de licuación en base a ensayos SPT

La determinación del riesgo potencial de licuación busca responder dos preguntas claves

- ¿Se gatillará la licuación bajo el sismo en consideración?
- ¿Cuáles son las consecuencias potenciales de la ocurrencia de la licuación? (Idriss y Boulanger 2008)

Al definir la susceptibilidad a la licuación, se tiene que la geología local es esencial para caracterizar suelos propensos a este fenómeno, además, el potencial de licuación depende de la distribución de los sedimentos sin cohesión y requiere un alto nivel freático. Por otro lado, los estudios suelen abarcar hasta los primeros 15 [m] debido a que estos son suelos más jóvenes y por ende más susceptibles a la licuación.

Youd y Idriss (1971) propusieron el método simplificado para evaluar potencial de licuación con base en el número de golpes del ensayo SPT (Standard Penetration Test). Este método simplificado usa el enfoque de esfuerzos, donde se realiza una comparación entre los esfuerzos solicitantes cíclicos y la resistencia cíclica.

El ensayo SPT es el más usado en el mundo cuando se habla de pruebas en terreno, consiste en contar los golpes que requiere un muestreador para penetrar el suelo a cierta profundidad. Los golpes se dan con un martillo que se deja caer desde una cierta altura, todas las variables son estandarizadas. Naturalmente, mientras mayor resistencia presente el suelo, mayor será el número de golpes requeridos para avanzar. El valor de resistencia del suelo se representa con el número de golpes requerido para que el ensayo avance 30 [cm] (Salgado 2008).

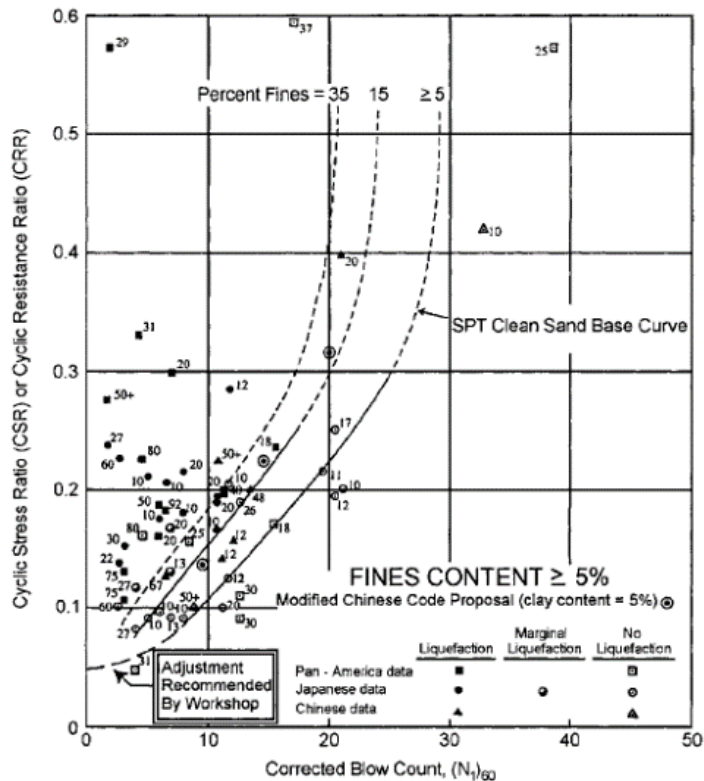


Figura 5.6: Curva para evaluar licuación en base a SPT (Youd et al, 2001)

El método simplificado ha ido evolucionando a lo largo del tiempo y se ha convertido en una práctica estándar para la ingeniería. Dicha relación se construyó con base en casos históricos de licuación o de lugares en los que se esperaba licuación y ésta no se presentó. Un ejemplo de esto se presenta en la Figura 5.6, la cual corresponde a una de las modificaciones realizadas al trabajo original de Youd y Idriss (2001). Las curvas presentadas delimitan un rango donde es posible la ocurrencia de licuación en base a los esfuerzos solicitantes y los valores de $(N1)_{60}$, que están asociados a la resistencia a la penetración del suelo.

Para el presente trabajo se utilizará la versión propuesta por Idriss y Boulanger (2008) dado que contiene las versiones actualizadas de las variables a considerar y que además han tenido validación durante años de aplicación.

Para determinar la susceptibilidad a la licuación se debe comparar la sollicitación cíclica que excita a una determinada muestra de suelo con la resistencia cíclica que puede llegar a presentar dicho elemento.

5.2.1.1. Sollicitación Cíclica

La teoría detrás de la estimación de la sollicitación cíclica (Cyclic stress ratio o CSR por sus siglas en inglés) implica asumir, inicialmente, que la columna de suelo sobre el estrato en estudio se comporta como un bloque rígido, por lo que el coeficiente de reducción del esfuerzo de corte se aplica para entregar una solución más cercana a la realidad. Idriss (1999) desarrollando lo presentado por Golesorkhi (1989), desarrolló cientos de análisis paramétricos de respuestas de sitio y llegó a la conclusión de que, con el propósito de desarrollar procedimientos para la evaluación de la licuación, el parámetro r_d se puede

expresar de manera adecuada como una función de la profundidad y la magnitud del sismo (Idriss y Boulanger 2008).

Los esfuerzos inducidos a cualquier profundidad de un depósito de suelo tienen relación con la propagación vertical de las ondas de corte. Con base en la aceleración medida en superficie y considerando ciertos parámetros de reducción se llegó a una expresión que representa la sollicitación cíclica inducida por un sismo.

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (8)$$

Donde

τ_{av} : Esfuerzos de corte promedio [kN/m^2]

σ_{vo} : Esfuerzos verticales totales [kN/m^2]

σ'_{vo} : Esfuerzos verticales efectivos [kN/m^2]

a_{max} : Aceleración máxima [g]

g : Aceleración de gravedad [g]

r_d : Coeficiente de reducción del esfuerzo de corte

El coeficiente de reducción del esfuerzo de corte se obtiene a partir de la siguiente expresión, la cual depende principalmente de la profundidad del estrato analizado y en menor medida de la magnitud del sismo que se evalúa.

$$r_d = \exp (\alpha(z) + \beta(z)M) \quad (9)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \quad (10)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \quad (11)$$

Donde:

z : Profundidad estudiada [m]

M : Magnitud del sismo, M_w

La aplicación de las ecuaciones presentadas es recomendable para una profundidad que no supere los 20 [m] debido a que mientras aumenta la profundidad se generan mayores incertidumbres.

5.2.1.2. Resistencia Cíclica (Cyclic Resistance Ratio CRR)

Para evaluar la resistencia cíclica de un suelo se requiere analizar el material en cuestión, para esto existe la posibilidad de hacerlo mediante ensayos de laboratorio o en terreno, ambos métodos tienen beneficios y restricciones.

Con respecto a los ensayos de laboratorio, estos requieren extracción de muestras inalteradas de la zona de estudio y llevarlas al laboratorio para realizar los triaxiales cíclicos o pruebas torsionales. Ambos procesos son bastante complejos en cuanto a realización, tiempos y costos, pero que, en contraparte entregan resultados bastante precisos. Por ejemplo, el uso de técnicas de congelamiento permite una correcta extracción de las muestras, a cambio de que aumenta mucho los costos. En contraparte, la realización de ensayos en terreno se ha vuelto mucho más masiva debido a la menor complejidad que presentan estos ensayos con respecto a los de laboratorio y con precios relativamente accesibles para el promedio del medio geotécnico. (González 2015)

Por lo anterior, los análisis de resistencia cíclica son bastamente más orientados a los resultados entregados por estudios en terreno, los principales ensayos de terreno usados para obtener valores de resistencia a la licuación son los ensayos de penetración, entre ellos están el SPT, CPT y BPT, de estos tres, el más aplicado para obtener resultados de licuación es el SPT debido a que es el más aplicable a suelos arenosos, que son los más susceptibles a la licuación. Además, se pueden utilizar resultados de velocidad de onda de corte (V_s) para obtener valores de resistencia cíclica, donde dichos valores se pueden obtener de métodos invasivos o no invasivos.

Enfocando el estudio a los resultados del SPT, a continuación se presenta la ecuación propuesta por Idriss y Boulanger (2008) para determinar la resistencia cíclica.

$$\begin{aligned} CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} &= \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3\right. \\ &\quad \left.+ \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right) \end{aligned} \quad (12)$$

De la ecuación anterior se puede ver que la resistencia cíclica considera una magnitud de sismo y presión de confinamiento específica, por lo que para aplicar otro valor se debe aplicar un factor de corrección, lo mismo ocurre para el valor obtenido desde el SPT. Dichas correcciones se expondrán a continuación.

5.2.1.3. Corrección al ensayo SPT

En primer lugar, es necesario corregir el número de golpes que entrega el ensayo, con el fin de estandarizar lo más posible los resultados. Las correcciones que se deben realizar y sus respectivos valores se presentan en la Tabla 5.2

Se denomina N_{60} al valor obtenido luego de aplicarle las correcciones mencionadas al valor original del ensayo SPT, esto se explicita en la siguiente ecuación:

$$N_{60} = C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot N_m \quad (13)$$

Tabla 5.2: Factores de corrección para los valores de N del SPT (Modificado de Idriss y Boulanger, 2008)

Factor	Descripción
Relación de energía (C_E)	<p>Mediciones de energía son requeridas para determinar la energía entregada o para calibrar el equipamiento usado. El factor de corrección se obtiene como</p> $C_E = \frac{ER_m}{60}$ <p>Donde ER_m es la relación de energía medida como porcentaje del máximo teórico.</p> <p>Estimaciones empíricas de C_E (para largos de barras mayores a 10 [m]) contienen una incertidumbre considerable, lo cual se refleja en los siguientes rangos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Martillo tipo donut: $C_E = 0.5 - 1.0$ • Martillo de seguridad: $C_E = 0.7 - 1.2$ • Martillo automático: $C_E = 0.8 - 1.3$ <p>(Seed et al. 1984, Skempton 1986, NCEER 1997)</p>
Diámetro de perforación (C_B)	<ul style="list-style-type: none"> • Diámetro de perforación de 65 – 115 [mm] $C_B = 1.00$ • Diámetro de perforación de 150 [mm] $C_B = 1.05$ • Diámetro de perforación 200 [mm] $C_B = 1.15$ <p>(Skempton 1986)</p>
Largo de barras (C_R)	<p>Cuando el ER_m se basa en barras de largo 10 [m] o mayor, la relación de energía entregada con barras más cortas puede ser menor. Los valores recomendados por Youd et al. (2001) son los siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Largo de barras < 3 [m] $C_R = 0.75$

	<ul style="list-style-type: none"> • Largo de barras 3 - 4 [m] $C_R = 0.80$ • Largo de barras 4 - 6 [m] $C_R = 0.85$ • Largo de barras 6 - 10 [m] $C_R = 0.95$ • Largo de barras 10 - 30 [m] $C_R = 1.00$
Muestreador (C_S)	<p>Muestreador estándar de cuchara dividida sin espacio para liner (el diámetro interior es constante $1\frac{3}{8}$ [in]), $C_S = 1.0$</p> <p>Muestrador de cuchara dividida con espacio para liner pero sin la presencia de este (esto aumenta el diámetro interior a $1\frac{1}{2}$ [in])</p> <ul style="list-style-type: none"> • $C_S = 1.1$ para $(N_1)_{60} \leq 10$ • $C_S = 1.1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}$ para $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$ • $C_S = 1.3$ para $(N_1)_{60} \geq 30$ <p>(Seed et al. 1984, ecuaciones de Seed et al. 2001)</p>

5.2.1.4. Corrección por confinamiento de resultados en terreno

La resistencia frente a la penetración de ensayos como SPT o CPT aumenta a medida que se incrementan los esfuerzos confinantes, lo que lleva a que los valores obtenidos de N_{60} no puedan ser comparados con valores obtenidos en otras profundidades o lugares a no ser que estos tengan un esfuerzo confinante similar. Así, la resistencia se corrige para un valor equivalente que se obtendría si las muestras fueran arenas idénticas y estuvieran a una presión vertical efectiva de 1 [atm], lo que lleva a obtener el valor $(N_1)_{60}$.

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad (14)$$

Para obtener el valor de C_N se han propuesto una serie de expresiones, donde en general los parámetros involucrados son la presión efectiva del suelo en el punto a estudiar junto con la densidad relativa del suelo. En el presente estudio se usará la expresión propuesta por Liao y Whitman (1986).

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vc}} \right)^{0.5} \leq 1.7 \quad (15)$$

El exponente 0.5 funciona bastante bien para profundidades de hasta 20 [m], por lo que sirve para los suelos que se busca analizar en este trabajo.

5.2.1.5. Factor de Escala de Magnitud (MSF)

El factor de escala de magnitud (Magnitude Scale Factor, MSF por sus siglas en inglés) es usado para ajustar la resistencia cíclica calculada a un valor estándar de sismo, en general las formulaciones de CRR están estandarizadas para un sismo de magnitud 7.5. La expresión general del MSF se presenta a continuación. (Idriss y Boulanger 2008)

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}} \quad (16)$$

Para el presente estudio se aplicará la formulación propuesta por Idriss (1999) en base a resultados de laboratorio, relacionando el número de ciclos con la magnitud del sismo.

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058; \quad MSF \leq 1.8 \quad (17)$$

En la Figura 5.7 se presentan distintas formulaciones para el MSF. Es posible ver que la formulación de Idriss (1999) entrega resultados un poco mayores para sismos de magnitudes menores a 7.5, mientras que, para sismos de mayor magnitud, los valores de MSF son bastante menores que otros usados previamente.

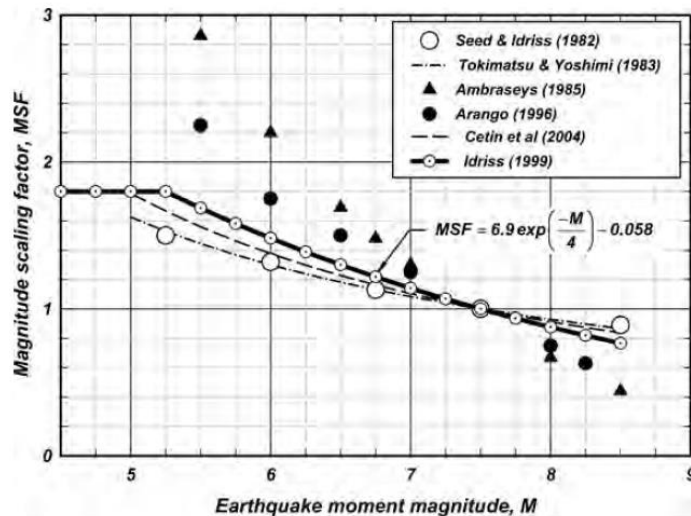


Figura 5.7: Valores de MSF según distintos autores. (Idriss y Boulanger, 2008)

5.2.1.6. Factor de Corrección de Sobrecarga (K_σ)

El factor de corrección por sobrecarga busca ajustar los valores de CRR a un valor estándar para la presión de sobrecarga. Se define (K_σ) de la siguiente manera.

$$K_{\sigma} = \frac{CRR_{\sigma'_{vc}}}{CRR_{\sigma'=1}} \quad (18)$$

En esta expresión, el término superior corresponde a la resistencia cíclica de un suelo para un valor específico de (σ'_{vc}) , mientras que el término inferior corresponde al CRR del mismo suelo, pero a una presión de confinamiento de 1 [atm]. La mayoría de las expresiones para (K_{σ}) se derivan de resultados de laboratorio como se describe en el trabajo de Harder y Boulanger (1997), además existen expresiones de (K_{σ}) que se derivan de consideraciones teóricas (Hynes y Olsen, (1998) y Boulanger (2003b), por ejemplo) o de regresiones en base a casos históricos medidos en terreno (Cetin et al, 2004).

Las expresiones para (K_{σ}) pueden variar bastante según el tipo de muestra que se analice, el método de extracción, o la formulación que se use para llegar a la expresión. Por lo tanto, Boulanger (2003b) obtuvo un valor para (K_{σ}) derivado de las relaciones que son consistentes con las relaciones semi-empíricas entre los CRR de terreno y la resistencia a la penetración, dicho trabajo derivó en las siguientes expresiones. (Idriss y Boulanger, 2008).

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_{vc}}{P_a}\right) \leq 1.1 \quad (19)$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0.3 \quad (20)$$

5.2.1.7. Factor de corrección por esfuerzos de corte estático (K_{α})

La resistencia a esfuerzos cíclicos se ve afectada por la presencia de esfuerzos de corte estático, los cuales aparecen en masas de suelo con pendientes, por ejemplo, taludes. La expresión por utilizar es propuesta por Idriss y Boulanger (2003a) basados principalmente en resultados de ensayos de corte simple.

$$K_{\alpha} = \frac{CRR_{\alpha}}{CRR_{\alpha=0}} \quad (21)$$

$$K_{\alpha} = a + b \cdot \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (22)$$

$$a = 1267 + 636 \cdot \alpha^2 - 634 \cdot \exp(\alpha) - 632 \cdot \exp(-\alpha) \quad (23)$$

$$b = \exp(-1.11 + 12.3 \cdot \alpha^2 + 1.31 \cdot \ln(\alpha + 0.0001)) \quad (24)$$

$$c = 0.138 + 0.126 \cdot \alpha + 2.52 \cdot \alpha^3 \quad (25)$$

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{vc}} ; \alpha \leq 0.35 \quad (26)$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100 \cdot (1 + 2 \cdot K_\alpha) \cdot \sigma'_{vc}}{3 \cdot P_\alpha}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} ; -0.6 \leq \xi_R \leq 0.1 \quad (27)$$

El análisis de desplazamiento lateral para pequeñas pendientes, es decir, el parámetro (K_α) se omite dado que entrega valores que no afectan de manera significativa el resultado final. Por otro lado, incluir este parámetro puede generar cambios significativos en análisis de licuación para suelos de grandes pendientes. (Idriss y Boulanger, 2008).

5.2.1.8. Factor de Seguridad ante la Licuación

Finalmente, para determinar el factor de seguridad ante la licuación se tiene la siguiente expresión.

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (28)$$

Donde:

$CRR_{7.5}$: (Cyclic Resistance Ratio) Resistencia cíclica para un sismo de magnitud $M_w = 7.5$

CSR : (Cyclic Stress Ratio) Solicitación cíclica del sismo

MSF : (Magnitud Scale Factor) Factor de escala del sismo

K_σ : Factor de corrección por confinamiento

K_α : Factor de corrección por corte

A modo de resumen, en la Figura 5.8 se presenta un diagrama de flujo asociado al proceso descrito para determinar el factor de seguridad ante la licuación en base a la metodología simplificada propuesta por Idriss y Boulanger (2008) junto con el proceso aplicado para determinar el índice de potencial de licuación (LPI).

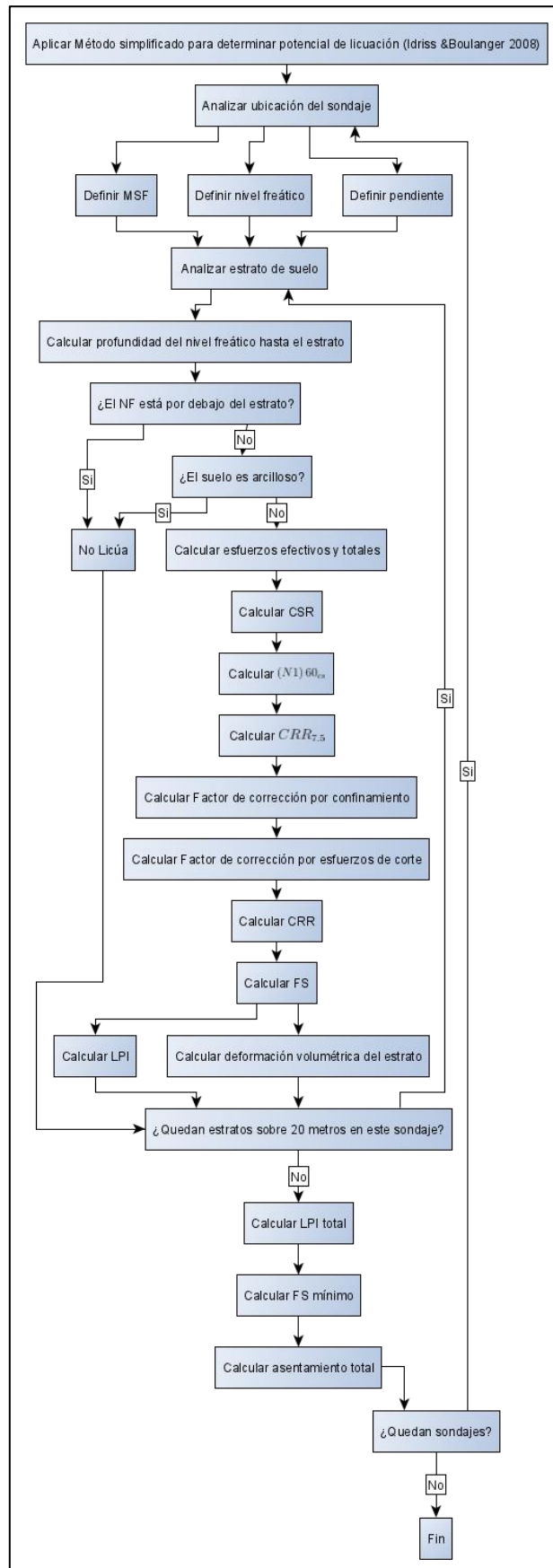


Figura 5.8: Diagrama de flujo para determinar factor de seguridad ante la licuación y el índice de potencial de licuación

5.2.2. Índice de potencial de licuación (LPI)

El LPI (Liquefaction Potential Index) busca entregar una medida de qué tan severo será el evento de licuación predicho, para esto pondera el factor de seguridad a la licuación con la profundidad del estrato licuable para posteriormente integrar los resultados de todos los estratos en los primeros 20 [m] (Sonmez 2003). La ecuación propuesta se presenta a continuación.

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

$$F(z) = 1 - FS ; FS \leq 1 \quad (29)$$

$$F(z) = 0 ; FS > 1$$

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z$$

De la ecuación anterior se puede determinar que el índice de potencial de licuación:

- Aumenta a medida que haya más capas licuables
- Aumenta si las capas licuables están más cercanas a la superficie.
- Aumenta para valores de FS más pequeños. (Bustos Monroy 2017).

A lo largo de los años se han propuesto distintas categorías para los valores de LPI, siendo la propuesta por (Sonmez 2003) junto con su modificación a la Ecuación 30 las que se usarán en el presente trabajo.

$$F(z) = 1 - FS ; FS \leq 0.95$$

$$F(z) = 2 \cdot 10^6 e^{-18.247 \cdot FS} ; 1.2 > FS > 0.95 \quad (30)$$

$$F(z) = 0 ; FS > 1.2$$

Tabla 5.3: Clasificación del potencial de licuación (Sonmez 2003)

LPI	Potencial de Licuación
0	No licuable
$0 < LPI < 2$	Bajo
$2 < LPI < 5$	Moderado
$5 < LPI < 15$	Alto
$LPI < 15$	Muy alto

El factor de seguridad se calcula según la formulación propuesta en Idriss y Boulanger (2008) expuesto anteriormente en el marco teórico.

Para calcular el factor de seguridad en cada sondaje se hace un análisis por capas, donde se aplica la metodología a cada una de estas capas. En base a la profundidad de la capa se calculan los esfuerzos totales, lo cual, sumado a la posición de la napa freática permite determinar los esfuerzos efectivos. Con los valores de N_{60} , junto a la profundidad de la capa y el contenido de finos se puede obtener $(N1)_{60cs}$.

5.2.3. Mapas de LPI

A continuación, se tienen los resultados del índice de potencial de licuación para las zonas de Viña del Mar y Reñaca-Concón, presentados mediante mapas interpolados en base al método Kriging.

Cabe destacar que al generar los mapas se excluyeron las zonas que no tuvieran una geología susceptible a la licuación en base a lo expuesto en capítulos precedentes. Los resultados se presentan desde la Figura 5.9 a la Figura 5.16



Figura 5.9.LPI considerando el escenario 1, sector Reñaca-Concón. (Escala 1:20.000)



Figura 5.10. LPI considerando el escenario 2, sector Reñaca-Concón. (Escala 1:20.000)



Figura 5.11. LPI considerando el escenario 3, sector Reñaca-Concón. (Escala 1:20.000)



Figura 5.12. LPI considerando el escenario 4, sector Reñaca-Concón. (Escala 1:20.000)



Figura 5.13. LPI considerando el escenario 1, sector Viña del Mar. (Escala 1:10.000)



Figura 5.14. LPI considerando el escenario 2, sector Viña del Mar. (Escala 1:10.000)



Figura 5.15. LPI considerando el escenario 3, sector Viña del Mar. (Escala 1:10.000)

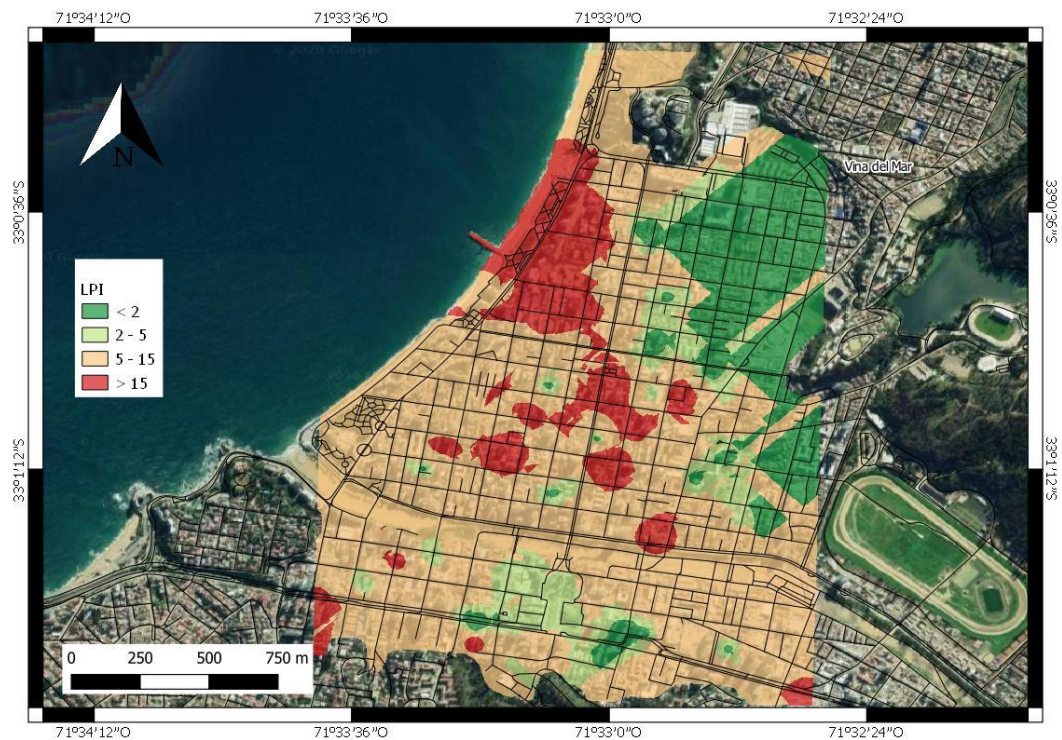


Figura 5.16. LPI considerando el escenario 4, sector Viña del Mar. (Escala 1:10.000)

5.3. Cálculo de desplazamientos inducidos por licuación

5.3.1. Metodologías para el cálculo de asentamientos

Para este trabajo se busca aplicar tres metodologías; la primera, propuesta por Ishihara y Yoshimine (1992) basa sus resultados en el factor de seguridad ante la licuación que presente el suelo además de la densidad relativa o número de golpes corregido del SPT. Esta metodología se puede resumir en tres pasos.

- En primer lugar, se debe calcular el factor de seguridad ante la licuación de todos los estratos del depósito en estudio, para esto se usarán las metodologías expuestas en este capítulo.
- Luego, conociendo el factor de seguridad ante la licuación, se estima la deformación volumétrica posterior a la licuación a partir de la Figura 5.17, lo anterior se realiza para cada estrato del depósito de suelo.
- Por último, con las deformaciones volumétricas calculadas para cada estrato, solo resta ponderar las deformaciones con el espesor del estrato al cual están asociadas y sumar todas las capas consideradas, obteniéndose así el asentamiento en superficie.

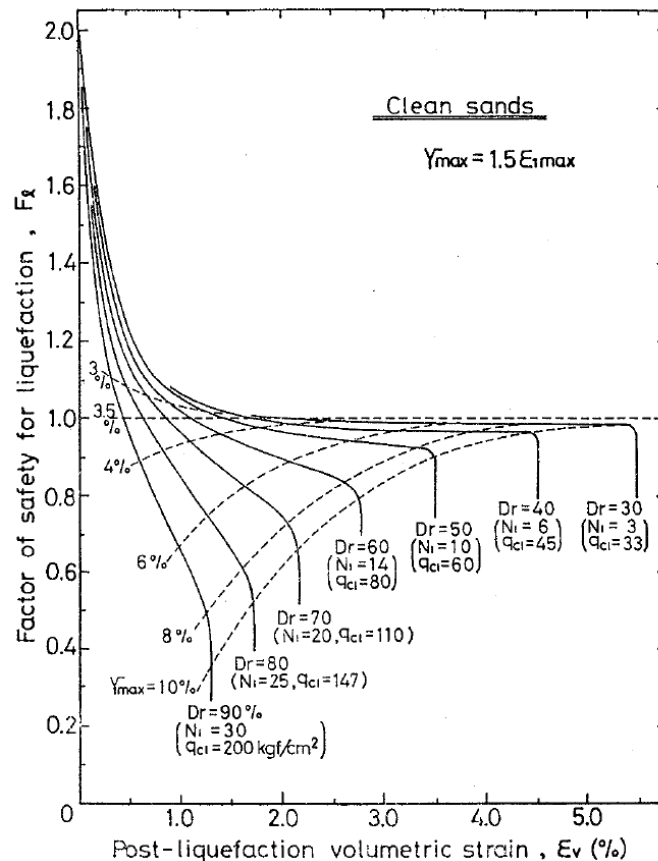


Figura 5.17: Carta para determinar la deformación volumétrica en función del factor de seguridad (Ishihara and Yoshimine, 1992)

La simpleza del modelo tiene relación con los resultados que se obtendrán, los cuales serán considerados como una aproximación conservadora a la magnitud de asentamientos que se pueden dar en las zonas estudiadas.

En la Figura 5.18 se presenta el diagrama de flujo de las actividades realizadas para obtener el asentamiento en las zonas estudiadas mediante el método mencionado.

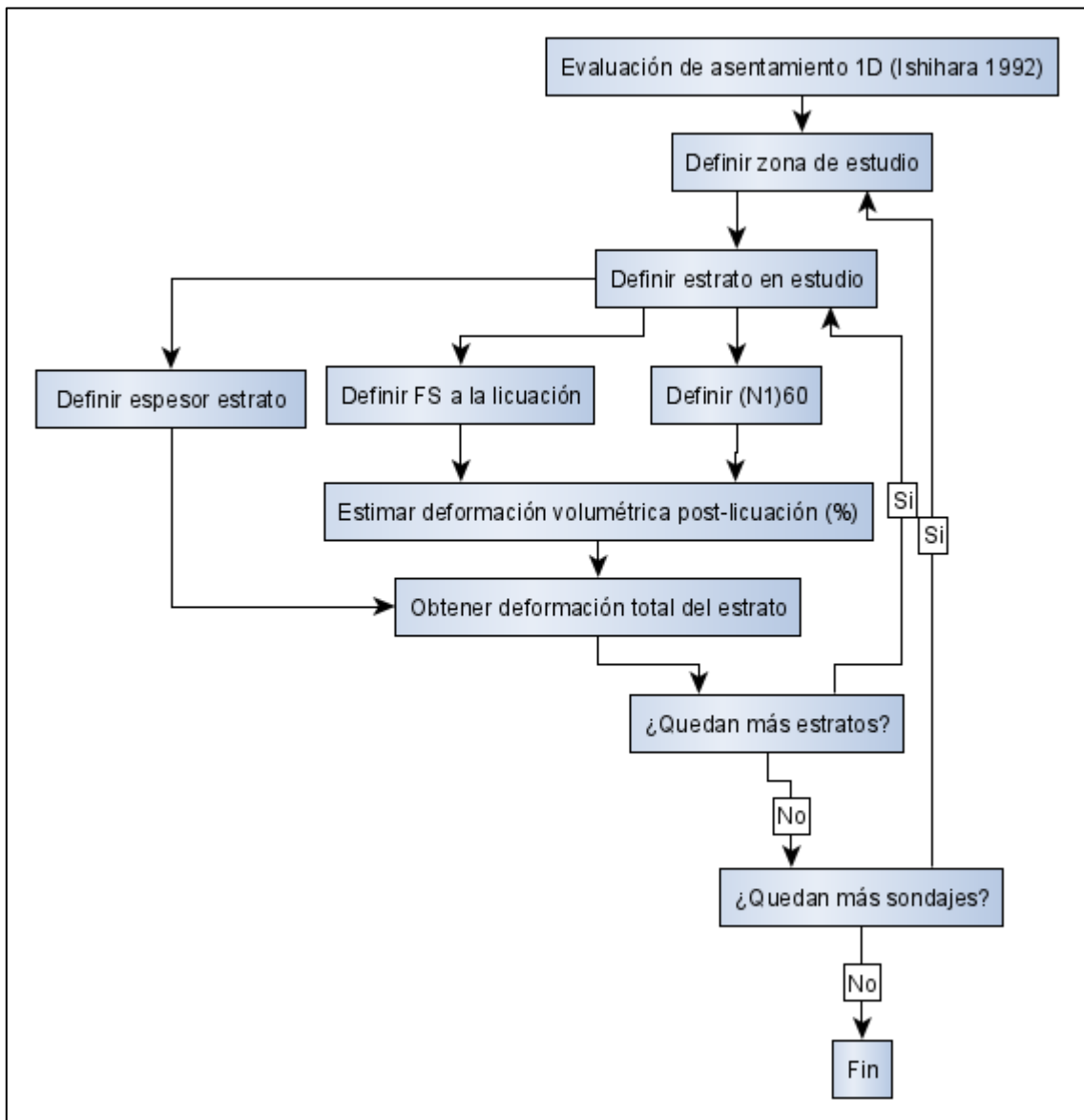


Figura 5.18: Diagrama de flujo para determinar asentamientos (Ishihara y Yoshimine 1992)

Dada la basta cantidad de zonas estudiadas y la gran cantidad de capas que estas poseen se optó por generar un código en el software Matlab para obtener la deformación volumétrica ingresando una única vez los parámetros mencionados en el párrafo anterior.

Para esto se generó una superficie en dos dimensiones en base al gráfico presentado en el documento de Ishihara y Yoshimine (1992). Un ejemplo de esto se presenta en la Figura 5.19 donde se usan de ejemplo los mismos valores de $(N_1)_{60cs}$ presentados en el documento antes mencionado. Cabe mencionar que la superficie presentada entrega valores de deformación nula para factores de seguridad ante la licuación mayores a 2 o estratos con $(N_1)_{60cs}$ mayor a 30.

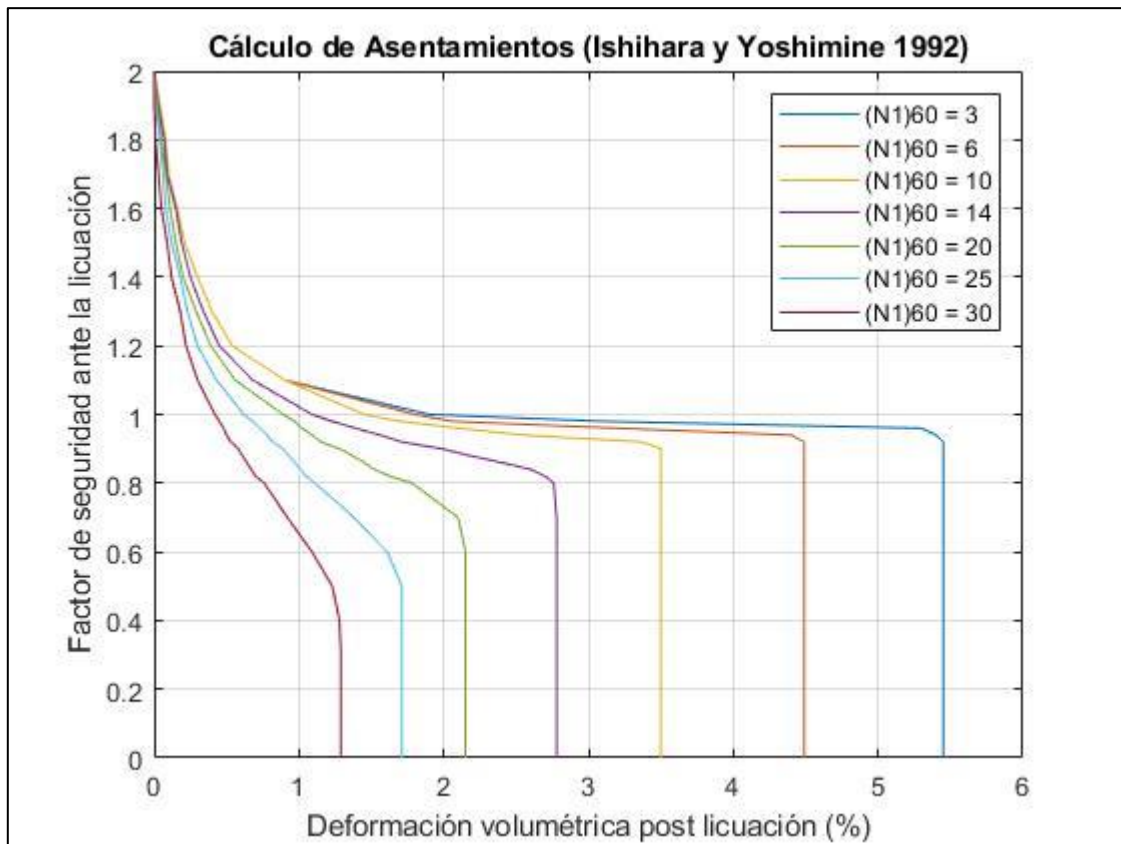


Figura 5.19. Superficie generada para determinar deformación volumétrica en base a Ishihara y Yoshimine (1992)

El segundo procedimiento a implementar corresponde a lo propuesto por (Zhang et al. 2002). Dicha metodología es bastante similar a la propuesta por Ishihara y Yoshimine (1992), la principal diferencia es que la primera está orientada para casos donde se tenga resultados de CPT. El porcentaje de deformación volumétrica se obtiene de manera gráfica en base al factor de seguridad ante la licuación y la resistencia de punta normalizada de arena limpia del CPT $(q_{c1N})_{cs}$ según la Figura 5.20.

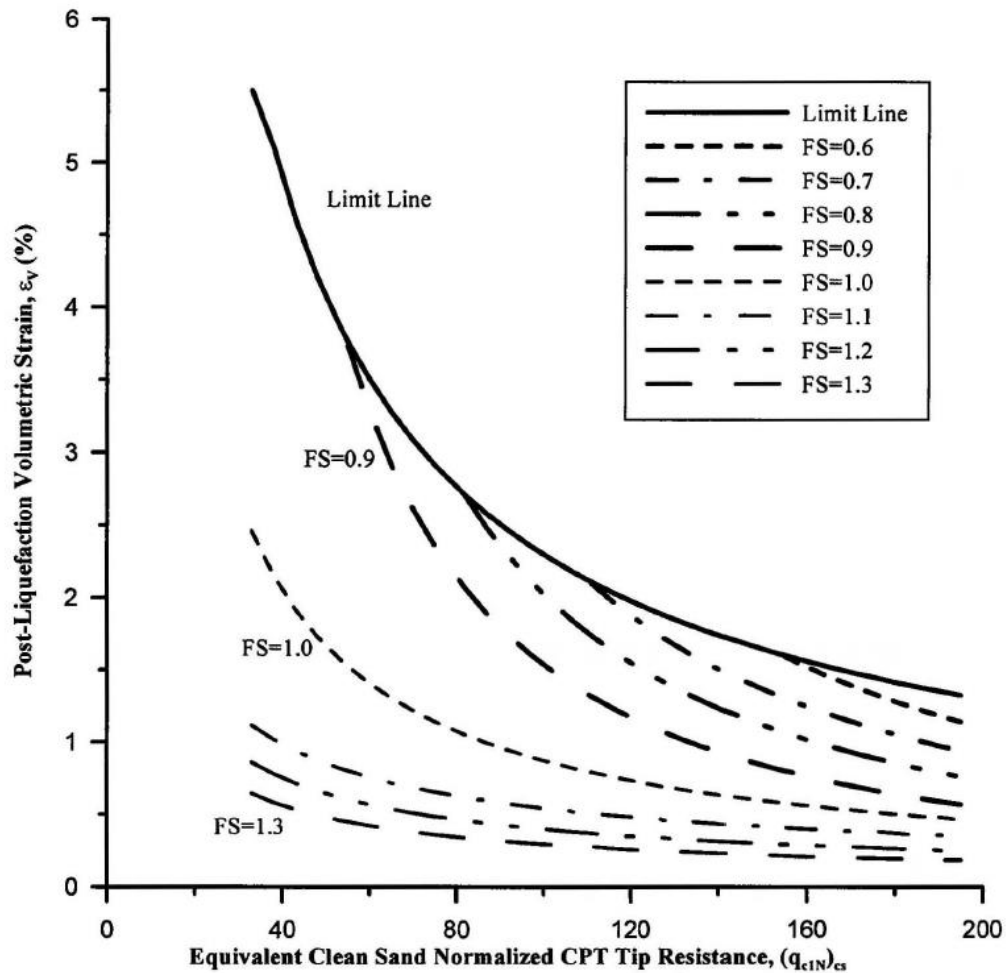


Figura 5.20. Relación entre ε_v y $(q_{c1N})_{cs}$ para distintos factores de seguridad a la licuación (Zhang et al. 2002)

El flujo de trabajo para determinar los asentamientos es muy similar al presentado para el método de (Ishihara y Yoshimine 1992), con la salvedad de que en vez de determinar el $(N_1)_{60}$ es necesario determinar la resistencia de punta del CPT $(q_{c1N})_{cs}$, o en su defecto, realizar una equivalencia entre los resultados de SPT con CPT.

La equivalencia entre SPT y CPT se realizó en base a lo propuesto por Robertson et al. (1984), donde en base a distintas equivalencias se presenta una función para la relación entre el número de golpes SPT a CPT mediante el tamaño medio de partículas como se muestra en la Figura 5.21, donde cada punto en el gráfico corresponde a la relación encontrada por distintos autores considerados.

Luego, en base al gráfico presentado en la Figura 5.20 se generó una rutina en Matlab para definir los asentamientos de todos los puntos en estudio en base a una superficie de interpolación, un ejemplo de esto se presenta en la Figura 5.22

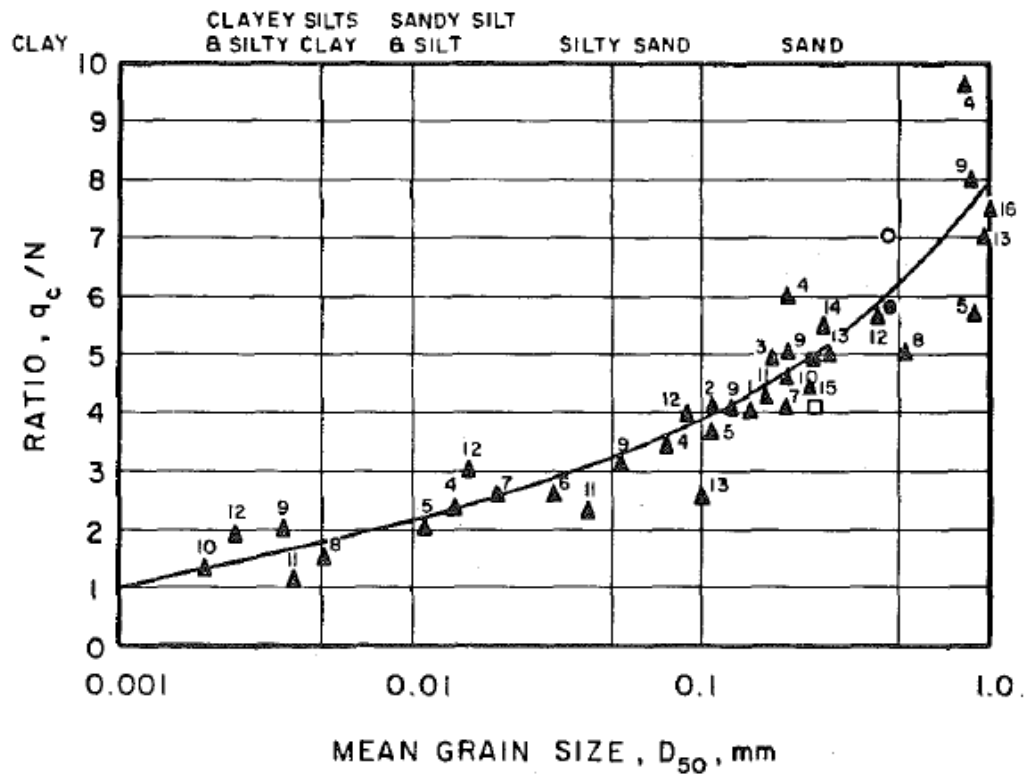


Figura 5.21: Variación de la relación q_c/N en función del tamaño medio de partícula (Robertson et al. 1984)

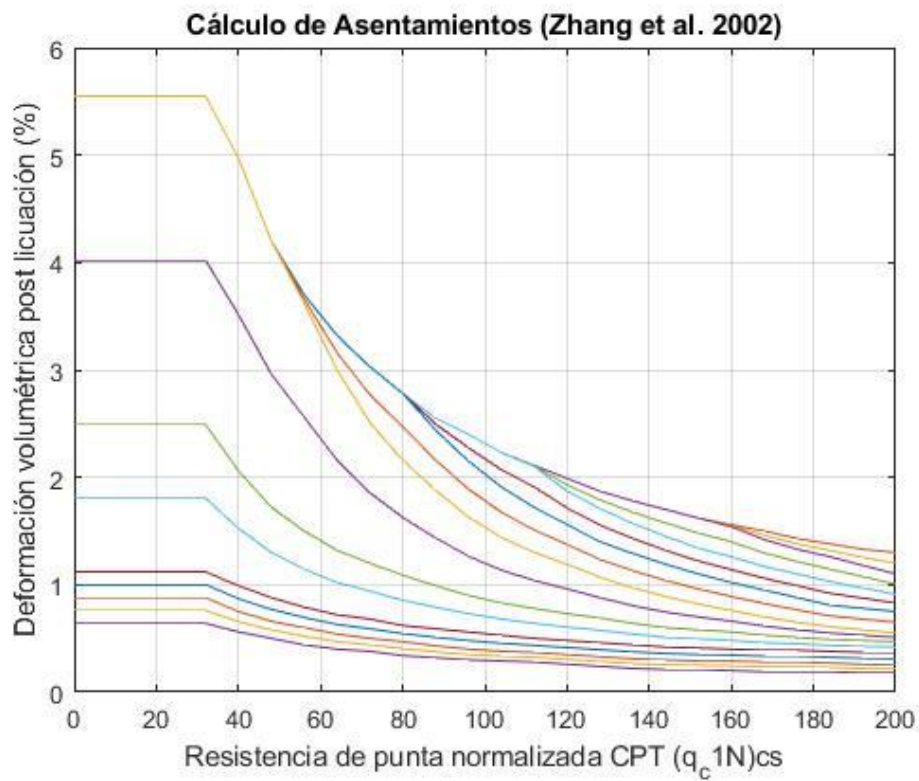


Figura 5.22: Superficie generada para determinar deformación volumétrica en base a Zhang et al. (2002)

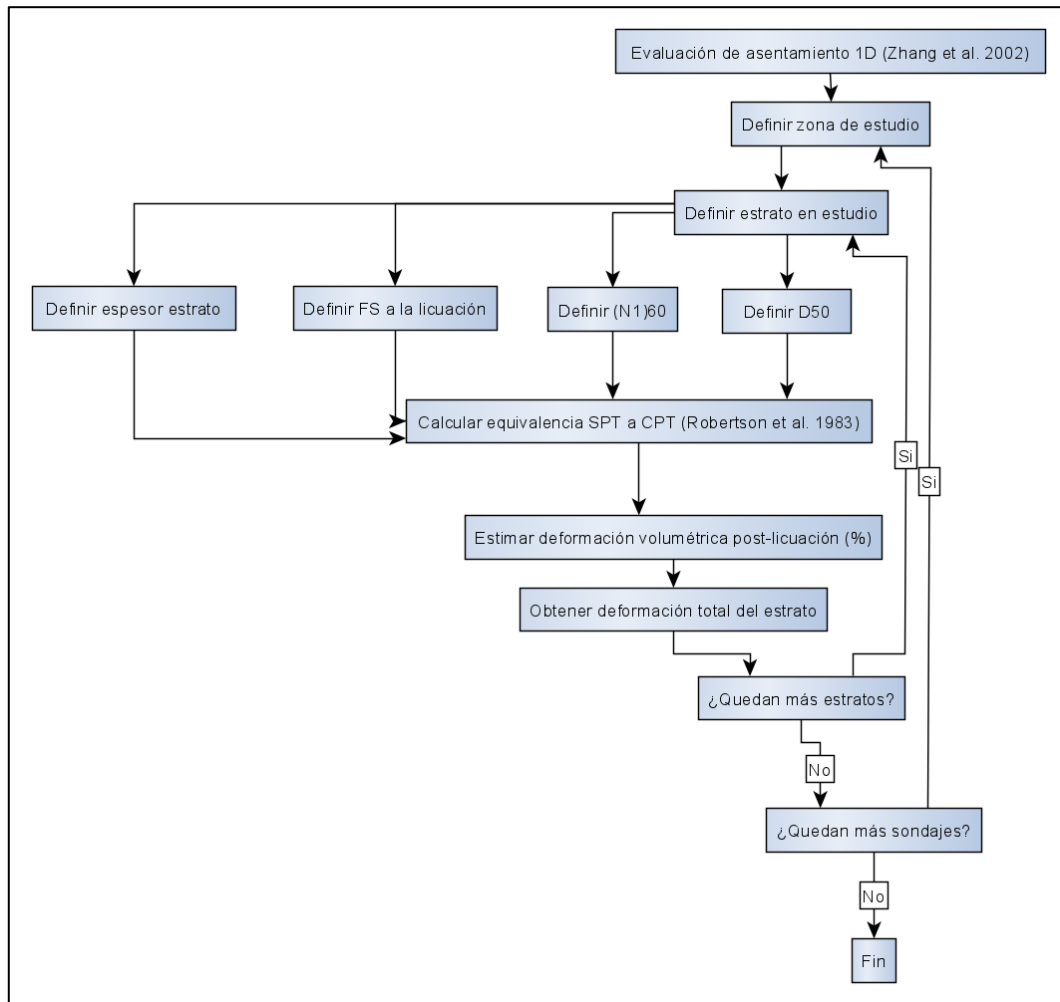


Figura 5.23: Diagrama de flujo para determinar asentamientos (Ishihara y Yoshimine 1992)

Cabe mencionar que la rutina generada trabaja con factores de seguridad entre 0 y 1.3 mientras que el rango de resistencia de punta normalizada va desde 0 hasta 200, para valores fuera del rango se asume que la deformación es igual a 0.

El tercer procedimiento a implementar corresponde a lo propuesto por Chiaradonna et al. (2019), el cual busca determinar los asentamientos por consolidación posterior a la licuación asociados a la disipación del exceso de presión de poro. La metodología propuesta consiste en estimar la distribución de presión de poro usando relaciones simplificadas entre el factor de seguridad ante la licuación ($FS_{liq,ff}$) y la relación de presión de poro ($r_{u,ff}$).

La disipación de presión de poros produce un asentamiento asociado a la consolidación que se obtiene a partir de la siguiente relación:

$$w = \sum_i^n \frac{\Delta\sigma'_i}{E_{oed,i}} \Delta z_i \quad (31)$$

Donde:

$\Delta\sigma'_i$: Incremento de la presión vertical efectiva debido a la disipación de exceso de presión de poro Δu

$E_{oed,i}$: Módulo edométrico

Δz_i : Espesor de capa

El módulo edométrico se puede relacionar con el módulo de elasticidad tradicional con la relación $E_{oed} = 1.2E'$, mientras que el módulo de elasticidad se obtendrá a partir de la relación $E' = 5 \cdot (N_{60}) [MPa]$ propuesto para arenas con cierto contenido de finos (Kulhawy y Mayne 1990).

El incremento en la presión vertical se determina de manera indirecta obteniendo valores de (r_u) en función del factor de seguridad a la licuación (FS_{liq}). (Chiaradonna y Flora 2019) propusieron curvas que relacionan ambos parámetros considerando además el contenido de finos y la resistencia del suelo, ya sea medida con ensayos CPT, SPT o densidad relativa.

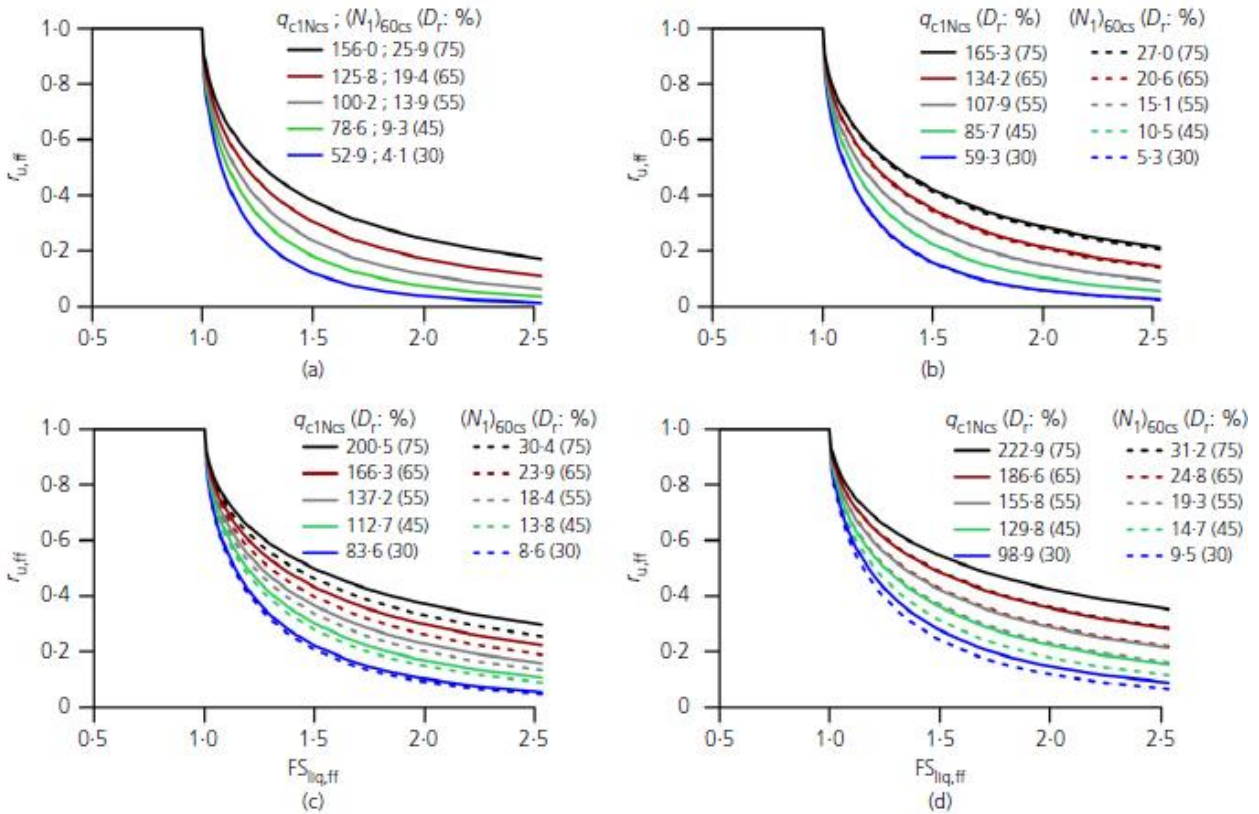


Figura 5.24: Tablas que relacionan FS con r_u para diferentes contenidos de finos; (a) $FC = 0\%$; (b) $FC = 10\%$; (c) $FC = 20\%$; (d) $FC = 30\%$

La parametrización de las curvas presentadas en la Figura 5.24 se presenta a continuación:

$$r_{u,ff} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(FS_{liq,ff}^{-\left(\frac{1}{2b\beta}\right)} \right) \text{ con } FS_{liq,ff} \geq 1 \quad (32)$$

$$b = -1.000 \cdot 10^{-6} (N_1)_{60cs}^3 + 2.216 \cdot 10^{-4} (N_1)_{60cs}^2 + 1.727 \cdot 10^{-3} (N_1)_{60cs} + 0.1557 \quad (33)$$

$$\beta = 0.01166 \cdot FC + 0.1091 ((N_1)_{60cs} - \Delta(N_1)_{60cs})^{0.5} + 0.5058 \quad (34)$$

En estas ecuaciones, el contenido de finos se incluye tanto de manera explícita en el parámetro β como de manera implícita en el número de golpes del SPT $(N_1)_{60cs}$.

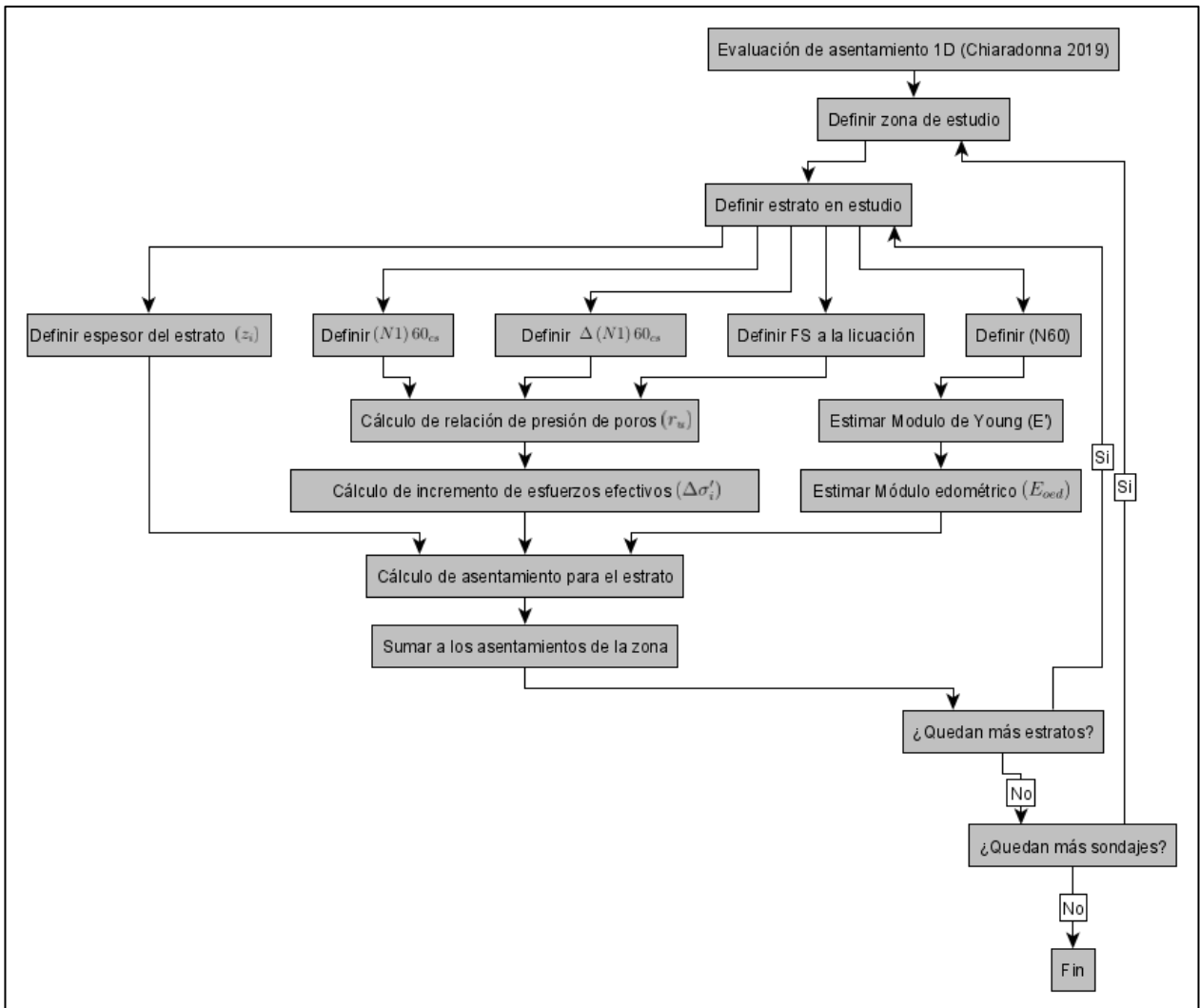


Figura 5.25: Diagrama de flujo para la determinación de asentamientos mediante Chiaradonna et al. (2019)

La metodología propuesta para calcular la relación de presión de poro ($r_{u,ff}$) da resultados particularmente certeros para valores de ($FS_{liq,ff}$) menores a 1.5, luego, para valores superiores a este, los resultados tienden a ser conservadores.

Con el fin de presentar el daño por asentamiento de una manera más adecuada, se introduce el número de severidad de licuación (Liquefacción Severity Number, LSN por sus siglas en inglés). Este parámetro busca reflejar la mayor severidad asociada a eventos de licuación más superficiales, siendo este parámetro una función de la profundidad del estrato junto con la deformación volumétrica esperada como se presenta en la siguiente ecuación.

$$LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \quad (35)$$

Tonkin & Taylor Ltd (2013) proponen un comportamiento esperado del suelo en base al valor de LSN, estos rangos se estiman a partir de resultados en terreno contrastados con imágenes posteriores al sismo de Canterbury el año 2010.

Tabla 5.4: Rango de valores de LSN y Comportamiento observado (Modificado de Tonkin & Taylor Ltd 2013)

Rango de LSN	Comportamiento observado
0 – 10	Pequeña a nulas expresiones de licuación, efectos menores
10 – 20	Expresiones menores de licuación, algunos volcanes de arena
20 – 30	Expresiones moderadas de licuación, volcanes de arena con cierto daño estructural
30 – 40	Expresiones moderadas a severas de licuación, daño estructural asociado a asentamientos
40 – 50	Expresiones mayores de licuación, ondulaciones y daños en superficie, asentamiento total y diferencial de estructuras
>50	Daño severo, evidencia de licuación en superficie, asentamiento total y diferencial severo de estructuras., daño en líneas de vida

5.3.2. Cálculo de Asentamientos

En primer lugar, se presentan los resultados de asentamientos asociados a la metodología de Ishihara y Yoshimine (1992) en la Figura 5.26 a la Figura 5.33, mientras que los resultados mediante la metodología de Zhang et al. (2002) se presentan en la Figura 5.34 a la Figura 5.41



Figura 5.26. LSN considerando el escenario 1, Reñaca-Concón, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:20.000)



Figura 5.27. LSN considerando el escenario 2, Reñaca-Concón, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:20.000)



Figura 5.28. LSN considerando escenario 3, Reñaca-Concón, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:20.000)



Figura 5.29. LSN considerando escenario 4, Reñaca-Concón, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:20.000)



Figura 5.30. LSN considerando el escenario 1, Viña del Mar, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:10.000)

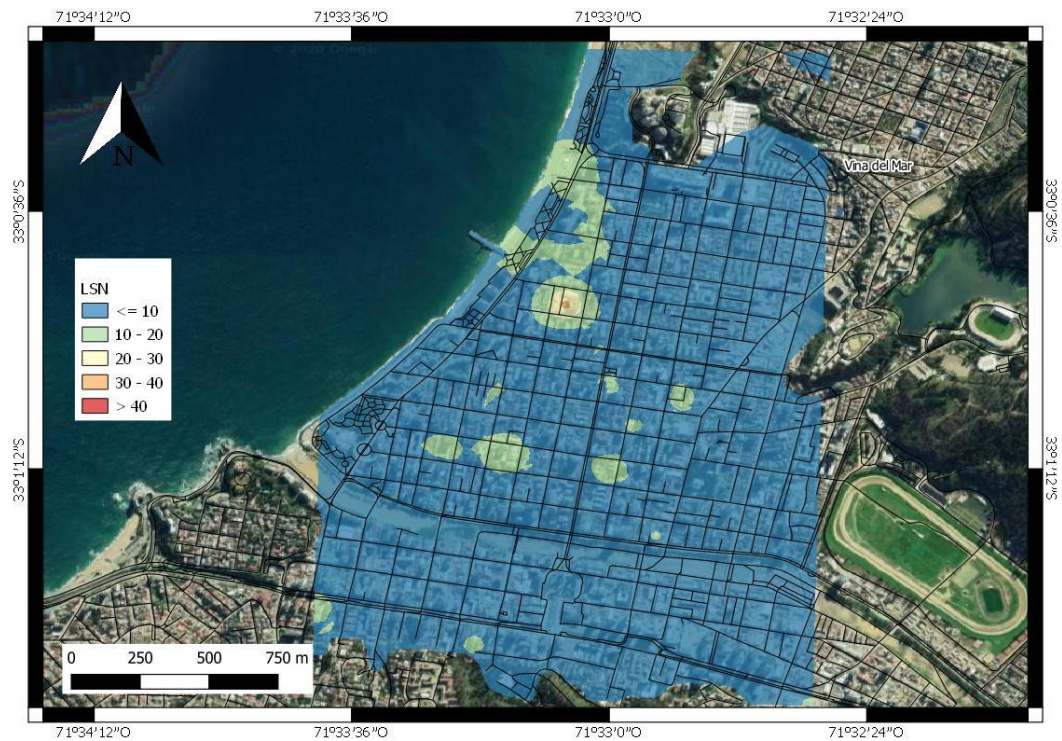


Figura 5.31. LSN considerando el escenario 2, Viña del Mar, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:10.000)



Figura 5.32. LSN considerando el escenario 3, Viña del Mar, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:10.000)



Figura 5.33. LSN considerando el escenario 4, Viña del Mar, Ishihara y Yoshimine 1992. (Escala 1:10.000)



Figura 5.34. LSN considerando el escenario 1, Reñaca-Concón, Zhang et al. 2002. (Escala 1:20.000)



Figura 5.35. LSN considerando el escenario 2, Reñaca-Concón, Zhang et al. 2002. (Escala 1:20.000)



Figura 5.36. LSN considerando el escenario 3, Reñaca-Concón, Zhang et al. 2002. (Escala 1:20.000)



Figura 5.37. LSN considerando el escenario 4, Reñaca-Concón, Zhang et al. 2002. (Escala 1:20.000)

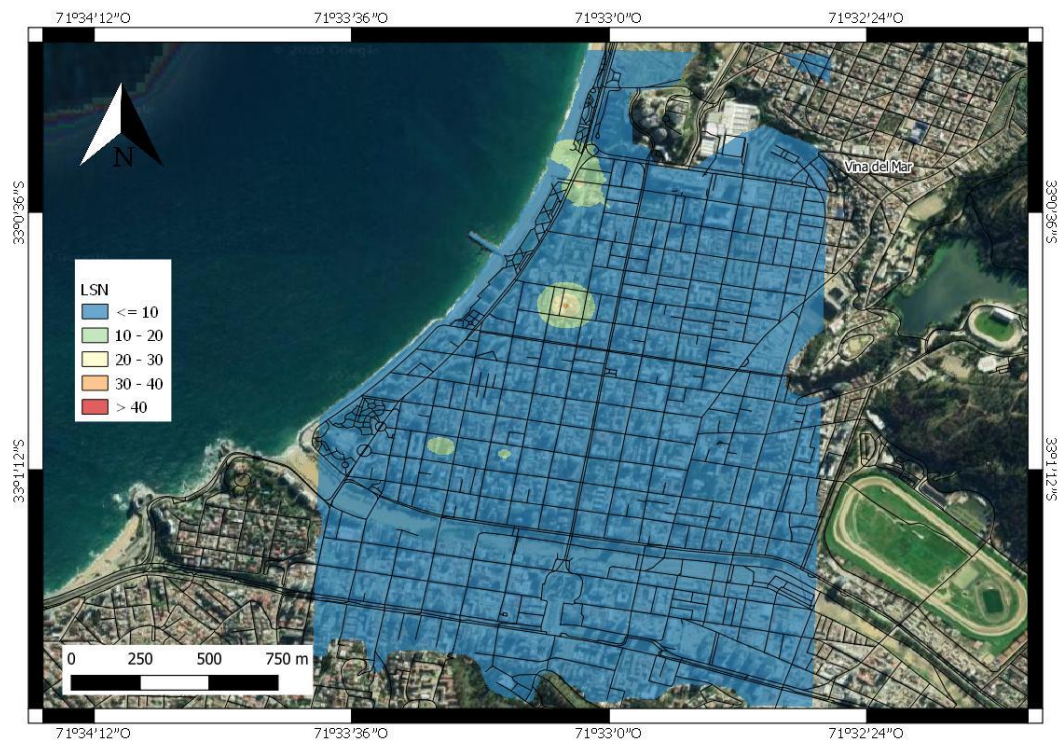


Figura 5.38. LSN considerando el escenario 1, Viña del Mar, Zhang et al. 2002. (Escala 1:10.000)



Figura 5.39. LSN considerando el escenario 2, Viña del Mar, Zhang et al. 2002. (Escala 1:10.000)



Figura 5.40. LSN considerando el escenario 3, Viña del Mar, Zhang et al. 2002. (Escala 1:10.000)



Figura 5.41. LSN considerando el escenario 4, Viña del Mar, Zhang et al. 2002. (Escala 1:10.000)

5.3.3. Metodología para el cálculo de desplazamientos laterales

Para el cálculo de desplazamiento lateral se presentan los valores obtenidos en puntos singulares, es decir, sin interpolación, lo anterior se debe a las dificultades que presenta aplicar los modelos de desplazamiento en zonas con altas pendientes, lo cual vuelve inaplicable los modelos estudiados.

Los desplazamientos laterales se calcularán mediante dos enfoques; en primer lugar, se aplicará un enfoque determinístico similar el aplicado en el subcapítulo anterior; luego se empleará un tratamiento probabilístico que se detallará más adelante.

Para el modelo determinístico se aplicó lo planteado por Youd et al. (2002) considerando los escenarios sísmicos previamente definidos, cabe mencionar que la magnitud máxima que admite el modelo es de M_w 8, de todas formas se optó por aplicar el escenario 3 que considera un sismo 8.2, por lo anterior sus resultados deben ser vistos con cautela y esta problemática se comentará más adelante.

Free-Face:

$$\begin{aligned} \log D_H = & -16.713 + 1.532 \cdot M - 1.504 \cdot \log R^* - 0.012 \cdot R + 0.592 \cdot \log W \\ & + 0.540 \cdot \log T_{15} + 3.413 \cdot \log(100 - F_{15}) \\ & - 0.795 \cdot \log(D50_{15} + 0.1mm) \end{aligned} \quad (36)$$

Pendiente suave:

$$\begin{aligned} \log D_H = & -16.213 + 1.532 \cdot M - 1.406 \cdot \log R^* - 0.012 \cdot R + 0.338 \cdot \log S \\ & + 0.540 \cdot \log T_{15} + 3.413 \cdot \log(100 - F_{15}) \\ & - 0.795 \cdot \log(D50_{15} + 0.1mm) \end{aligned} \quad (37)$$

Las expresiones R^* y R_o se definen de la siguiente manera:

$$R^* = R + R_o \quad (38)$$

$$R_o = 10^{(0.89 \cdot M - 5.64)} \quad (39)$$

Finalmente, se presenta un diagrama de flujo (Figura 5.42) que resume el procedimiento para calcular los desplazamientos laterales además de exhibir las condiciones que se deben cumplir para que el análisis sea pertinente.

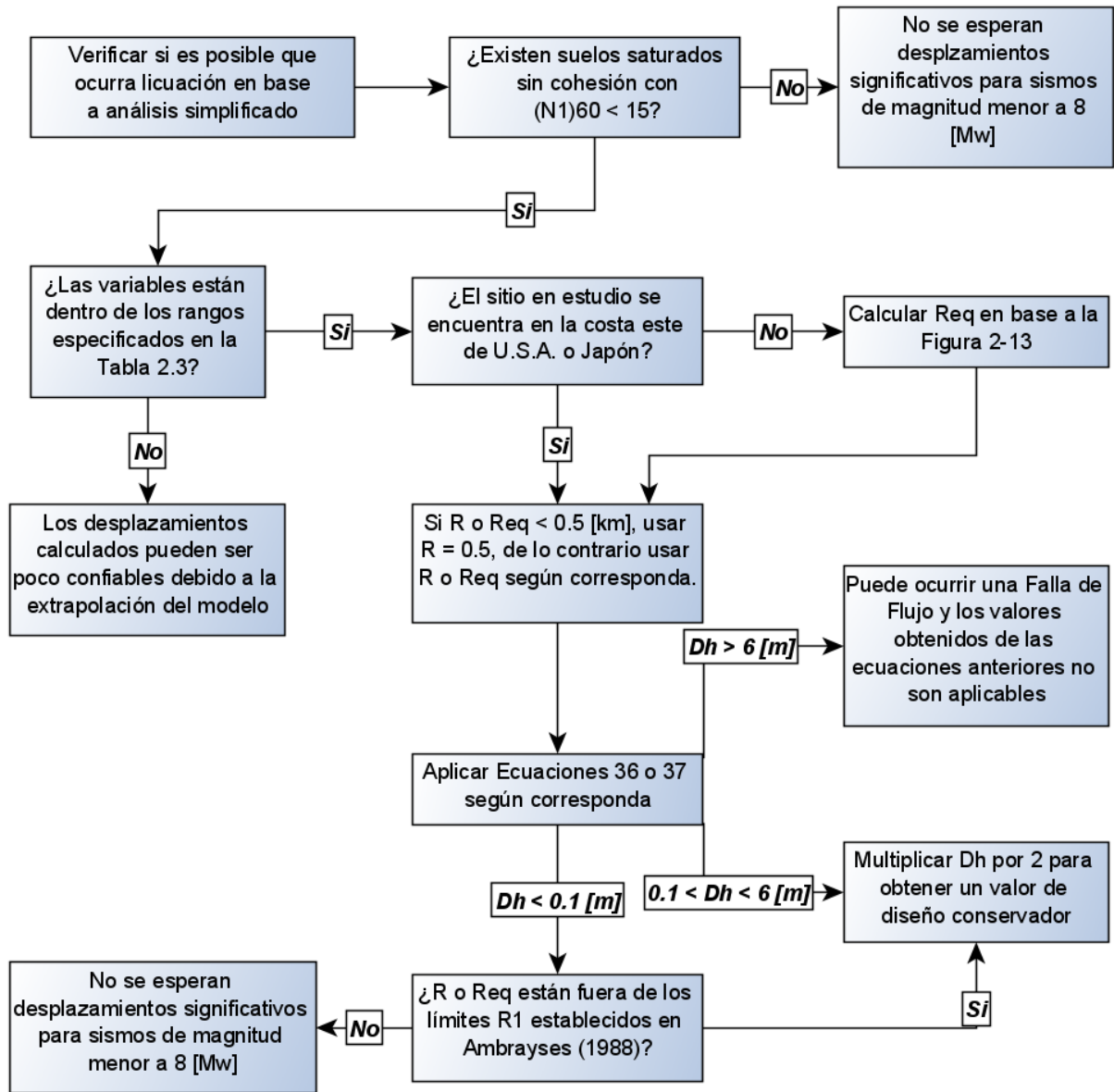


Figura 5.42: Diagrama de flujo para la aplicación de ecuaciones de desplazamiento lateral (Modificado de Youd et al. 2002)

Luego, dada la incertidumbre que existe con respecto a los posibles escenarios sísmicos y los datos medidos en el suelo, resulta importante considerar un enfoque probabilístico para la estimación de desplazamientos laterales. Para ello, Cetin et al. (2004) desarrollaron una correlación que permitiera evitar el problema de disparidad de muestreo que existe en sitios licuables que podía ser usada en partes o de manera individual, definiendo:

$$CRR = f(N_{1,60}, M_w, \sigma'_v, FC, PL) \text{ donde:}$$

(40)

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

P_L : es la probabilidad de licuación en decimales

CSR_{eq} : no está ajustada para efectos de magnitud o efectos de duración

FC : porcentaje de finos expresado como un entero en el límite de $5 \leq FC \leq 35$

P_a : presión atmosférica, 103 kPa

M_w : magnitud momento

σ'_v : esfuerzo vertical efectivo en las mismas unidades de la presión atmosférica

Φ : distribución acumulada normal estándar

En el caso de los desplazamientos laterales, si se considera un valor umbral de desplazamiento que no quiera rebasarse, y , se tiene una probabilidad condicional que depende de la ocurrencia de la licuación:

$$P[D_H > y] = P[D_H > y|L] \cdot P_L \quad (41)$$

Donde D_H es el desplazamiento lateral predicho dado un escenario sísmico y L es el evento de ocurrencia de la licuación. Este término puede expresarse también como (Gillins, 2012):

$$P[D_H > y|L] = \Phi \left(- \frac{\text{Log}(y) - \overline{\text{Log}(D_H)}}{\sigma_{\text{Log}(D_H)}} \right) \quad (42)$$

Donde $\overline{\text{Log}(D_H)}$ puede ser estimado con las ecuaciones propuestas por Youd et al. (2002) considerando condiciones de pendiente y de cara libre, y $\sigma_{\text{Log}(D_H)}$ es igual a 0.218.

Empleando estas ecuaciones es posible definir diversos escenarios sísmicos que permitan el cálculo de la probabilidad de que el desplazamiento que ocurra en un punto dado exceda un valor umbral. Estos escenarios fueron calculados empleando la ecuación de recurrencia propuesta por (Poulos et al. 2019) y se produjeron 10,000 escenarios de magnitud y distancia para estimar la probabilidad de que los desplazamientos laterales que ocurran excedan 0.1 [m], 1 [m] y 3 [m].

5.3.4. Cálculo de desplazamientos laterales

En la Figura 5.43 a la Figura 5.45 se presentan los resultados de desplazamientos laterales calculados de manera determinística.



Figura 5.43: Desplazamientos calculados mediante Youd et al. (2002) considerando el escenario sísmico 1. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente)



Figura 5.44: Desplazamientos calculados mediante Youd et al. (2002) considerando el escenario sísmico 2. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente)

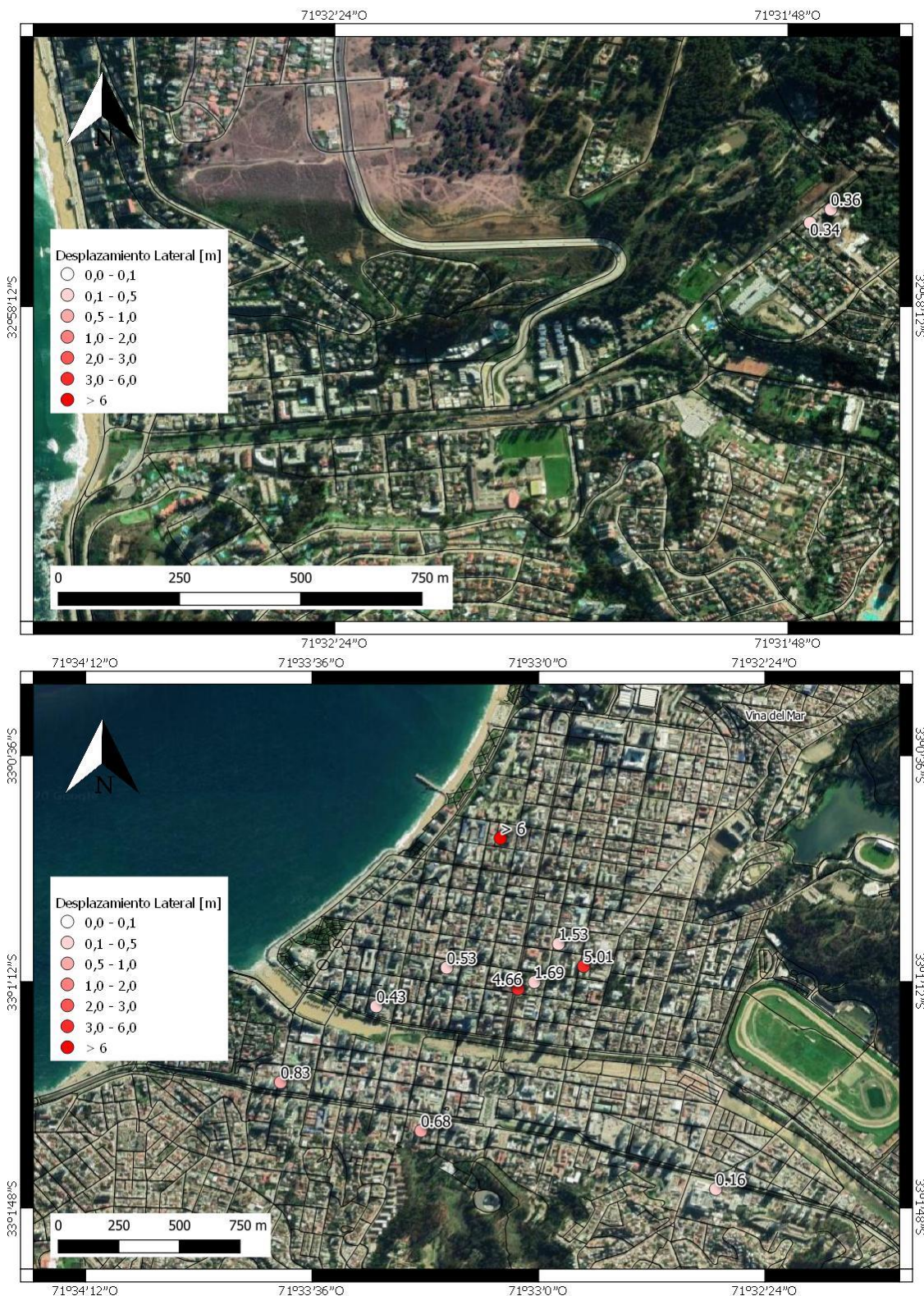


Figura 5.45: Desplazamientos calculados mediante Youd et al. (2002) considerando el escenario sísmico 3. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente)

Luego, en la Figura 5.46 a la Figura 5.48 se tienen los resultados del análisis probabilístico para el desplazamiento lateral.

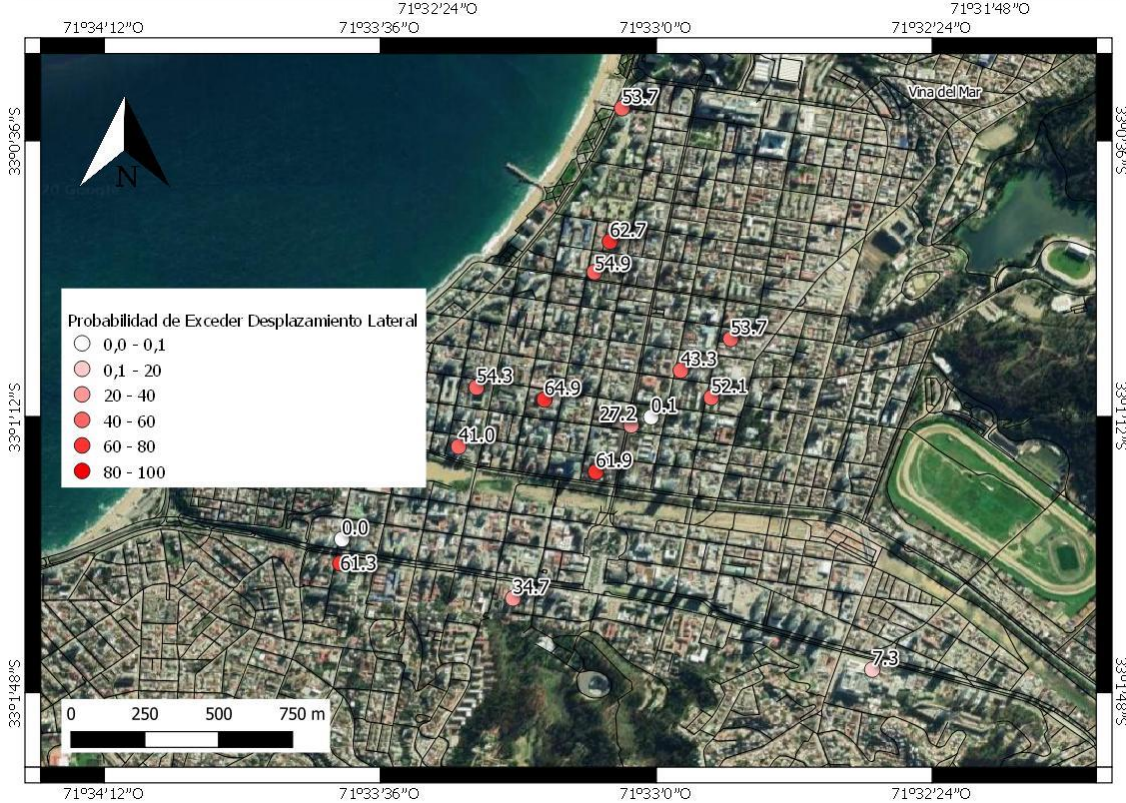


Figura 5.46: Probabilidad de exceder un desplazamiento lateral de 0.1 [m], en porcentaje. (Escala 1:5.000 y 1:10.000 respectivamente)

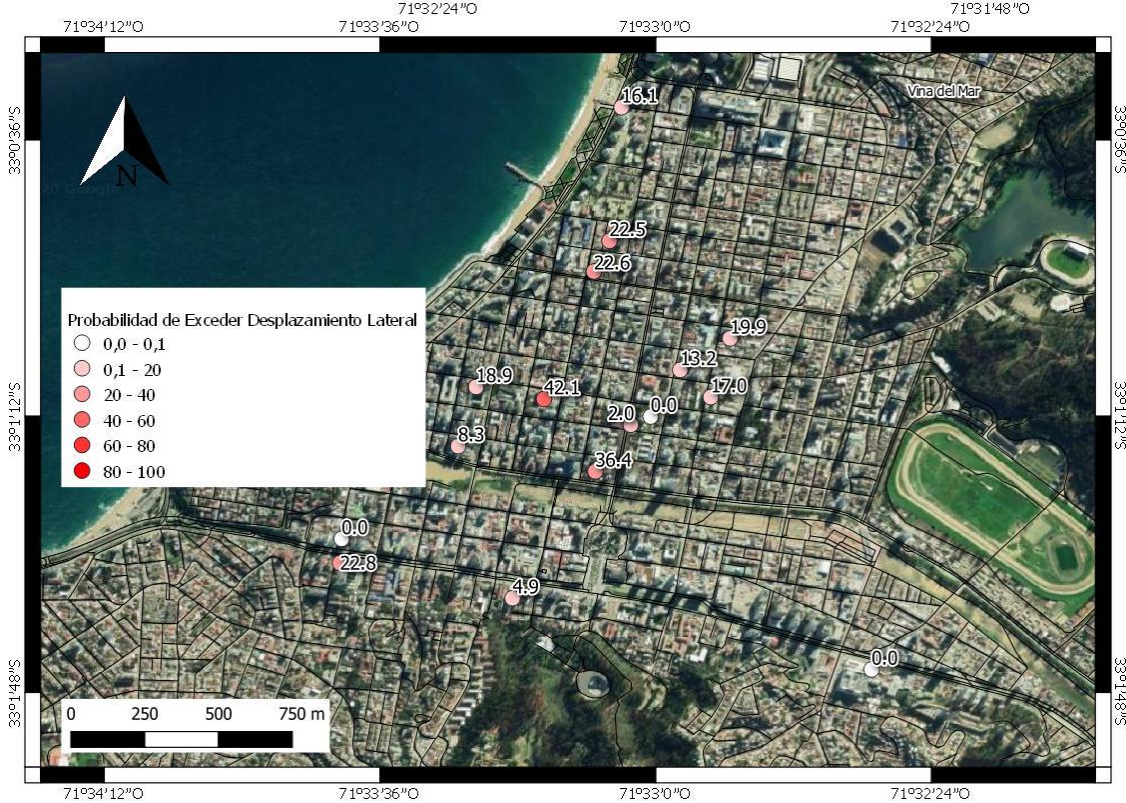


Figura 5.47: Probabilidad de exceder un desplazamiento lateral de 1 [m], en porcentaje. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente)



Figura 5.48: Probabilidad de exceder un desplazamiento lateral de 3 [m], en porcentaje. (Escala 1: 5.000 y 1:10.000 respectivamente)

5.4. Comparación entre el potencial de licuación y grandes sismos recientes

Se evaluaron los sismos más relevantes en la región: el sismo del 27 de febrero del 2010 y el sismo del 3 de marzo de 1985, y se comparó el potencial de licuación con eventos de licuación que efectivamente ocurrieron.

Se analizará la zona de Viña del Mar dado que es donde más información geotécnica se tiene a disposición. Las características de los sismos junto con el PGA que se registró en la zona de estudio se presentan a continuación.

Tabla 5.5: Sismos recientes con potencial de causar licuación

Fecha	Magnitud [M_w]	PGA [g]
03-03-1985	7.9	0.38
27-02-2010	8.8	0.32

En base a dichos sismos se procede a calcular el factor de seguridad ante la licuación y el LPI de los puntos donde se tiene información geotécnica.



Figura 5.49. Menor factor de seguridad ante la licuación considerando el sismo de 1985. (Escala 1:10.000)



Figura 5.50. LPI considerando el sismo de 1985. (Escala 1:10.000)



Figura 5.51. Menor factor de seguridad ante la licuación considerando el sismo de 2010. (Escala 1:10.000)



Figura 5.52. LPI considerando el sismo de 2010. (Escala 1:10.000)

5.5. Herramientas para análisis de riesgo sísmico a partir de los mapas generados

Si bien los mapas, tanto de licuación como de desplazamientos permanentes inducidas por esta, son un resultado en sí mismo, en este capítulo se busca mostrar algunas de sus aplicaciones concretas.

Como se ha mencionado anteriormente, los fenómenos estudiados en este trabajo tienen un impacto directo en las estructuras en superficie generando deformaciones ya sea por asentamientos diferenciales o desplazamientos laterales. Por otro lado, están las estructuras subterráneas, como tuberías, las cuales son muy susceptibles al daño inducido por PGD.

Toprak et al. (2019), luego del terremoto de Christchurch, planteó la correlación existente entre suelos licuables y daños en tuberías. Para esto se extrajeron datos en terreno, tanto de daños en tuberías acontecidos como propiedades de suelo para determinar su potencial de licuación y mediante regresiones se logró llegar a distintas relaciones entre estos.

Tabla 5.6: Ecuaciones para daño en tuberías considerando LPI (Modificado de Toprak et al. (2019))

	Probabilidad de licuación	
	50%	85%
Asbesto Cemento	$RR = 0.20 \cdot LPI + 1.81$	$RR = 0.28 \cdot LPI + 2.09$
PVC	$RR = 0.12 \cdot LPI - 0.52$	$RR = 0.12 \cdot LPI - 0.33$

Tabla 5.7: Ecuaciones para daño en tuberías considerando LSN (Modificado de Toprak et al. (2019))

	Probabilidad de licuación	
	50%	85%
Asbesto Cemento	$RR = 0.04 \cdot LSN + 2.30$	$RR = 0.05 \cdot LSN + 2.13$
PVC	$RR = 0.10 \cdot LSN - 1.05$	$RR = 0.09 \cdot LSN - 0.75$

En la Tabla 5.6 y Tabla 5.7 se presentan las tasas de reparación (Repair Rate o RR) cuya unidad de medida son [reparaciones/km]. Dichas ecuaciones se usarán para generar mapas a partir de los valores de LSN y LPI obtenidos para el escenario sísmico 3 (Sismo de magnitud M_w 8.2 y PGA 0.5 [g]) en la zona de Viña del Mar.

Así, de la Figura 5.53 a la Figura 5.60 se presentan las tasas de reparación para tuberías de la zona en estudio para distintos materiales y considerando como valor de entrada tanto el LPI como el LSN.

Para las tuberías de asbesto-cemento se espera que la ocurrencia de daño se de en zonas con LPI mayor a 2 y LSN mayores a 5, mientras que para tuberías de PVC se espera que el daño comience en zonas con LPI mayores a 5 y LSN superiores a 10.

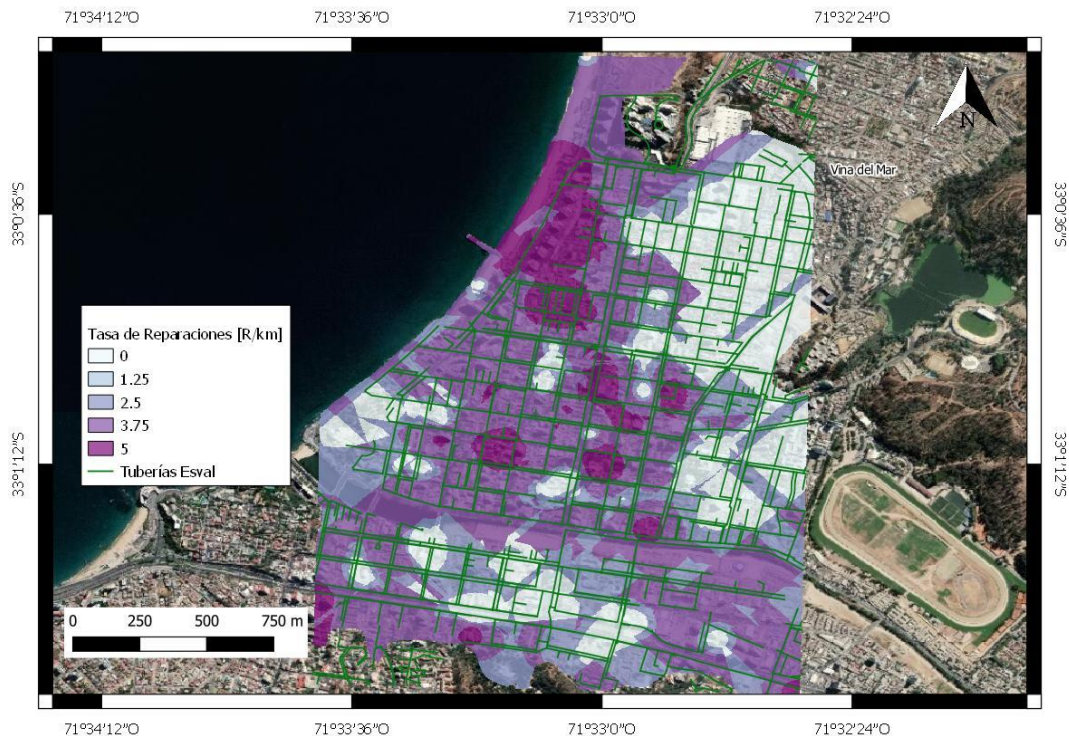


Figura 5.53: Tasa de reparaciones considerando tuberías de asbesto-cemento para el escenario sísmico 3 considerando valores de LPI y probabilidad de licuación del 50%. (Escala 1:10.000)

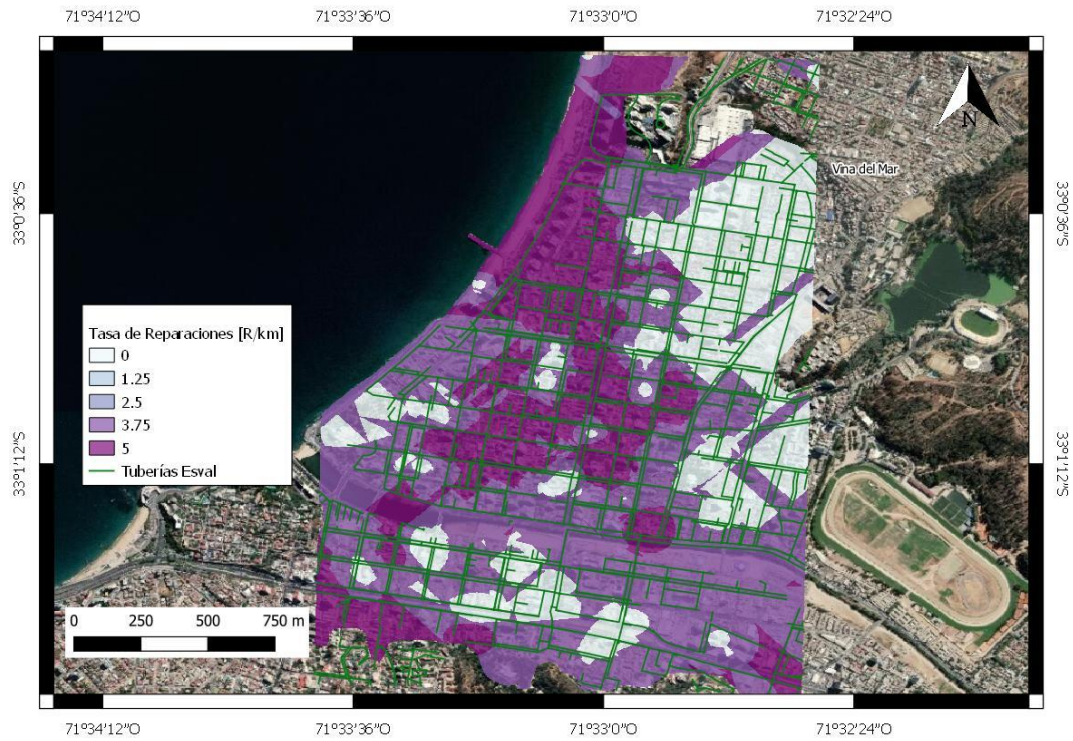


Figura 5.54: Tasa de reparaciones considerando tuberías de asbesto-cemento para el escenario sísmico 3 considerando valores de LPI y probabilidad de licuación del 85%. (Escala 1:10.000)



Figura 5.55: Tasa de reparaciones considerando tuberías de PVC para el escenario sísmico 3 considerando valores de LPI y probabilidad de licuación del 50%. (Escala 1:10.000)



Figura 5.56: Tasa de reparaciones considerando tuberías de PVC para el escenario sísmico 3 considerando valores de LPI y probabilidad de licuación del 85%. (Escala 1:10.000)

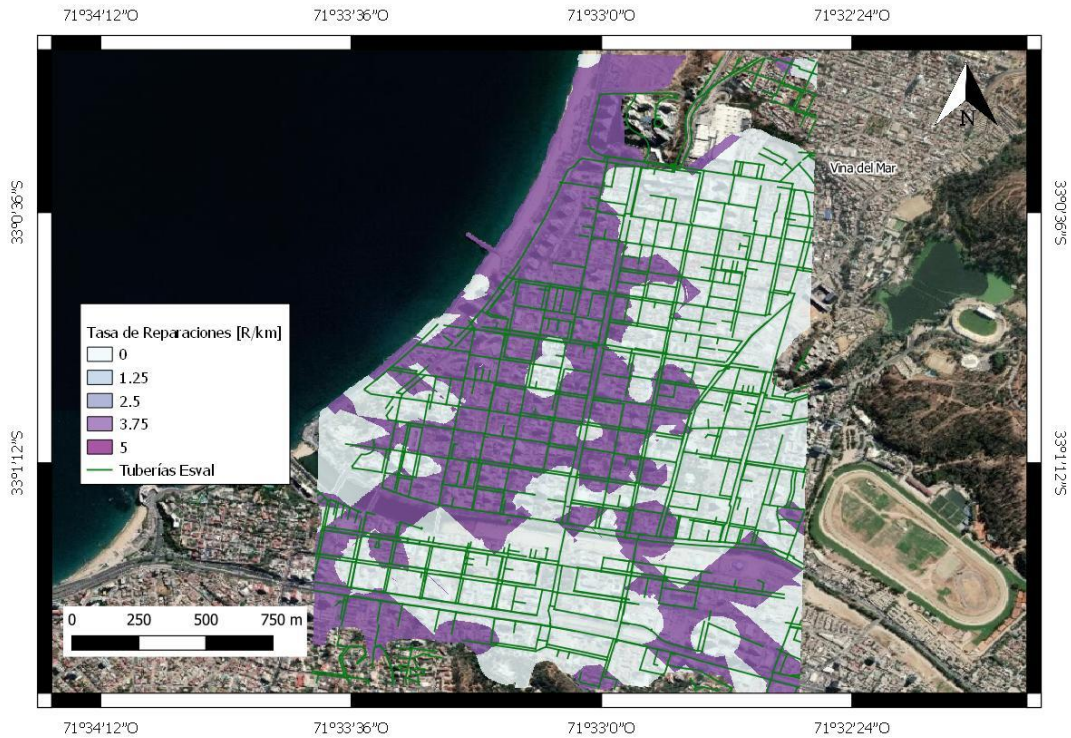


Figura 5.57: Tasa de reparaciones considerando tuberías de asbesto-cemento para el escenario sísmico 3 considerando valores de LSN y probabilidad de licuación del 50%. (Escala 1:10.000)

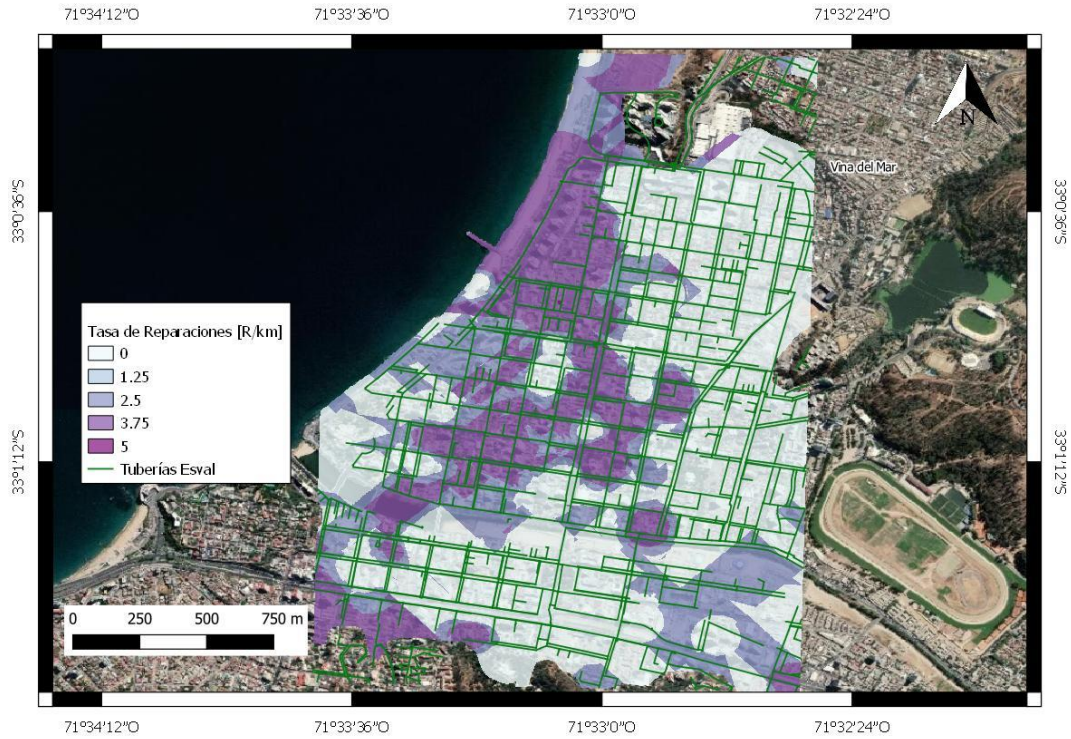


Figura 5.58: Tasa de reparaciones considerando tuberías de asbesto-cemento para el escenario sísmico 3 considerando valores de LSN y probabilidad de licuación del 85%. (Escala 1:10.000)



Figura 5.59: Tasa de reparaciones considerando tuberías de PVC para el escenario sísmico 3 considerando valores de LSN y probabilidad de licuación del 50%. (Escala 1:10.000)



Figura 5.60: Tasa de reparaciones considerando tuberías de PVC para el escenario sísmico 3 considerando valores de LSN y probabilidad de licuación del 85%. (Escala 1:10.000)

6. DISCUSIÓN

Con respecto a lo expuesto en el *Capítulo 3: Casos Históricos de Licuación en la Región de Valparaíso*, la cantidad de eventos de licuación en ciudades costeras de la región de Valparaíso pareciera no ser significativa en base a la gran cantidad de sismos que han afectado dicha zona, sin embargo, es necesario tener en cuenta la poca conciencia que existía en el pasado con respecto al fenómeno de licuación lo cual puede llevar a una cantidad de registros bastante menor a lo acontecido realmente.

Sumado a lo anterior, durante los eventos sísmicos de mayor magnitud acontecidos en la zona (1906 y 1822) hubo una destrucción total de las ciudades además de daños posteriores considerables, ejemplo de esto es el incendio que destruyó Valparaíso luego del evento sísmico de 1906, esto ayuda a explicar la falta de registro de casos de licuación en la zona.

En base a los casos presentados por Towhata et al. (2014) y Yasuda et al. (2012) donde se expone lo ocurrido en la ciudad de Tokio posterior al sismo de 2011, era esperable que la mayor cantidad de casos de licuación se diera en zonas de suelo ganado al mar o en riberas de río, lo cual es posible concluir que ocurre. Los lugares con mayor documentación de daños asociados a licuación corresponden a los puertos de San Antonio y Valparaíso, además algunos ejemplos de daños en cercanías de ríos son los daños en la refinería de ENAP para los sismos del año 1965 y 1971 ubicada en la desembocadura del río Aconcagua, al norte de Concón, y el Puente Lo Gallardo ubicado sobre el río Maipo, dicha estructura sufrió daños para los sismos de los años 1965, 1985 y 2010.

Los mapas topográficos generados a partir de imágenes satelitales son relativamente fáciles de conseguir y trabajar, su uso es validado por otros trabajos que basan su topografía enteramente en estos, donde con precisión de hasta 12,5 metros por pixel entregan resultados satisfactorios. Sin embargo, una de sus principales falencias radica en la pérdida de fidelidad que ocurre en zonas urbanas, donde la presencia de edificios altera la altura proyectada del terreno, lo cual es un factor de incertidumbre al momento de calcular desplazamientos laterales inducidos por licuación.

Por lo anterior, es recomendable que, al realizar estudios de desplazamiento lateral en zonas urbanas, los datos topográficos sean respaldados con mediciones topográficas realizadas en terreno. Una correcta unión de imágenes satelitales junto con datos topografía obtenida en terreno puede llevar a tener la exactitud necesaria para este tipo de análisis.

Al momento de simular datos geotécnicos restantes, principalmente tamaño medio de partícula y contenido de finos se debería ir más allá y no solo separar las muestras en base al tipo de suelo (Soil Index), sino que además se debe diferenciar entre las distintas unidades geológicas comprendidas dentro del análisis o agruparlas en base a un origen común de los suelos. Debido a la cantidad insuficiente de información geotécnica se optó por omitir este proceso, sin embargo, con los datos necesarios es recomendable generar las bases de datos con las diferenciaciones mencionadas.

La simulación de datos asume una cierta distribución probabilística, sin embargo, al probar distintos modelos, ninguno pasó el F-Test, siendo la distribución lognormal la que entregó mejores resultados y por consiguiente se optó por elegir esta, sin embargo, lo anterior representa un problema que no debe ser pasado por alto. Por otro lado, la incorporación de valores de tamaño medio de partícula y contenido de finos a un análisis determinístico puede resultar poco confiable en términos estadísticos, por lo que es recomendable orientar la simulación de datos hacia un análisis probabilístico.

Luego, con respecto a los mapas de licuación presentados se puede ver que las interpolaciones realizadas en el sector de Reñaca-Concón tienen quiebres abruptos en varios de los escenarios, si bien esto no es deseable al momento de generar un mapa de estas características, el resultado obedece a la poca cantidad de información que se tenía en un sector de la zona mencionada y esto debe ser corregido mediante la adición de información.

Analizando el sector de Reñaca-Concón, se tiene que la licuación ocurre de manera importante para valores de PGA mayores a 0.5 [g] y concentrado en las cercanías de la playa norte de Concón y en sectores interiores de Reñaca, siendo estos últimos donde se tiene la mencionada falta de información por lo que hay que mirar dichos resultados con suma cautela. En general, en el sector oeste del área analizada no se espera licuación, lo que es consistente con la topografía de la zona, la cual presenta grandes pendientes, lo que en base a la literatura es un indicador de baja probabilidad de licuación.

Con respecto al sector de Viña del Mar se tiene que para los escenarios 3 y 4 la licuación es extensible a lo largo de la mayoría de la zona de estudio y se esperan daños importantes asociados al fenómeno de licuación.

Al comparar los resultados de las metodologías propuestas por Ishihara y Yoshimine (1992) y Zhang et al. (2002) se puede ver que se llega a resultados bastante similares mediante ambos métodos, lo cual es un resultado esperable. Además, ambos mapas de LSN son similares en forma a lo presentado en los mapas de LPI, lo cual también está dentro de lo esperado dado que el asentamiento depende directamente del factor de seguridad.

En base a los resultados de los mapas de LSN es esperable que las expresiones de PGD en la ciudad de Viña del Mar incluyan la presencia de volcanes de arena a partir del escenario sísmico 2 y que se extienden a más zonas a medida que aumenta la sollicitación, además para el escenario más grande calculado se esperan daños moderados en zonas puntuales, lo cual se puede traducir en daños estructurales leves.

Observando la Figura 5.49 a la Figura 5.52 (que buscan relacionar el análisis de licuación con lo acontecido para sismos recientes) se puede ver que, en la mayoría de los puntos estudiados, tanto para el sismo de 1985 como para el de 2010 era esperable que al menos un estrato presentara licuación. Luego, observando el LPI, la metodología indica que se espera daños moderados en diversas zonas de la ciudad.

Lo anterior contrasta con lo ocurrido en ambos eventos dado que, en base a la recopilación de casos históricos, no se encontraron registros de daños debido a licuación en la ciudad de Viña del Mar para ninguno de estos eventos, siendo el año 1906 la última vez donde hubo registro de daño por licuación en la zona, principalmente en los alrededores del estero Marga-Marga hacia el norte.

Por último, al utilizar los resultados de los mapas de PGD para determinar la tasa de reparaciones de tuberías en base a lo propuesto por Toprak et al. (2019) se puede ver que tanto los resultados basados en LSN como los basados en LPI entregan resultados similares en forma y siendo la principal diferencia la magnitud de ambos, en todos los casos los resultados obtenidos mediante LPI predice una mayor tasa de rupturas que los conseguidos en base a LSN.

Además, como se espera que las tuberías de asbesto-cemento tengan mayores daños que las de PVC, lo cual está dentro de lo esperado. Se excluyó del análisis las tuberías de hierro debido a la baja cantidad que existe de estas en las redes de la zona.

7. CONCLUSIONES

Gran parte de las metodologías aplicadas en este trabajo ya sea para determinar potencial de licuación o para determinar deformaciones permanentes inducidos por licuación, son generados a partir de observaciones realizadas en suelos de otros países, principalmente en Estados Unidos y Japón. Lo anterior lleva a pensar que es necesario avanzar en el entendimiento de las propiedades cíclicas de los suelos chilenos que pueden llevar a, por ejemplo, lo presentado en la comparación de potencial de licuación con lo acontecido en los sismos de 1985 y 2010, donde la teoría indica un potencial latente de licuación o desplazamientos permanentes que no se manifiestan en la realidad.

En línea con lo anterior, se tiene que los modelos de desplazamiento lateral no logran capturar las condiciones sísmicas chilenas donde controlan eventos de gran magnitud y con distancias epicentrales bastante pequeñas, lo cual se acentúa en sectores costeros.

Dichas condiciones hacen que los modelos que estiman la sollicitación cíclica no sean tan efectivos y se podría dar paso a modelos que utilicen la aceleración del suelo o el tiempo, donde si bien en trabajos como el de Bartlett y Youd (1995) se menciona que dichos parámetros entregan resultados poco satisfactorios debido a la falta de datos reales, una instrumentación adecuada puede entregar parámetros confiables que permitan robustecer los modelos de desplazamiento lateral.

En este documento se presentaron tres metodologías para determinar asentamientos inducidos por licuación. Ishihara y Yoshimine (1992) presenta un método que es bastante simple de aplicar dado que solo requiere la obtención del factor de seguridad ante la licuación y el número de golpes del SPT, o en su defecto la densidad relativa del suelo, lo cual sumado a una rutina en cualquier software computacional capas de interpolar valores permite la determinación de asentamientos en áreas extensas. Lo mismo ocurre con la metodología de Zhang et al. (2002), salvo que dicho trabajo está orientado a ensayos CPT, por lo que tratar de usar dicho método con valores de SPT conlleva necesariamente una incorporación de error asociado a la transformación de $(N1)_{60cs}$ a $(q_{c1N})_{cs}$.

La tercera metodología presentada es la de Chiaradonna et al. (2019), sin embargo ésta no se aplicó en el trabajo dado que volver a aplicar una metodología de CPT con datos de SPT no presenta mayores beneficios a los objetivos del trabajo. Sin embargo, para futuros proyectos que sigan esta línea es altamente recomendable realizar estimación de asentamientos con resultados de ensayos CPT y realizar una comparación entre lo obtenido mediante lo propuesto por Chiaradonna y Zhang.

Con respecto al método de interpolación, en el Anexo B se presenta una comparación entre la interpolación mediante Kriging e IDW. El primero presenta bordes más irregulares en las diferencias de clases asociado a la alta variabilidad que existe en los valores de LPI para los sondeos analizados. Si bien los resultados de IDW son más agradables visualmente, se optó por seguir con Kriging debido a la mayor confiabilidad que entrega dicho proceso de interpolación.

Una dificultad presentada para trabajar la información recolectada mediante Kriging fue el hecho de que la mayoría de los resultados no seguía algún tipo de distribución normal, lo cual dificulta la obtención de interpolaciones fluidas. Para futuros trabajos se recomienda aplicar una interpolación en distintos niveles de la generación de datos, como por ejemplo en las propiedades de los estratos.

Debido a que la mayoría de los procesos geoestadísticos y de referenciación realizados al inicio del trabajo se llevaron a cabo en el software QGis, se optó por almacenar y procesar los datos mediante Excel en conjunto con Python y Matlab debido a las complejidades que presenta la compatibilidad entre QGis y Microsoft Access. Sin embargo, de existir la posibilidad de trabajar con el software Arcgis es recomendable llevar la información a una plataforma capaz de manejar más eficientemente bases de datos como lo es Microsoft Access.

Los resultados obtenidos en el presente trabajo deben ser usados únicamente de manera referencial, para una aplicación de las metodologías presentadas se debe realizar una recopilación más exhaustiva de información geotécnica.

8. BIBLIOGRAFÍA

- Agung Setiano, A. S., and Tamia Triandini, T. T. (2013). "Comparison of kriging and inverse distance weighted (IDW) interpolation methods in lineament extraction and analysis." *Journal of Southeast Asian Applied Geology*, 51(1), 21–29.
- Aranda Caballero, C. (2015). "Análisis del comportamiento dinámico del suelo y los edificios para la estimación del daño sísmico potencial."
- Barrientos, S. E. (1988). "Slip distribution of the 1985 Central Chile earthquake." *Tectonophysics*, 145(3–4), 225–241.
- Bartlett, S. F., and Youd, T. L. (1995). "Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread." *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(4), 316–329.
- Bolton Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L., & Chung, R. (1985). Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. *Journal Of Geotechnical Engineering*, 111(12), 1425-1445.
- Bustos Monroy, I. S. (2017). "Aportes para una nueva zonificación geotécnica de Viña del Mar: Estimación del potencial de licuefacción en la cuenca del Marga-Marga."
- Candia, G. (2020). "SeismicHazard." <<https://github.com/gacandia/SeismicHazard>>.
- Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., 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(12), 1314–1340.
- Chiaradonna, A., d'Onofrio, A., and Bilotta, E. (2019). "Assessment of post-liquefaction consolidation settlement." *Bulletin of Earthquake Engineering*, Springer Netherlands, 17(11), 5825–5848.
- Chiaradonna, A., and Flora, A. (2019). "On the estimate of seismically induced pore-water pressure increments before liquefaction." *Geotechnique Letters*, 10(2), 1–7.
- Darwin, C., "Journal of Researches into the natural history and geology of the countries visited during the voyage of HMS Beagle round the world, under the command of Captain Fitz Roy, R.N.", 1839. Published as "The Voyage of the Beagle". Wordsworth Edition Limited. Hertfordshire, 1997.
- ESRI. (2016). "ArcMap - Kriging." <<https://desktop.arcgis.com/es/arcmap/10.3/tools/3d-analyst-toolbox/how-kriging-works.htm>>.
- Gillins, D. T. (2012). "Mapping the probability and uncertainty of liquefaction-induced ground failure." (December).
- Gillins, D. T., and Bartlett, S. F. (2014). "Multilinear regression equations for predicting lateral spread displacement from soil type and cone penetration test data." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(4), 1–11.
- González, J. (2015). "Estudio del Fenómeno de Licuefacción en Chile Para el Terremoto del Maule, 2010." *Universidad de Chile. Santiago de Chile*.

- Graham, M., & Valenzuela Dooner, J. (1956). *Diario de mi residencia en Chile en 1822*. Santiago: Pacífico.
- Grimme, K., & Alvarez Sch., L. (1964). *El Suelo de Fundación de Valparaíso y Viña del Mar, Provincia de Valparaíso. Geología del Area Valparaíso-Viña del Mar*. Santiago: Instituto de Investigaciones Geológicas.
- Hauser, A. 2003. Diagnóstico Geológico Geotécnico de seis sectores de laderas y taludes inestables, en casco urbano de la Ciudad de Valparaíso, Quinta Región: Alternativas de Tratamiento. *Sernageomin*, 44 pp.
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., and Pastén, C. (2017). "Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone." *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), 1853–1880.
- Idriss, I. M. ., and Boulanger, R. W. (2008). *Soil Liquefaction During Earhquakes. Earthquake Engineering Research Institute*.
- Ishihara, K., and Yoshimine, M. (1992). "Evaluation Of Settlement in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes." *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 32(1), 173–188.
- Kotoda, K., Wakamatsu, K., and Masahiko, O. (1988). "Mapping Liquefaction Potential based on Geomorphological Land Classification." *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*.
- Kotoda, K., Wakamatsu, K., & Midorikawa, S. (1988). Seismic microzoning on soil liquefaction potential based on geomorphological land classification. *Soils And Foundations*, 28(2), 127-143.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*.
- Kulhawy, F. H., and Mayne, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design." *Ostigov*.
- Monge Espiñeira, Acevedo M., & Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. (1986). *El sismo del 3 de marzo de 1985, Chile (2a. ed.)*. Santiago de Chile: Acero Comercial.
- Moroni Yadlin, M. (2012). *Mw=8.8 Terremoto en Chile: 27 de febrero 2010 (1a. ed.)*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Múñoz, E. (2013). "Susceptibilidad de remociones en masa y de respuesta sísmica asociada a fallas mayores en zonas urbanas. Estudio de caso en Viña del Mar, V región."
- Norambuena Ortúzar, Astroza I., & Pardo Pedemonte. (2006). *Estudio de los efectos del terremoto de La Ligua del 28 de Marzo de 1965*. Santiago de Chile
- Pokhrel, R. M., Kuwano, J., and Tachibana, S. (2013). "A kriging method of interpolation used to map liquefaction potential over alluvial ground." *Engineering Geology, Elsevier B.V.*, 152(1), 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(1), 66–74.
- Rauch, A., and Martin, J. (2000). "EPOLLS Model For Predicting Average Displacements On Lateral Spreads." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 18(April), 360–371.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., and Wightman, A. (1984). "SPT-CPT Correlations." *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(11), 1449–1459.
- Salgado, R. (2008). "The Engineering of Foundations." McGraw-Hill Higher Education.
- Seed, H. B., and Lee, K. L. (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading." *Journal of soil mechanics and foundations div*, 92, 105–134.
- Sonmez, H. (2003). "Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey)." *Environmental Geology*, 44(7), 862–871.
- Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokida, K., Yasuda, S., Hirose, M., Imai, T., & KON-NO, M. (1980). Standard penetration tests and soil liquefaction potential evaluation. *Soils and Foundations*, 20(4), 95-111.
- Thorson, R. 1999. La Falla de "Marga – Marga", Viña del Mar, Chile. Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María.
- Tonkin & Taylor Ltd. (2013). *Liquefaction vulnerability study*.
- Toprak, S., Nacaroglu, E., van Ballegooy, S., Koc, A. C., Jacka, M., Manav, Y., Torvelainen, E., and O'Rourke, T. D. (2019). "Segmented pipeline damage predictions using liquefaction vulnerability parameters." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Ltd, 125(April), 105758.
- Towhata, I. (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Springer.
- Towhata, I., Maruyama, S., Kasuda, K. I., Koseki, J., Wakamatsu, K., Kiku, H., Kiyota, T., Yasuda, S., Taguchi, Y., Aoyama, S., and Hayashida, T. (2014). "Liquefaction in the Kanto region during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake." *Soils and Foundations*, Elsevier, 54(4), 859–873.
- Udías, A., Madariaga, R., Buforn, E., Muñoz, D., and Ros, M. (2012). "The large Chilean historical earthquakes of 1647, 1657, 1730, and 1751 from contemporary documents." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102(4), 1639–1653.
- Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. (1971). Informe preliminar sobre el sismo del 8 de julio de 1971. Santiago: Universidad de Chile. Curacaví – Casablanca
- Verdugo, R., & González, J. (2015). Liquefaction-induced ground damages during the 2010 Chile earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79(PB), 280-295.

- Wallace, C. (2005). Development of a GIS-Based Model for Mapping Potential Liquefaction Susceptibility Zones. University of Hawaii.
- Yasuda, S., Harada, K., Ishikawa, K., and Kanemaru, Y. (2012). "Characteristics of liquefaction in Tokyo Bay area by the 2011 Great East Japan Earthquake." *Soils and Foundations*, Elsevier, 52(5), 793–810.
- Youd, T. L. (1993). "Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement."
- Youd, T. L., Hansen, C. M., and Bartlett, S. F. (2002). "Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(12), 1007–1017.
- 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(4), 297–313.
- Youd, T. L., and Perkins, D. M. (1978). "Mapping Liquefaction-Induced Ground Failure Potential." *ASCE J Geotech Eng Div*, 104(4), 433–446.
- Youd, T., & Perkins, D. (1987). Mapping of Liquefaction Severity Index. *Journal Of Geotechnical Engineering*, 113(11), 1374-1392.
- Youd, T. L., and Perkins, D. M. (1987). "Mapping of Liquefaction Severity Index." *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(11), 1374–1392.
- Zhang, G., Robertson, P. K., and Brachman, R. W. I. (2002). "Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground." *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1168–1180.

9. ANEXOS

A. Resultados complementarios de mapas

Para cada uno de los mapas generados con predicciones mediante Kriging se tiene un mapa que grafica el error estándar de dichos valores, además se presentan histogramas de los datos y ubicación espacial de estos con el fin de identificar tendencias.

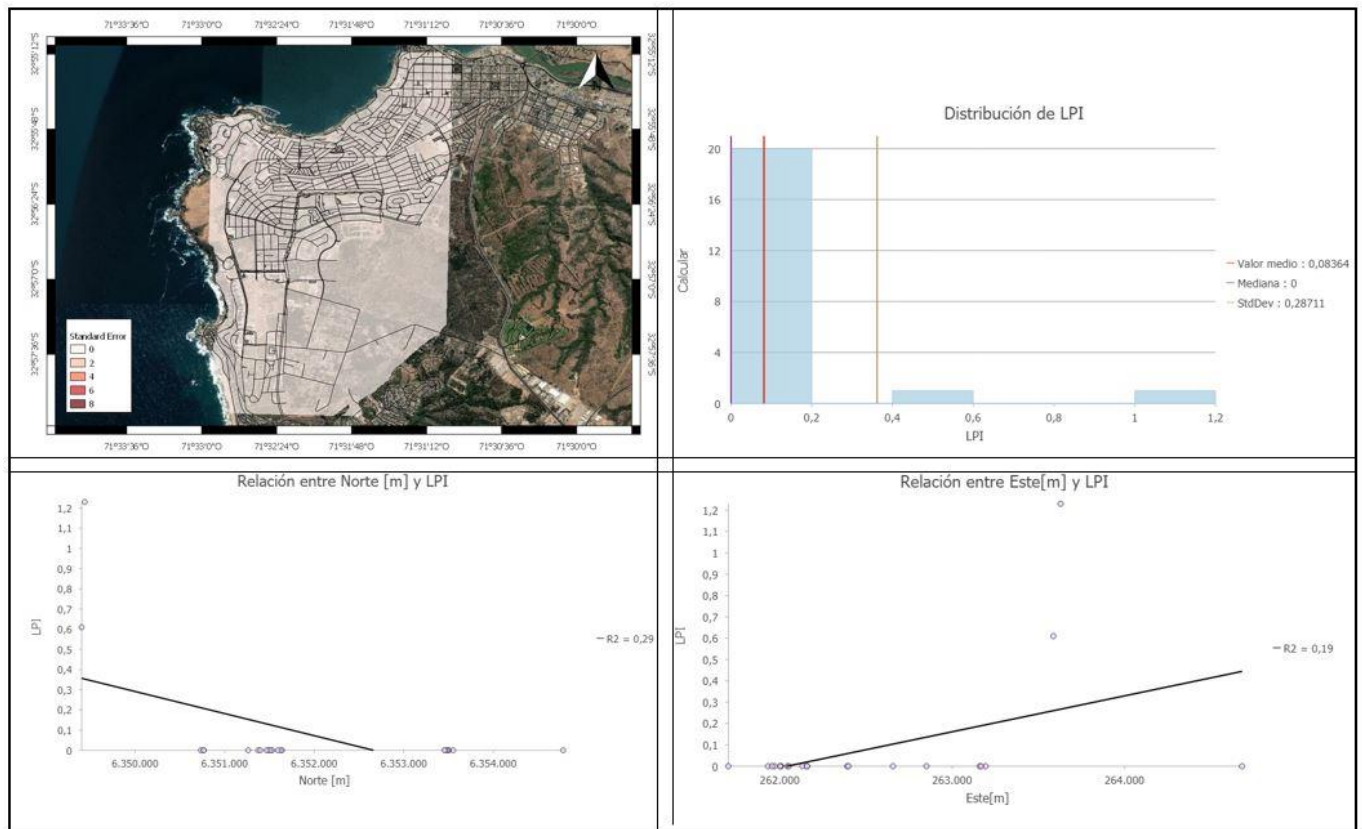


Figura A.1: Resultados complementarios LPI Reñaca-Concón escenario 1; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LPI; (c) Distribución espacial LPI sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LPI sentido este-oeste

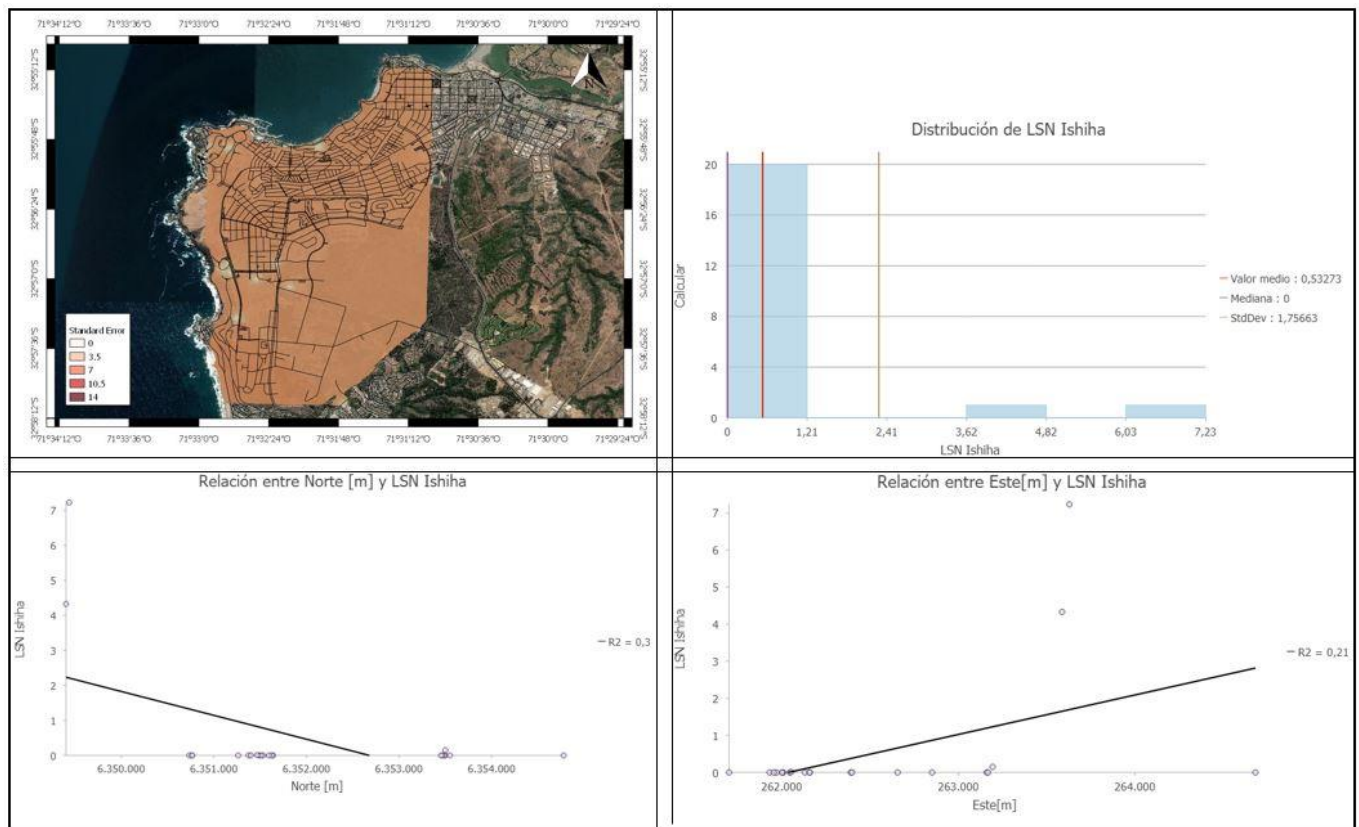


Figura A.2: Resultados complementarios LSN (Ishihara y Yoshimine (1992)) Reñaca-Concón escenario 1; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LPI sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

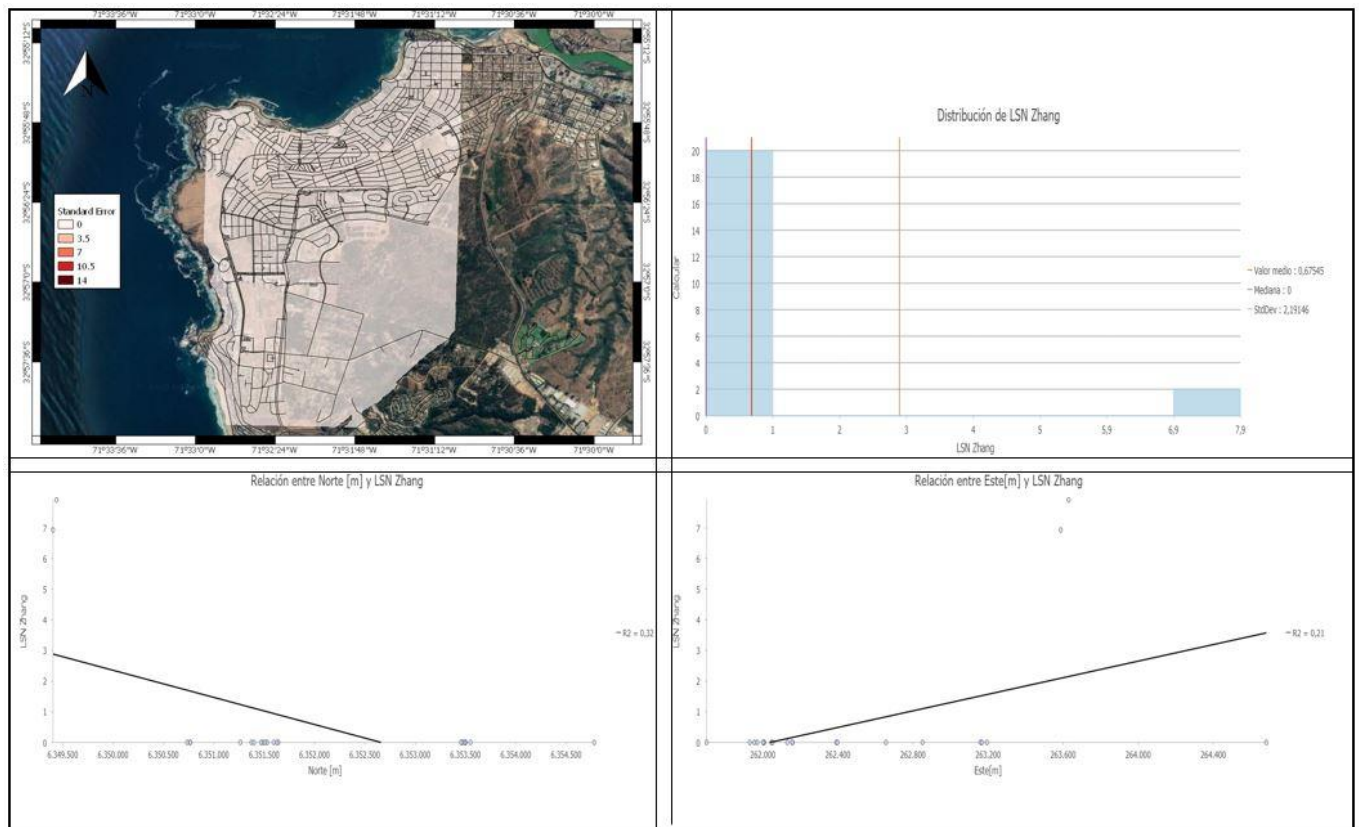


Figura A.3: Resultados complementarios LSN (Zhang et al. (2002)) Reñaca-Concón escenario 1; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

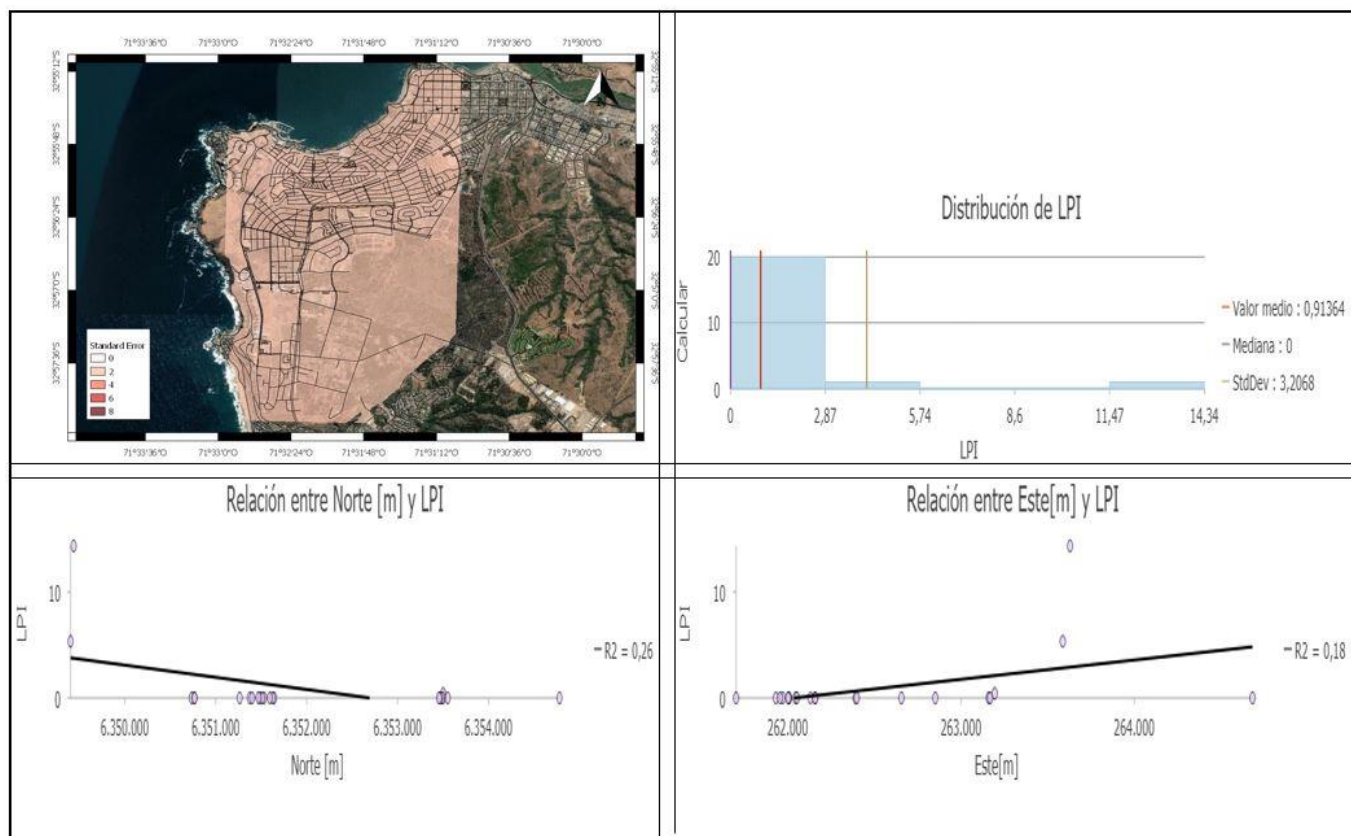


Figura A.4: Resultados complementarios LPI Reñaca-Concón escenario 2; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LPI; (c) Distribución espacial LPI sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LPI sentido este-oeste

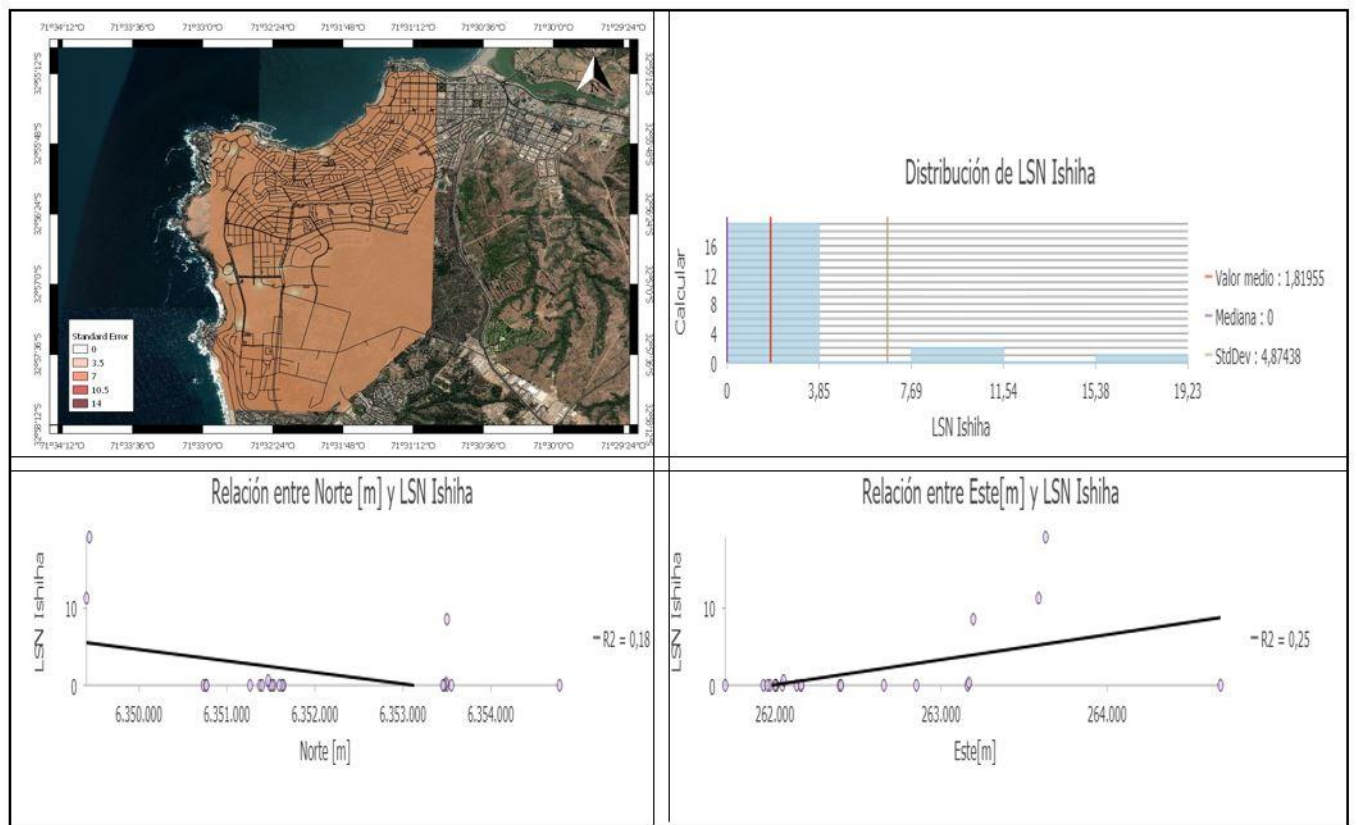


Figura A.5: Resultados complementarios LSN (Ishihara y Yoshimine (1992)) Reñaca-Concón escenario 2; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

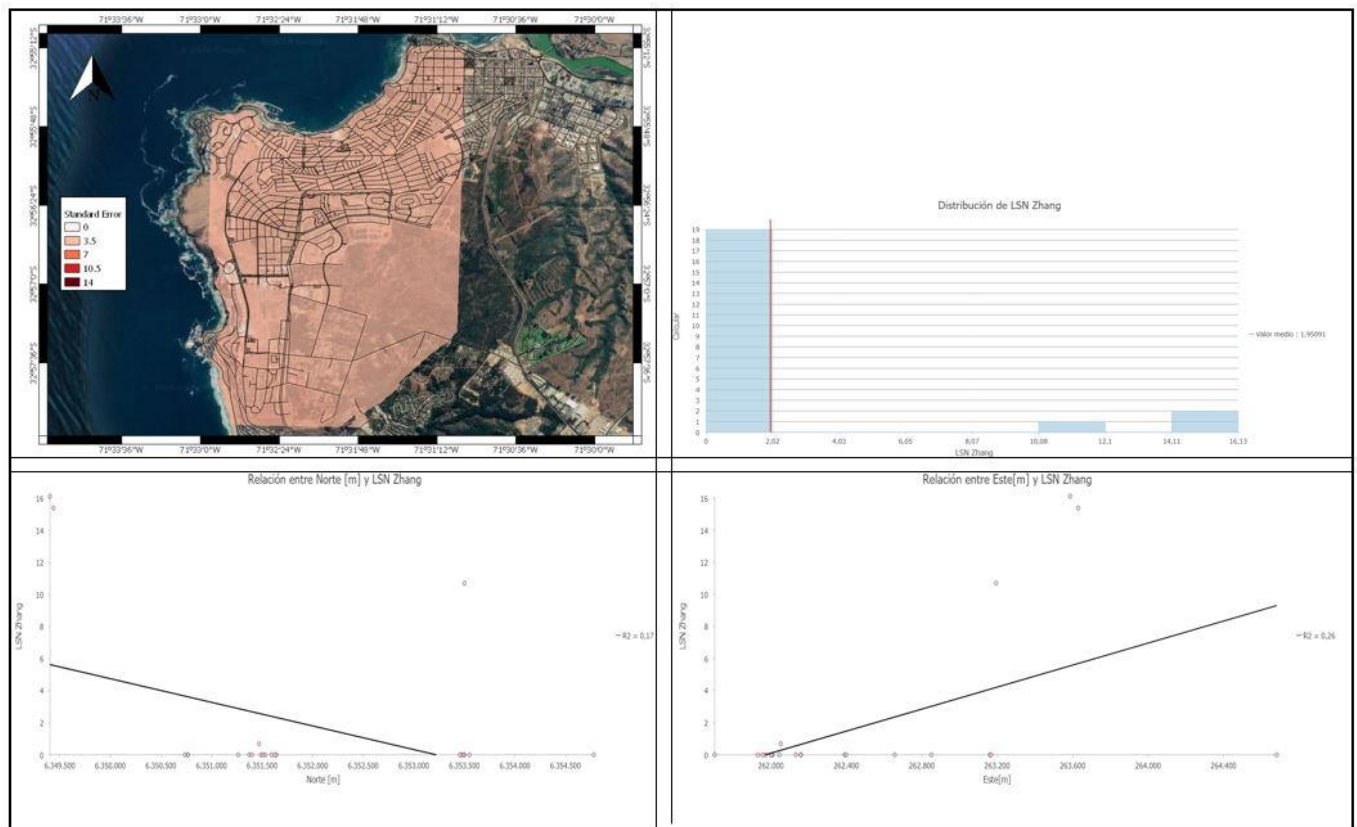


Figura A.6: Resultados complementarios LSN (Zhang et al. (2002)) Reñaca-Concón escenario 2; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

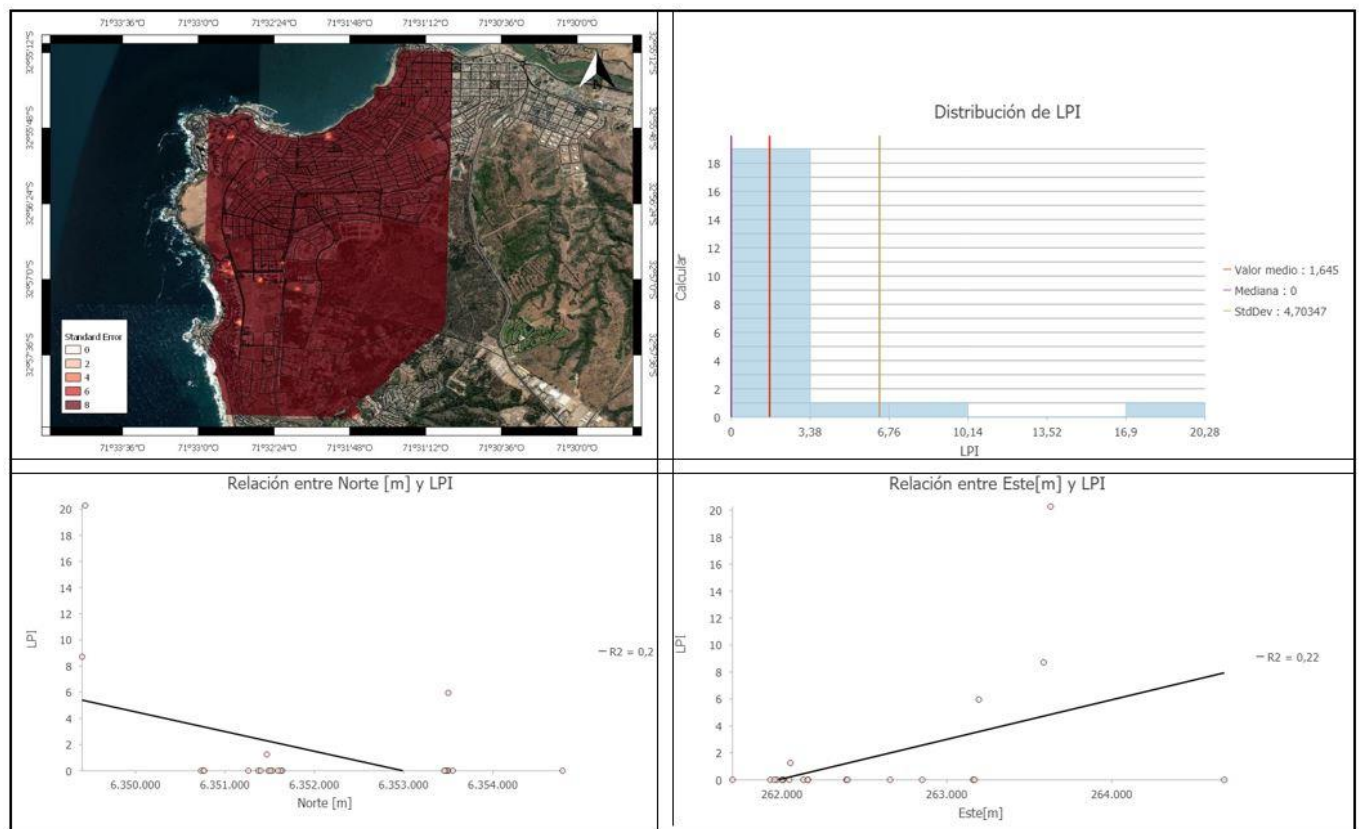


Figura A.7: Resultados complementarios LPI Reñaca-Concón escenario 3; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LPI; (c) Distribución espacial LPI sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LPI sentido este-oeste

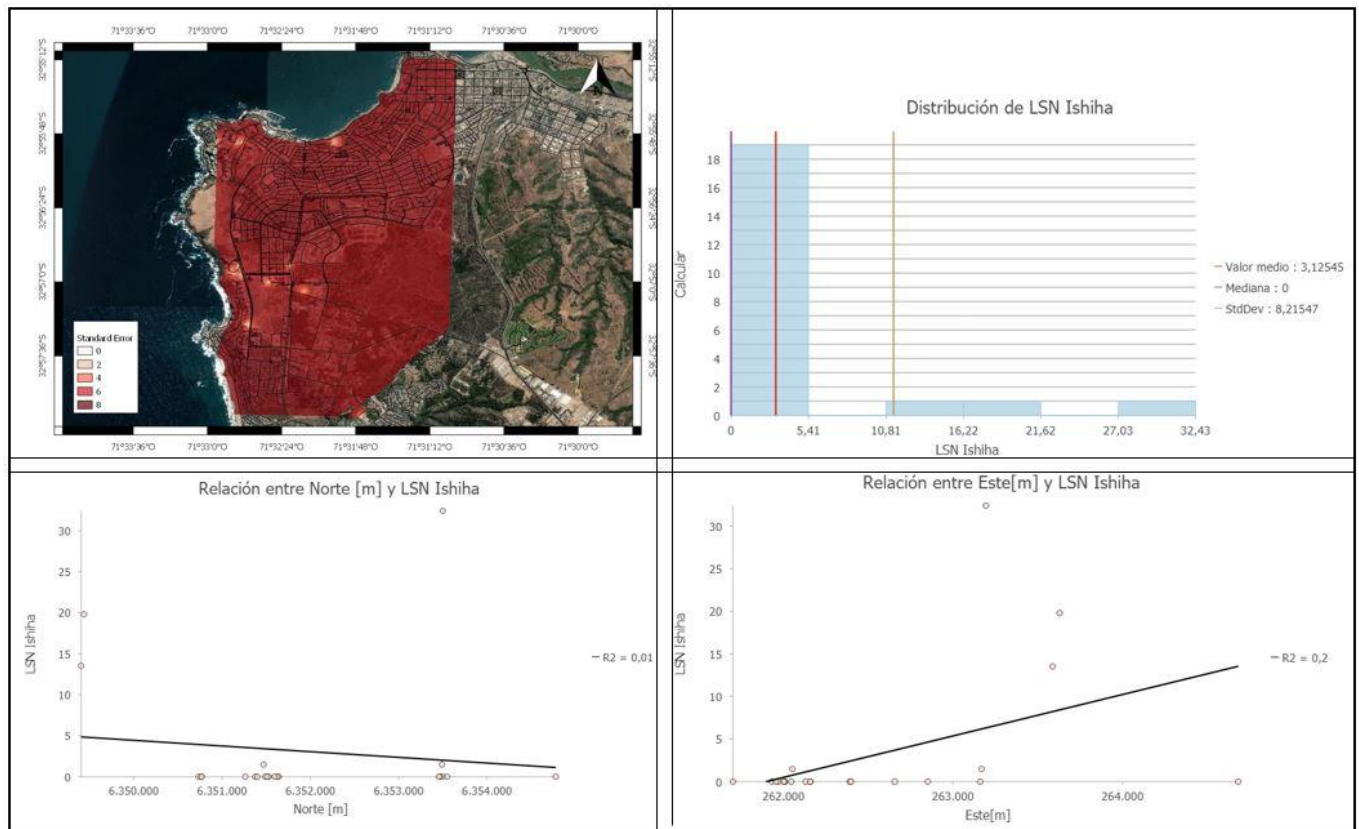


Figura A.8: Resultados complementarios LSN (Ishihara y Yoshimine (1992)) Reñaca-Concón escenario 3; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

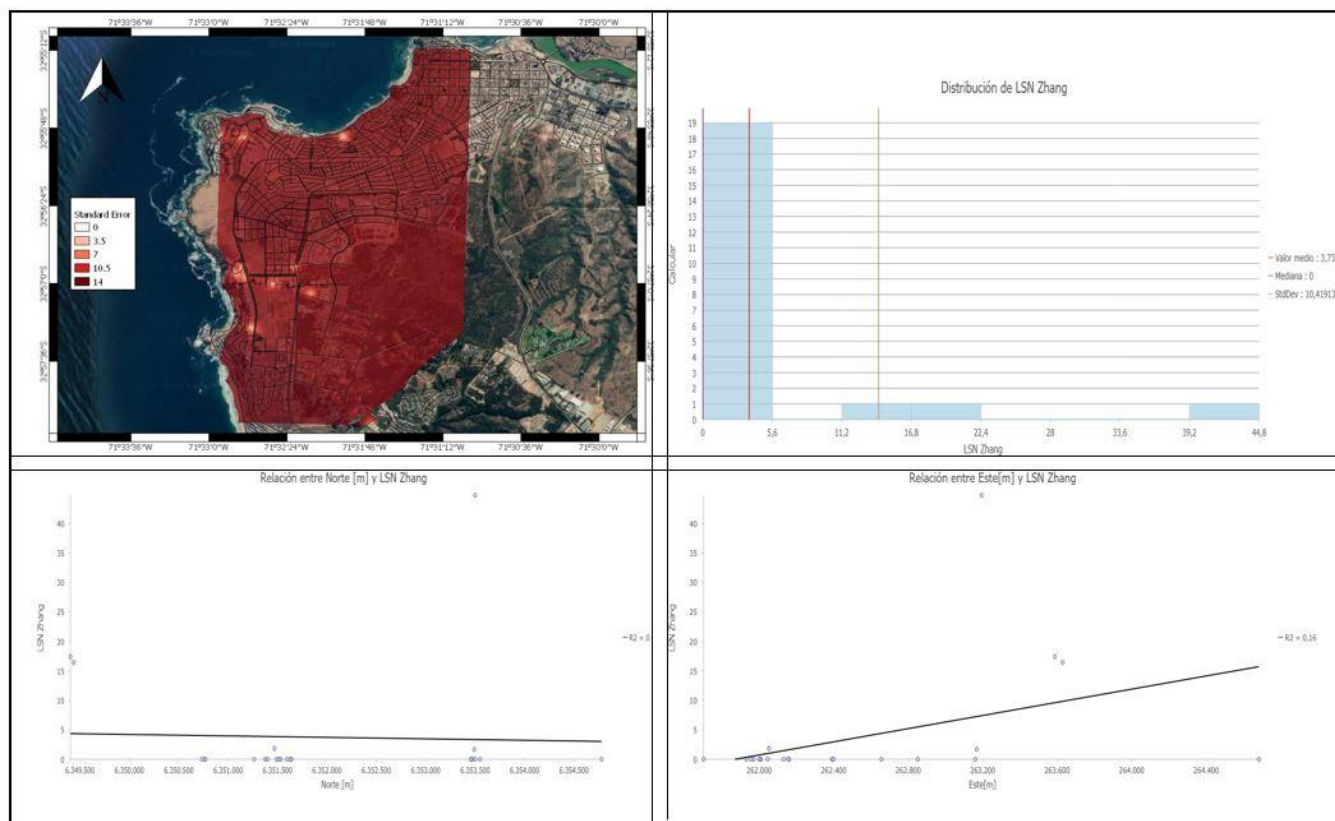


Figura A.9: Resultados complementarios LSN (Zhang et al. (2002)) Reñaca-Concón escenario 3; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

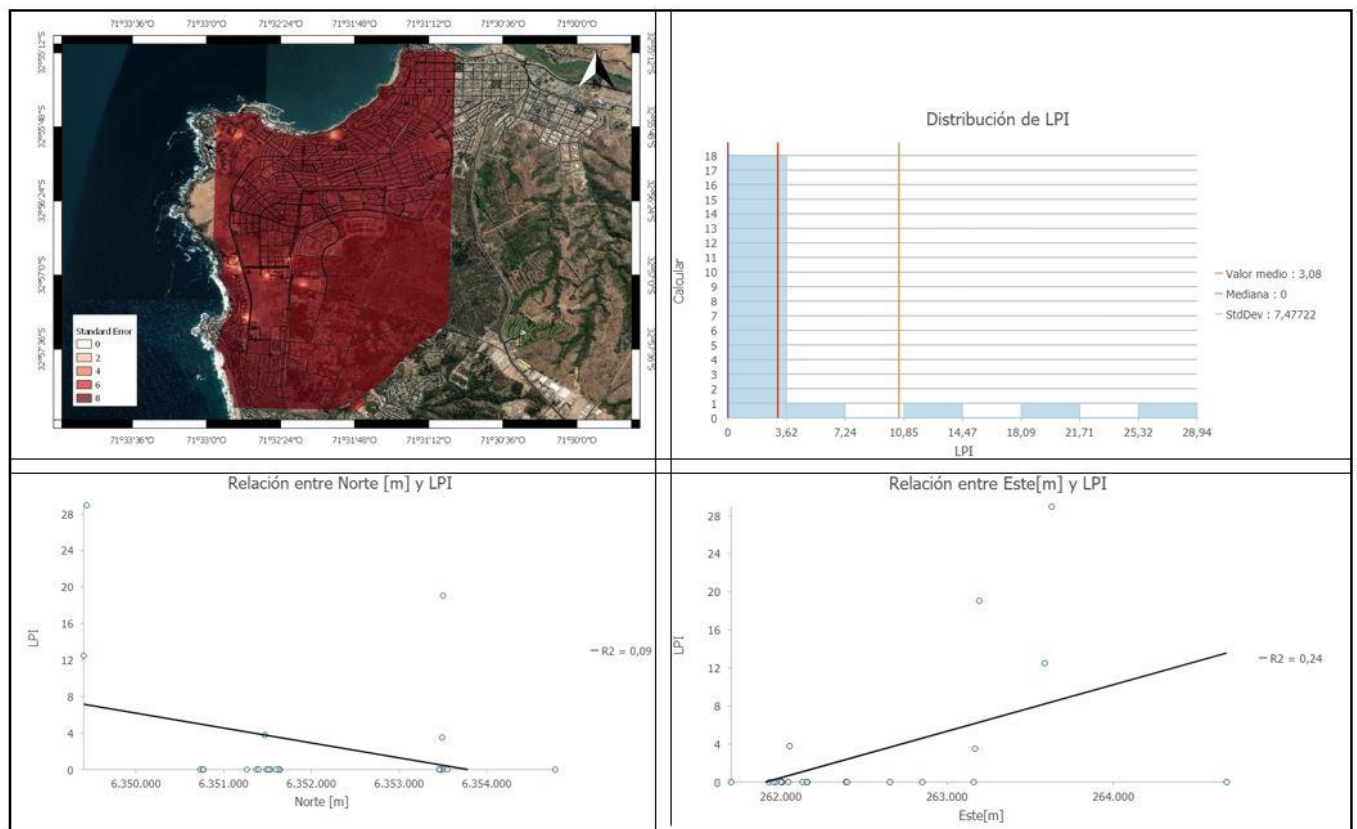


Figura A.10: Resultados complementarios LPI Reñaca-Concón escenario 4; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LPI; (c) Distribución espacial LPI sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LPI sentido este-oeste

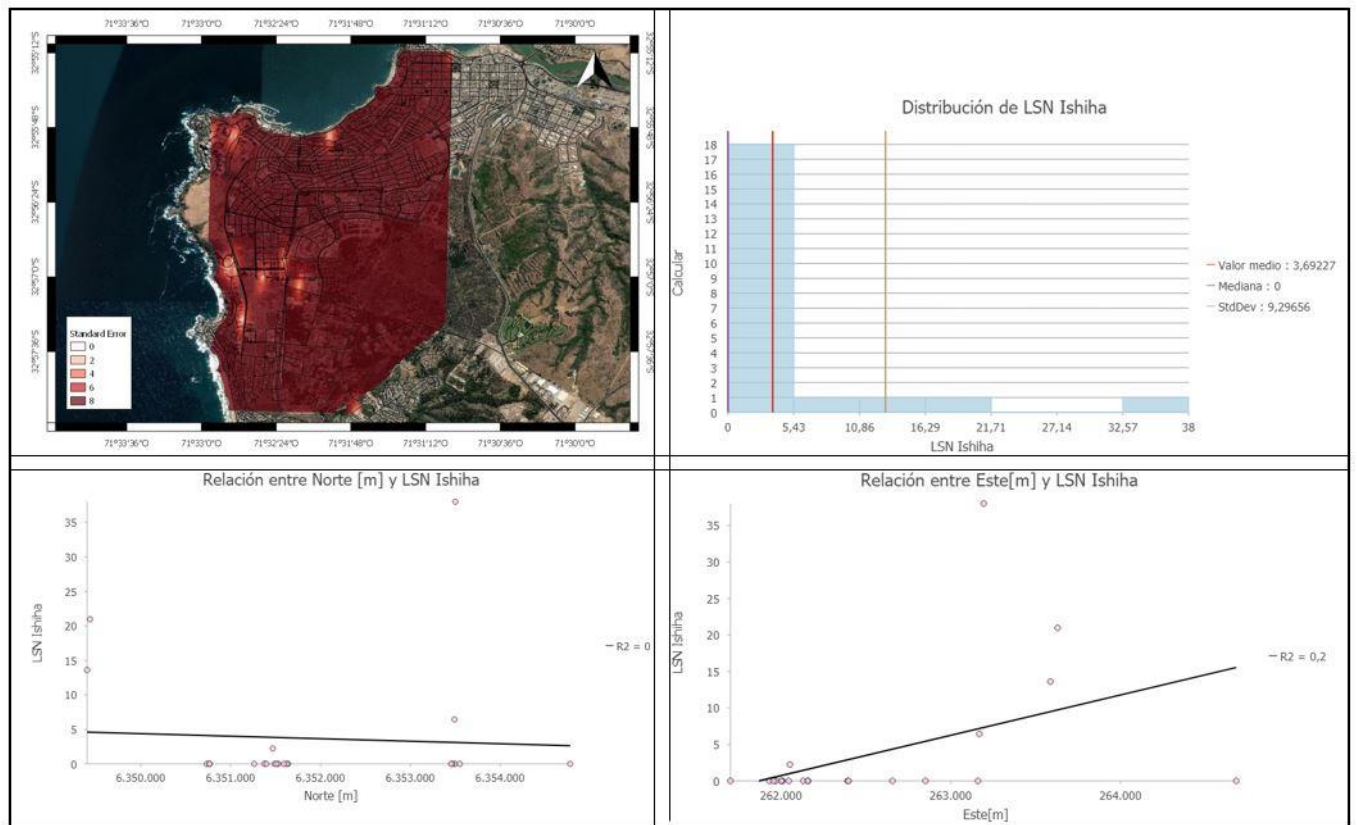


Figura A.11: Resultados complementarios LSN (Ishihara y Yoshimine (1992)) Reñaca-Concón escenario 4; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

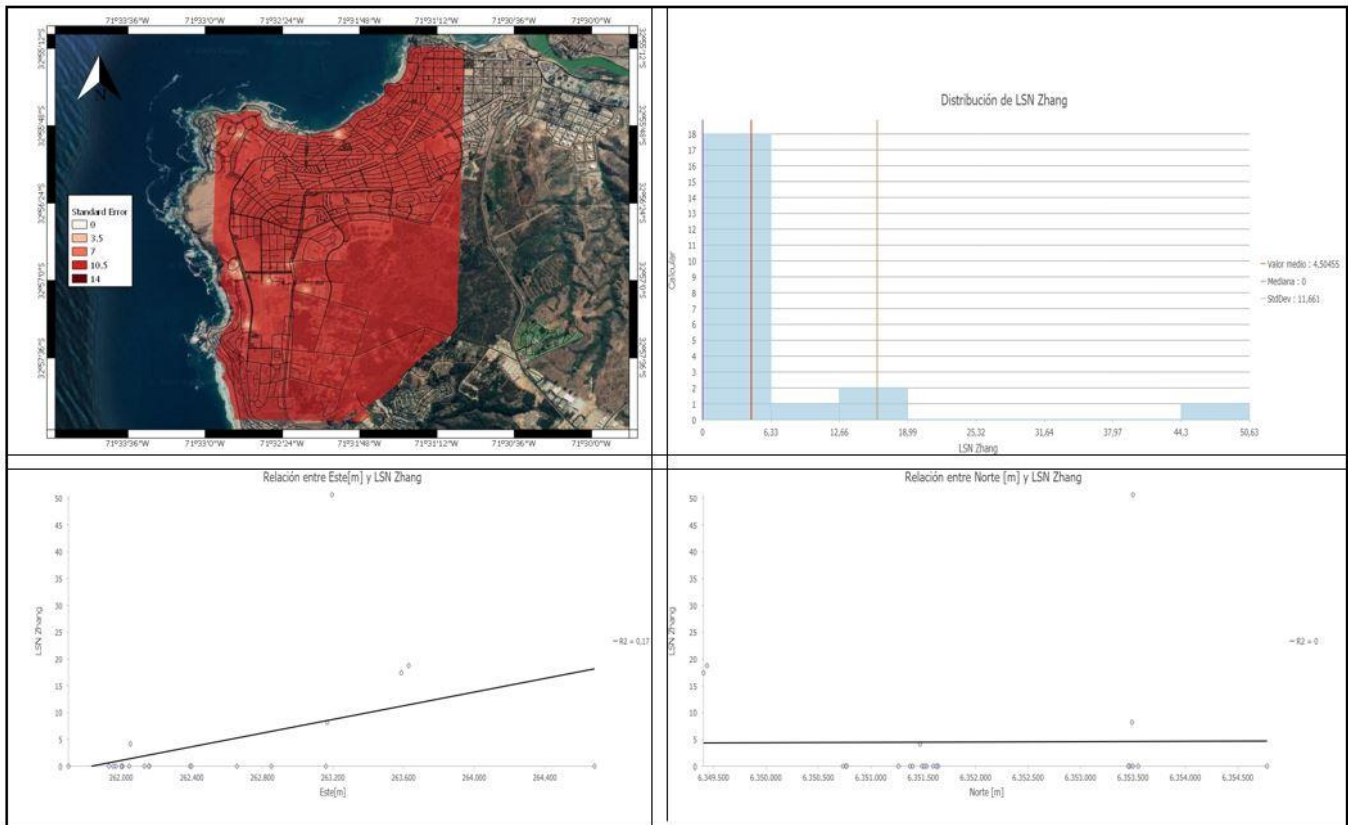


Figura A.12: Resultados complementarios LSN (Zhang et al. (2002)) Reñaca-Concón escenario 4; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

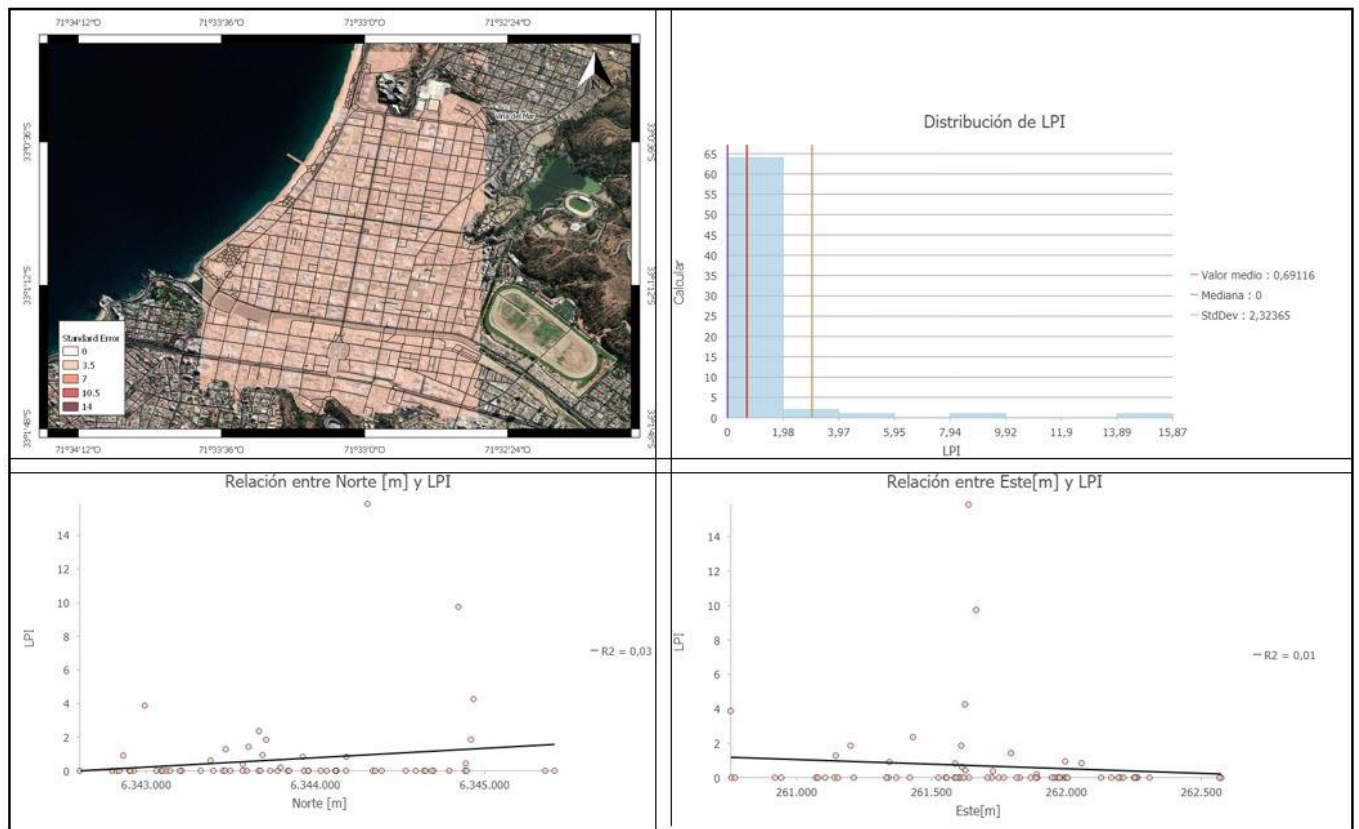


Figura A.13: Resultados complementarios LPI Viña del Mar escenario 1; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LPI; (c) Distribución espacial LPI sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LPI sentido este-oeste

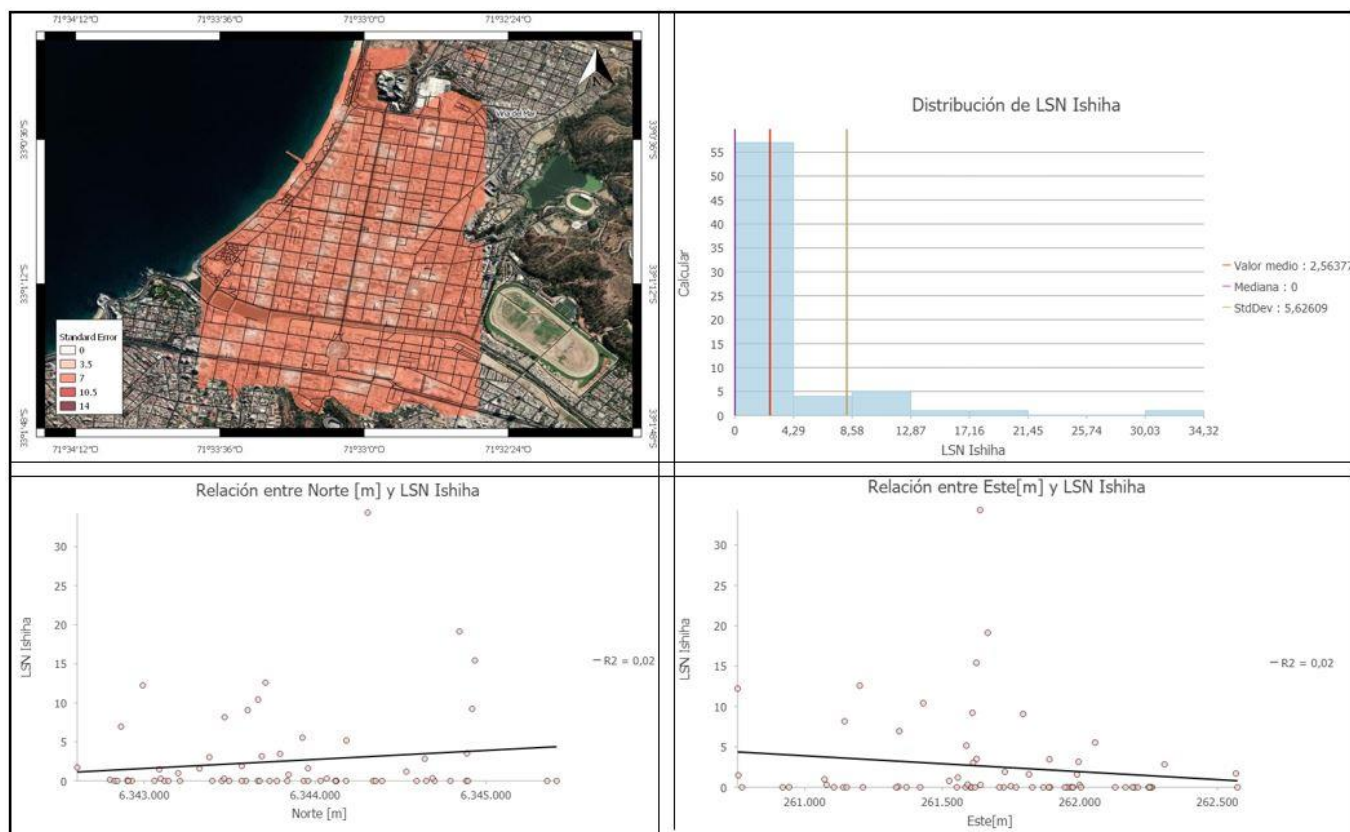


Figura A.14: Resultados complementarios LSN (Ishihara y Yoshimine (1992)) Viña del Mar escenario 1; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

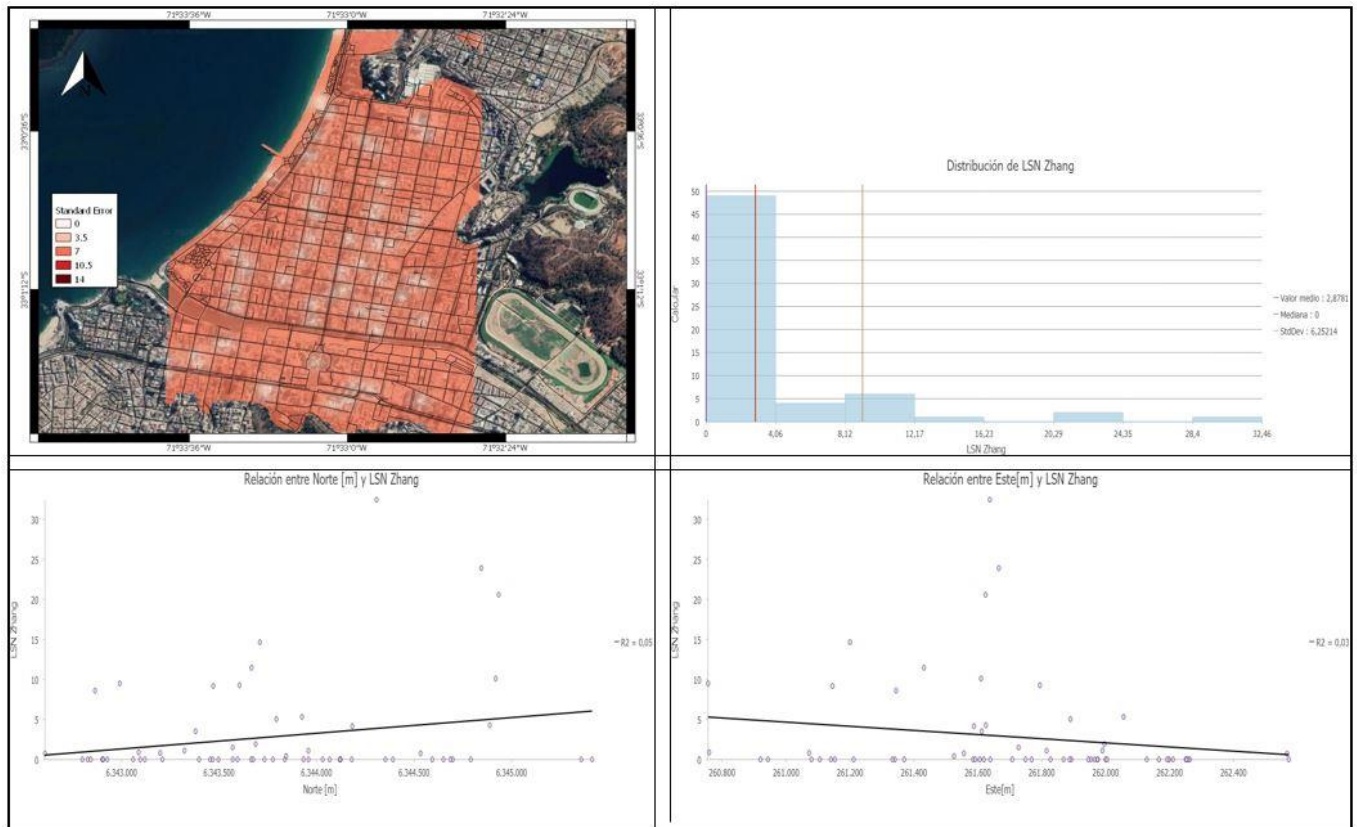


Figura A.15: Resultados complementarios LSN (Zhang et al. (2002)) Viña del Mar escenario 1; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

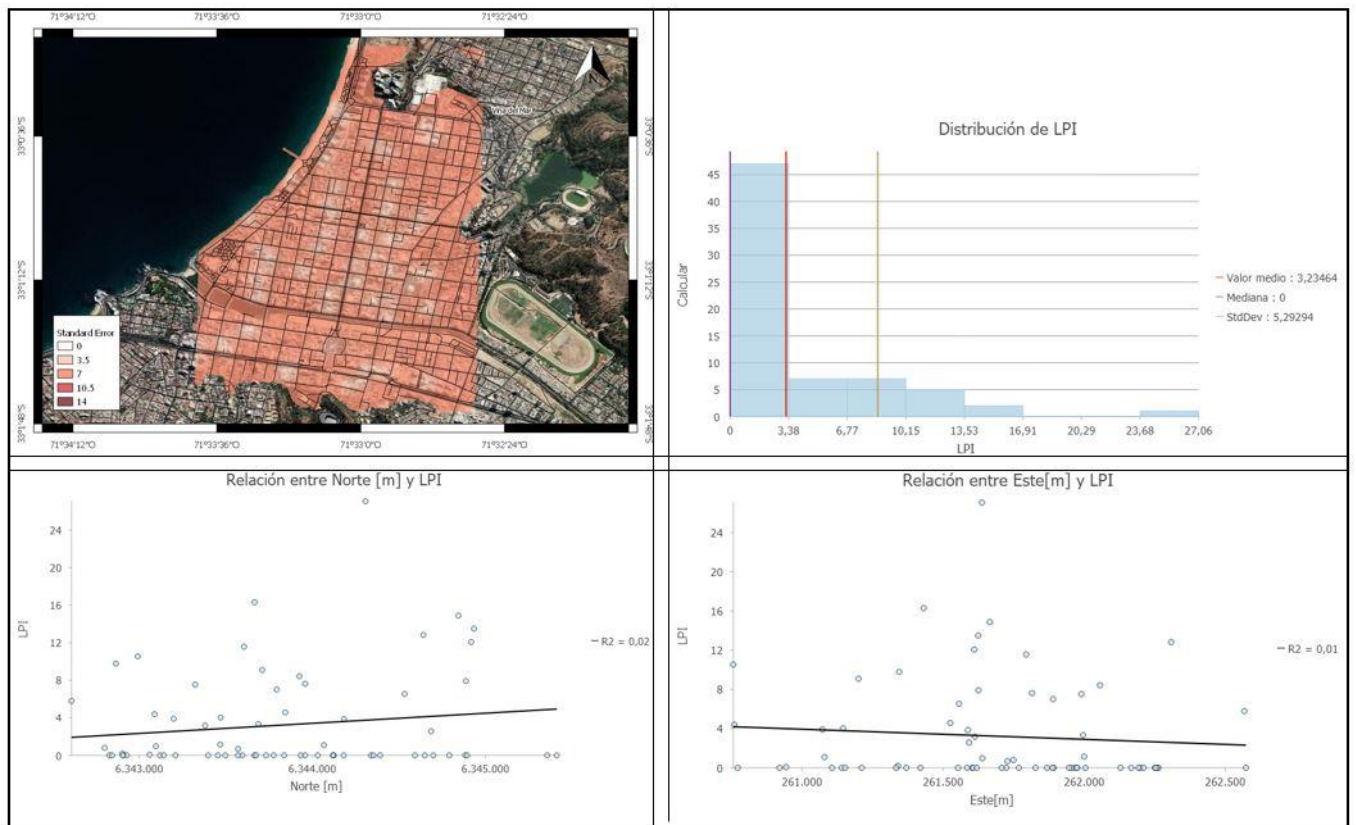


Figura A.16: Resultados complementarios LPI Viña del Mar escenario 2; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LPI; (c) Distribución espacial LPI sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LPI sentido este-oeste

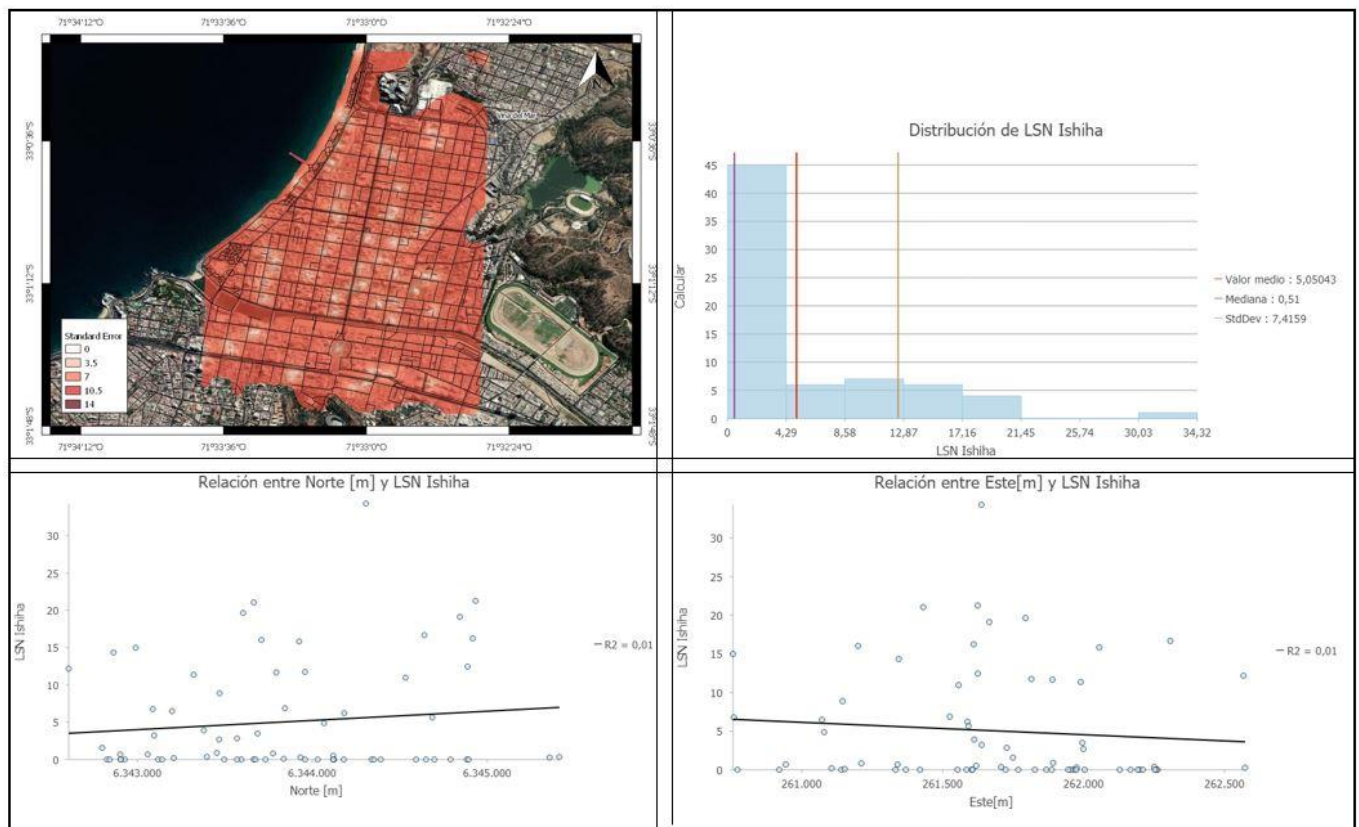


Figura A.17: Resultados complementarios LSN (Ishihara y Yoshimine (1992)) Viña del Mar escenario 2; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

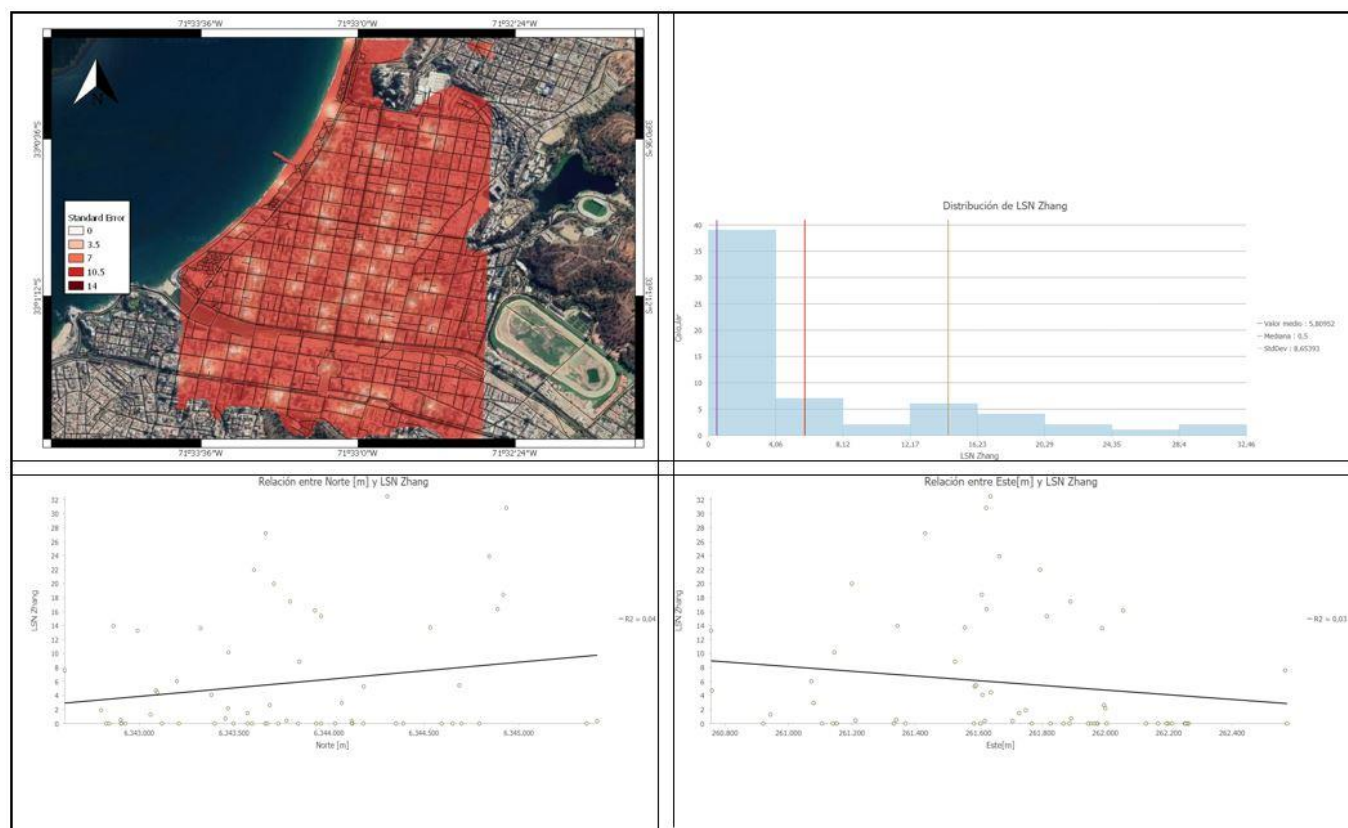


Figura A.18: Resultados complementarios LSN (Zhang et al. (2002)) Viña del Mar escenario 2; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

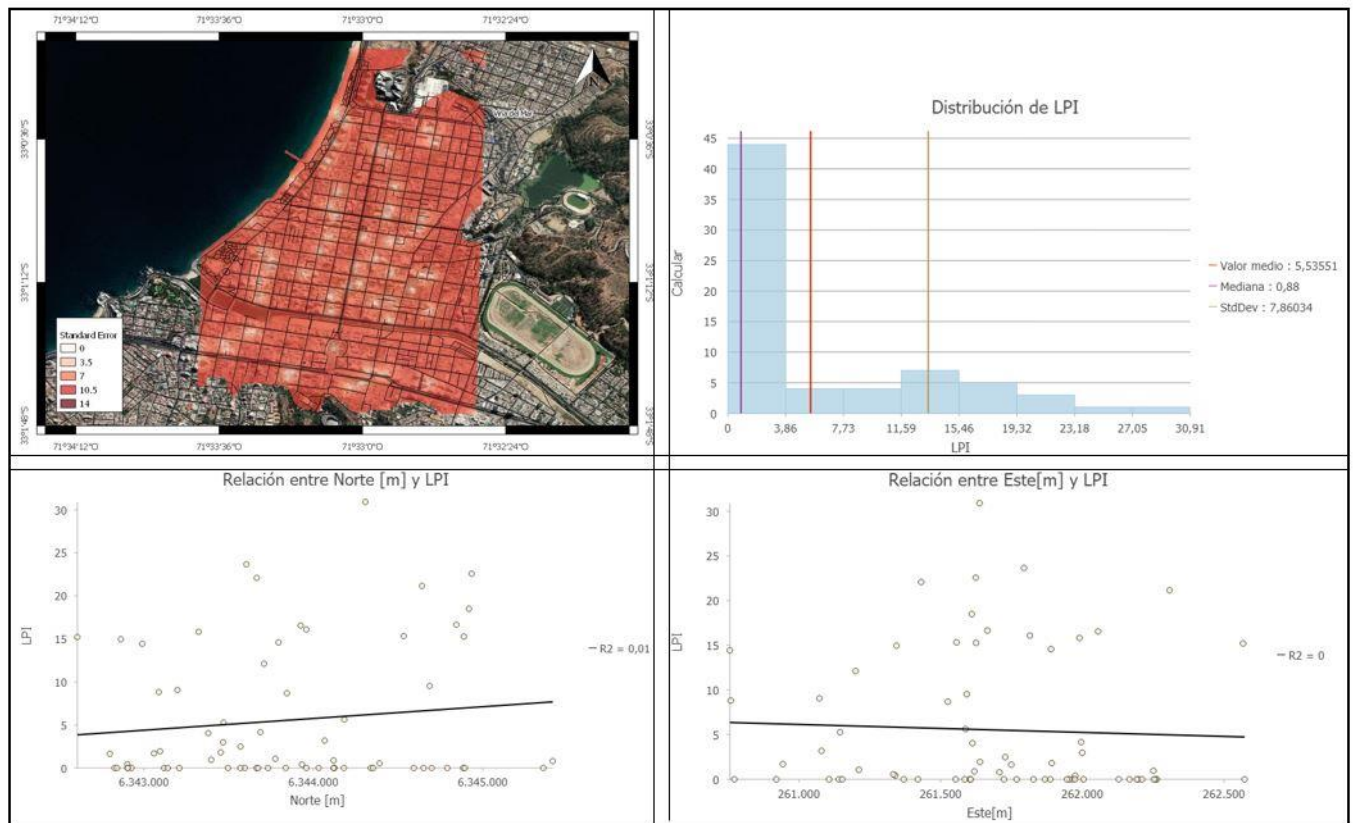


Figura A.19: Resultados complementarios LPI Viña del Mar escenario 3; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LPI; (c) Distribución espacial LPI sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LPI sentido este-oeste

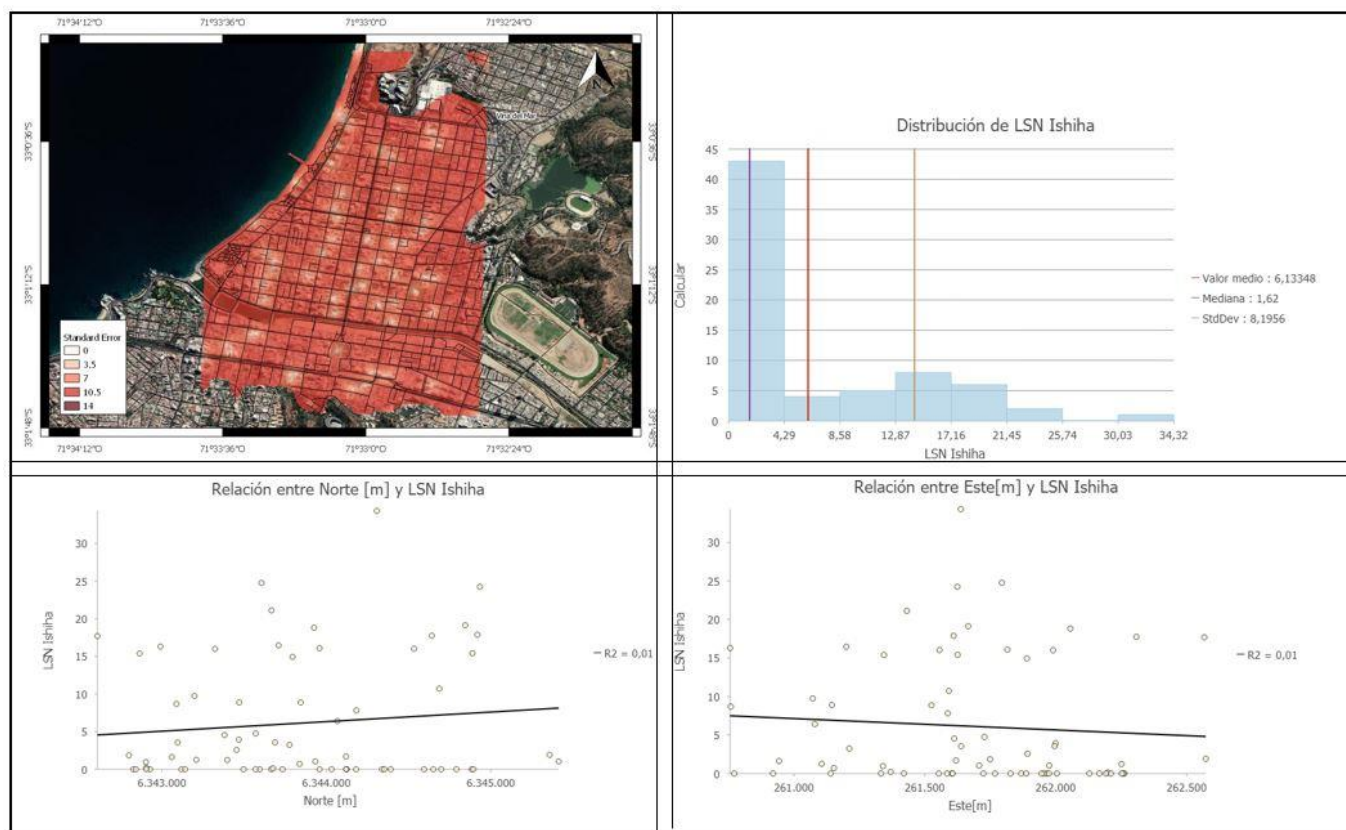


Figura A.20: Resultados complementarios LSN (Ishihara y Yoshimine (1992)) Viña del Mar escenario 3; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

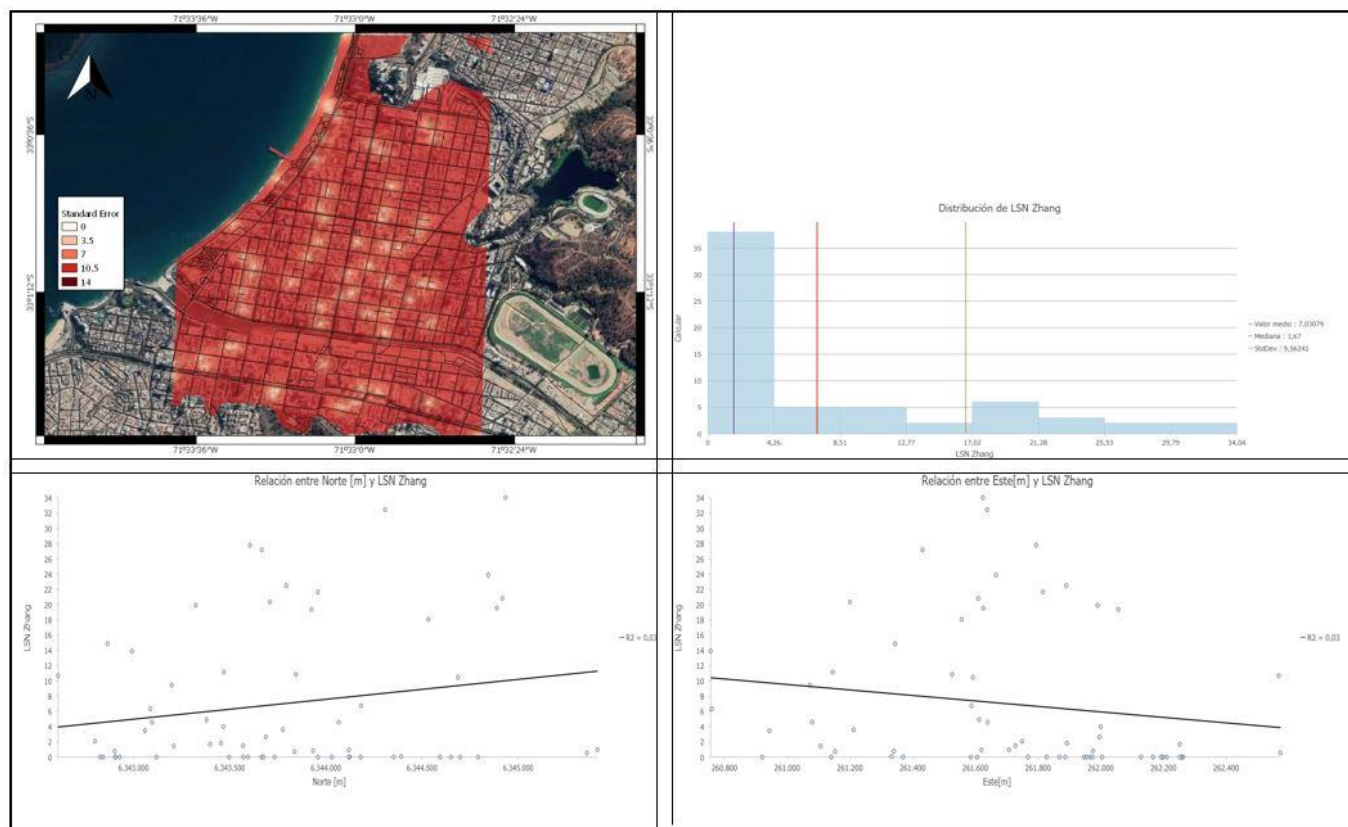


Figura A.21: Resultados complementarios LSN (Zhang et al. (2002)) Viña del Mar escenario 3; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

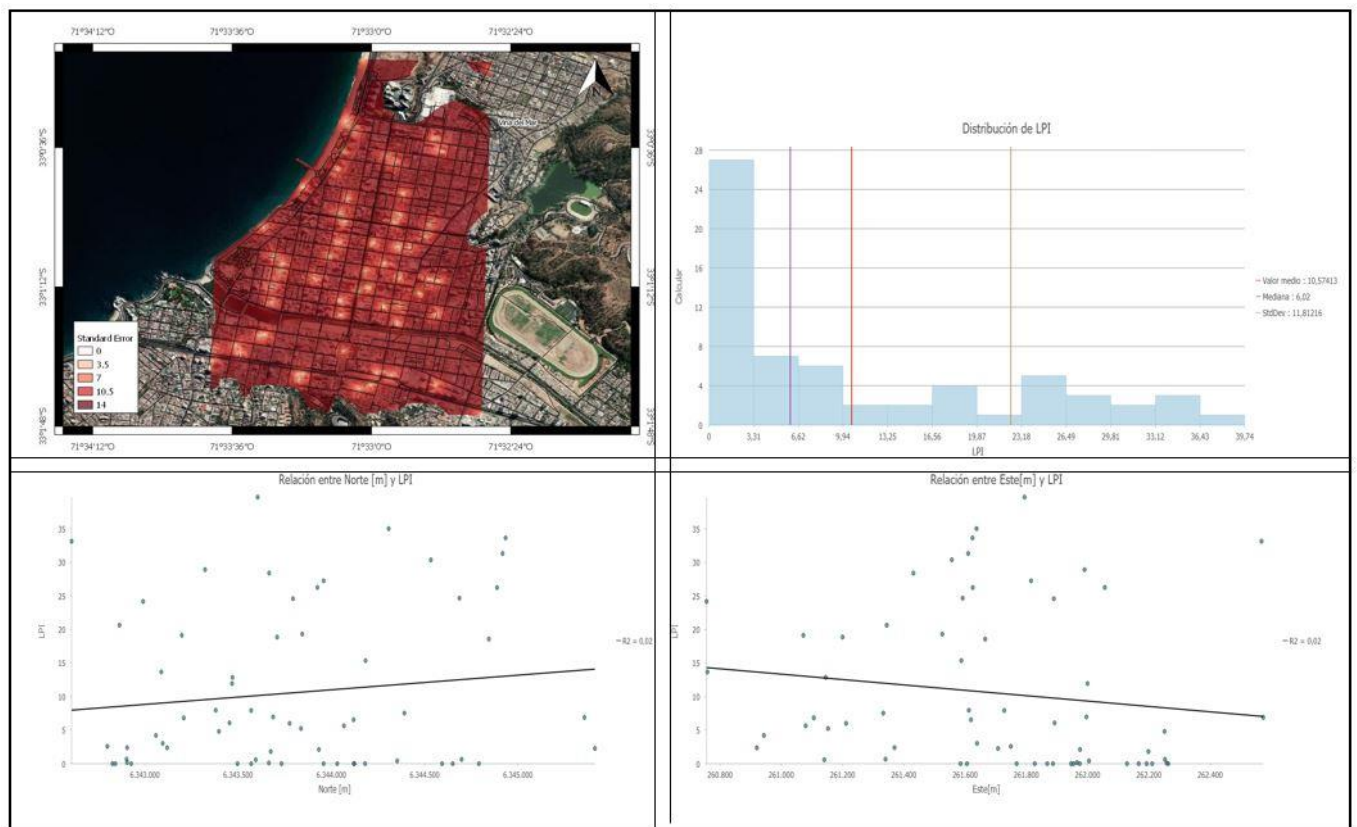


Figura A.22: Resultados complementarios LPI Viña del Mar escenario 4; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LPI; (c) Distribución espacial LPI sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LPI sentido este-oeste

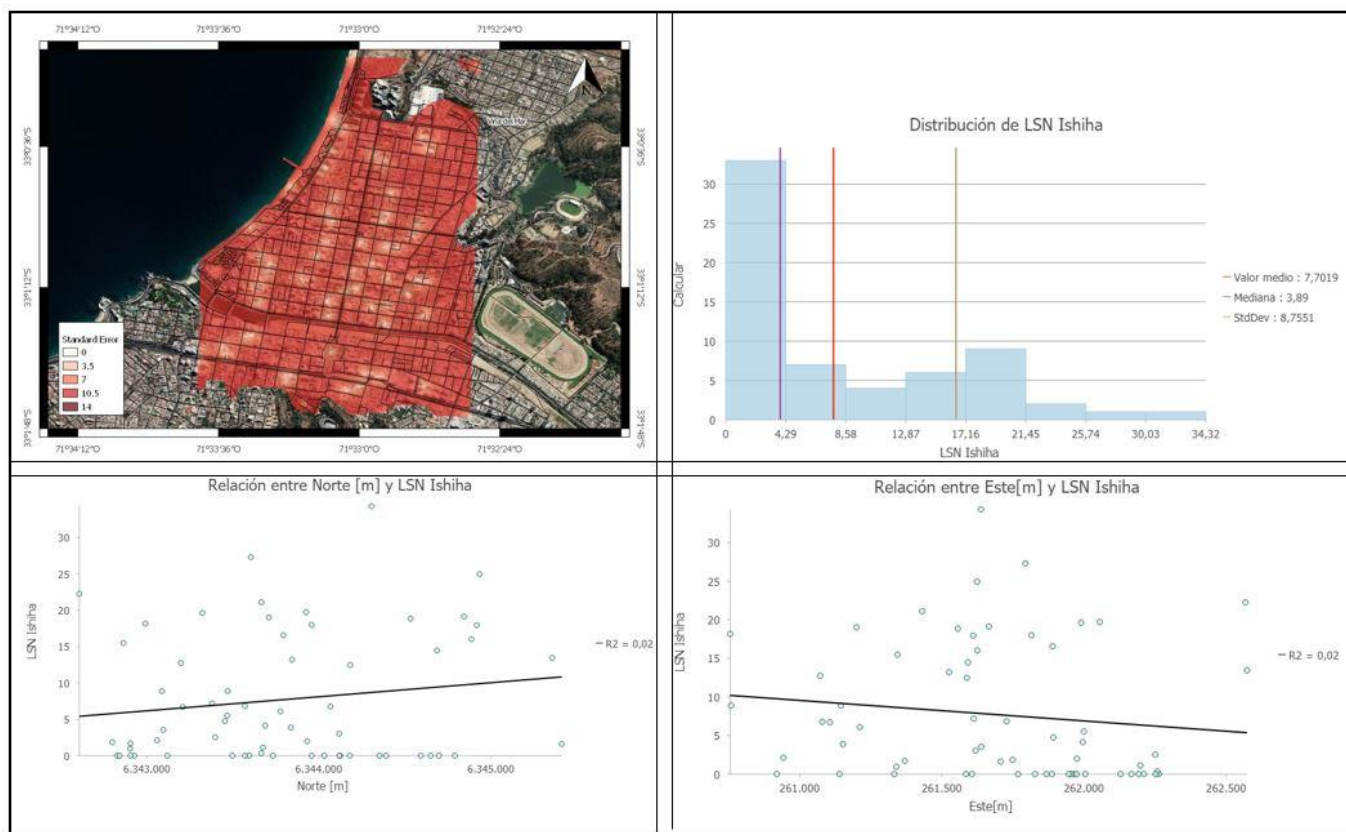


Figura A.23: Resultados complementarios LSN (Ishihara y Yoshimine (1992)) Viña del Mar escenario 4; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

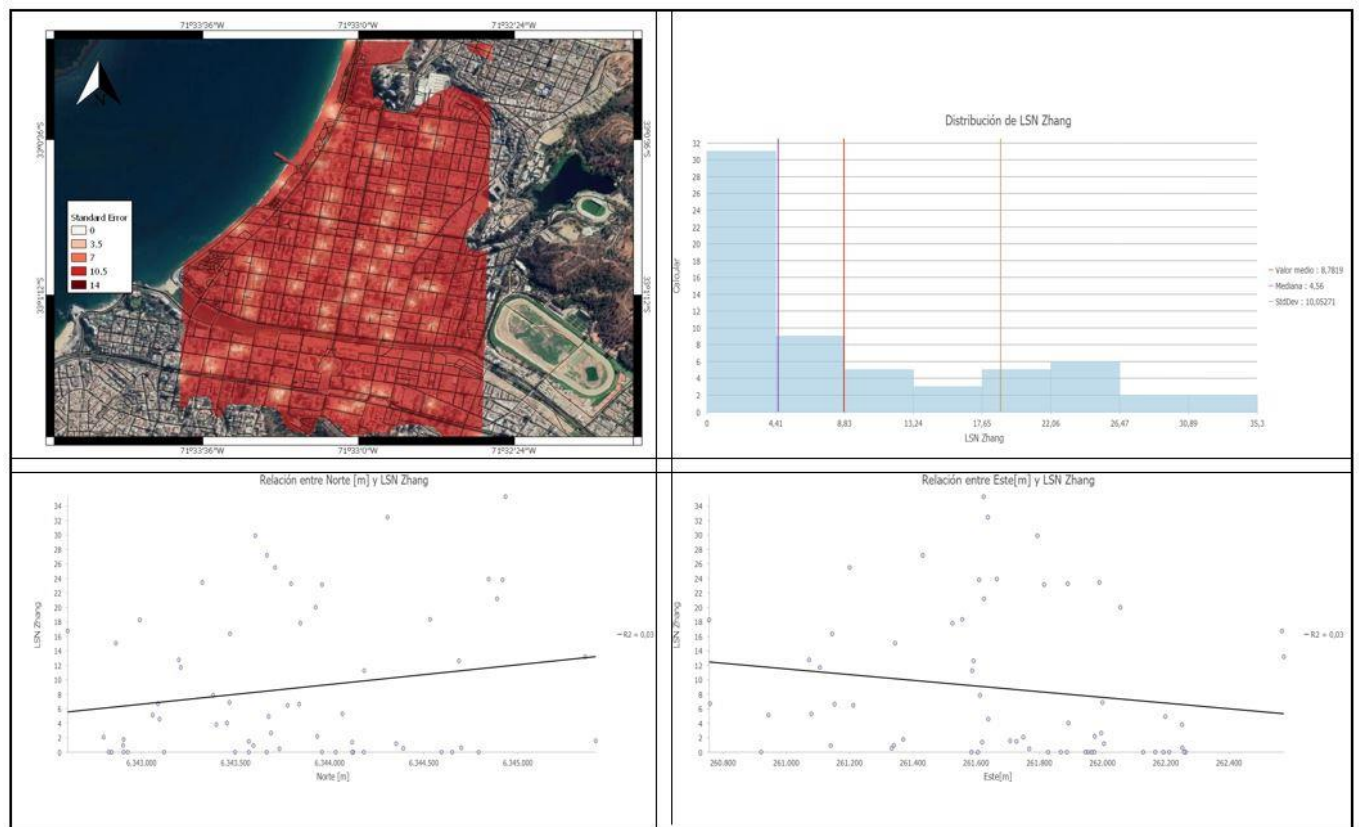


Figura A.24: Resultados complementarios LSN (Zhang et al. (2002)) Viña del Mar escenario 4; (a) Mapa de error estándar; (b) Histograma de LSN; (c) Distribución espacial LSN sentido norte-sur; (d) Distribución espacial LSN sentido este-oeste

B. Comparación métodos de interpolación

Los principales métodos considerados para realizar la interpolación fueron IDW y Kriging. A continuación, se presenta un ejemplo de valores idénticos interpolados con métodos distintos.



Figura B.1: Interpolación de LPI mediante Kriging en Viña del Mar para sismo de Mw 7.9

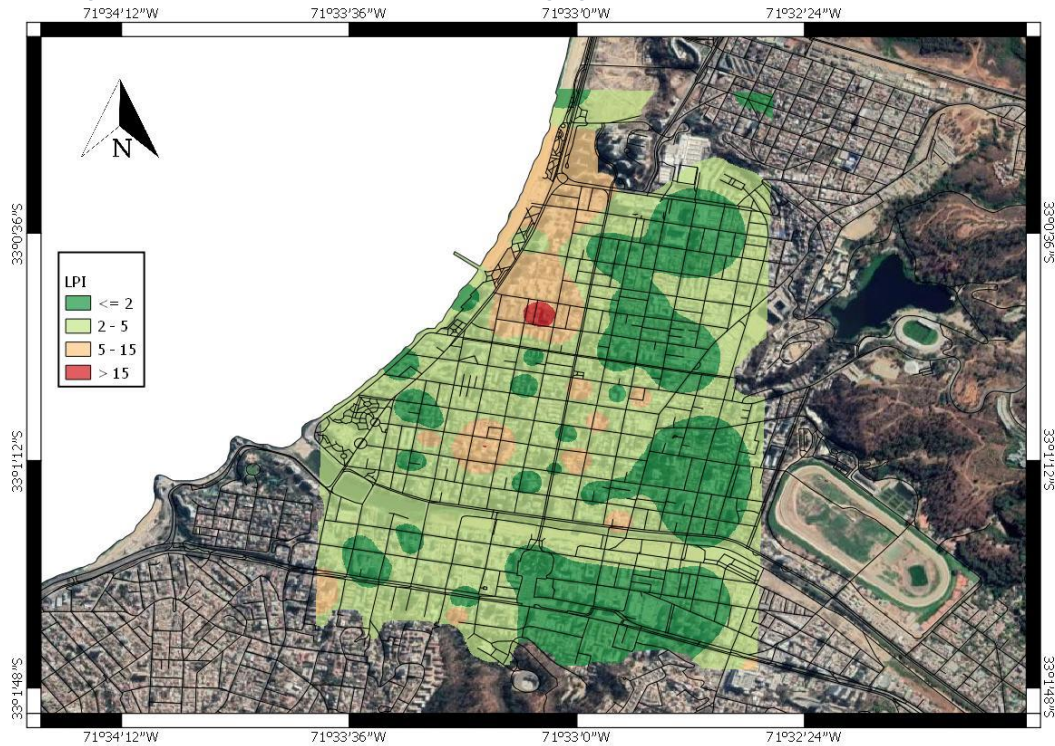


Figura B.2: Interpolación de LPI mediante IDW en Viña del Mar para sismo de Mw 7.9

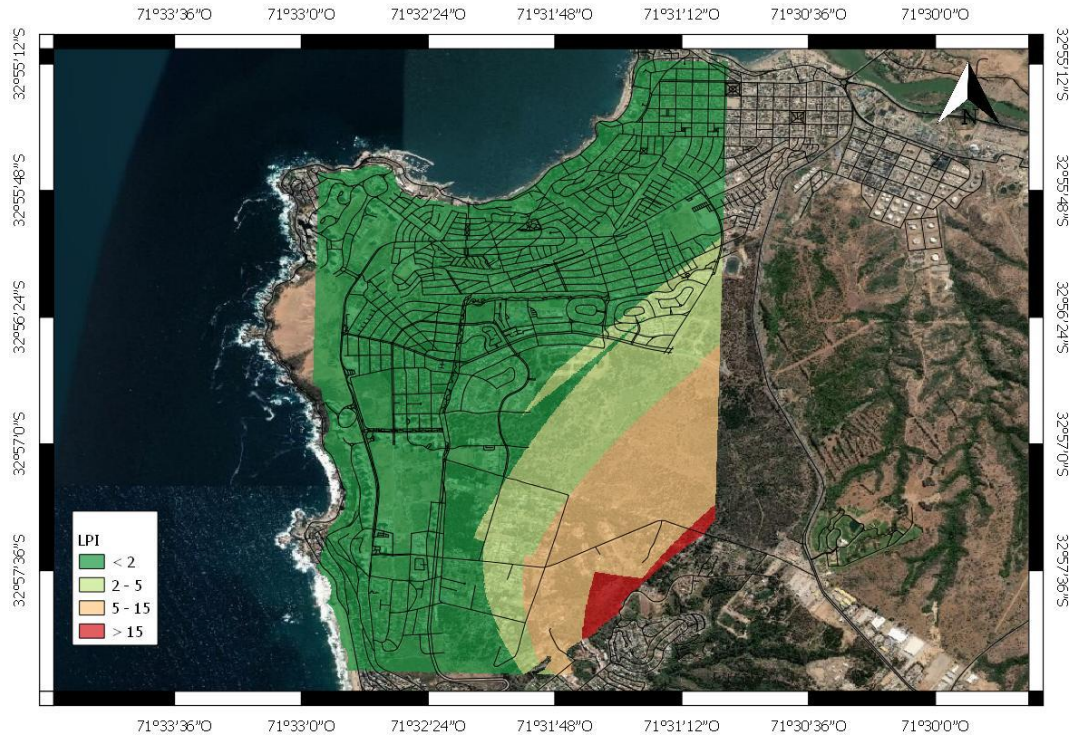


Figura B.3: Interpolación de LPI mediante IDW en Concón para sismo de Mw 7.9

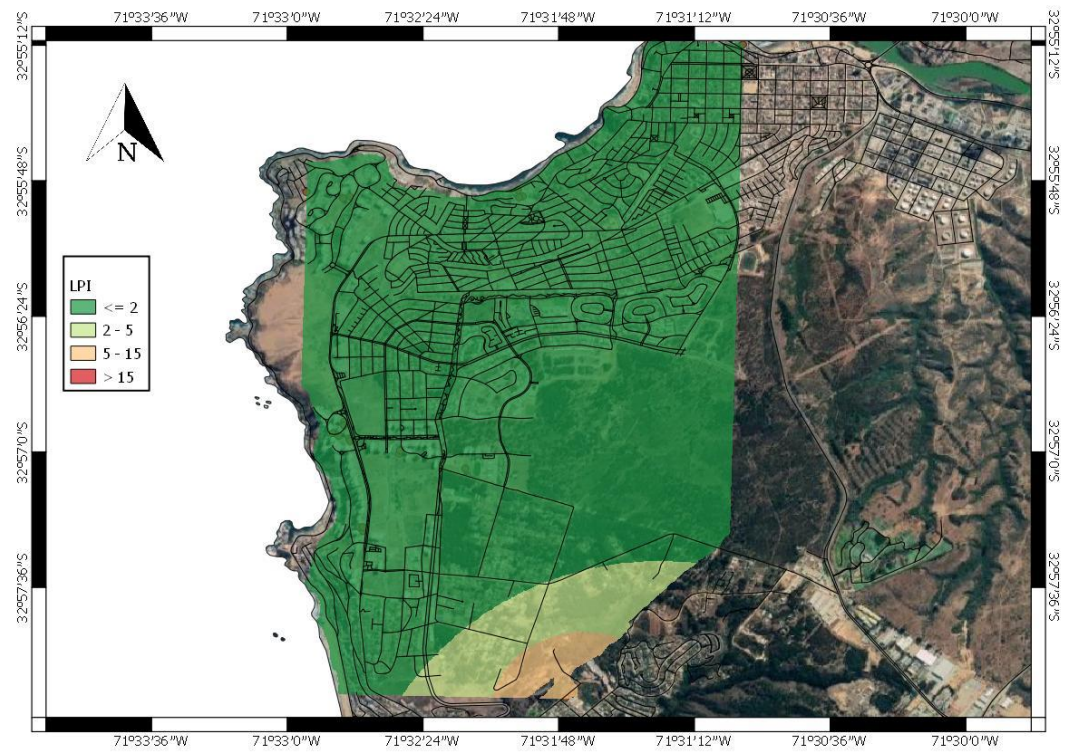


Figura B.4: Interpolación de LPI mediante IDW en Concón para sismo de Mw 7.9

C. Ejemplo de cálculo

A continuación, se presentarán los valores de un sondaje particular y los resultados del cálculo de factor de seguridad ante la licuación además de los valores obtenidos para los distintos PGD, cabe mencionar que el escenario sísmico corresponde al número 3.

Tabla C.1: Valores relevantes del sondaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos

Id Capa	Log Id	Profundidad media [m]	Profundidad Inicial [m]	Profundidad Final [m]	Espesor [m]
90	13	1	0	2	2
91	13	2.5	2	3	1
92	13	3.5	3	4	1
93	13	4.5	4	5	1
94	13	5.5	5	6	1
95	13	6.5	6	7	1
96	13	7.5	7	8	1
97	13	8.5	8	9	1
98	13	9.5	9	10	1
99	13	10.5	10	11	1
100	13	11.5	11	12	1
101	13	12.5	12	13	1
102	13	13.5	13	14	1
103	13	14.5	14	15	1
104	13	15.5	15	16	1
105	13	16.5	16	17	1
106	13	17.5	17	18	1
107	13	18.5	18	19	1
108	13	19.5	19	20	1

Tabla C.2: Valores relevantes del sondaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos (Cont.)

Finos [%]	Peso Unitario [kN/m ³]	Ubicación N.F. [m]	[m] bajo N.F.	N60	σ_v [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]
50	19.306	5.79	0	5	38.612	38.612
50	19.306	5.79	0	5	57.918	57.918
50	19.306	5.79	0	4	77.224	77.224
50	19.306	5.79	0	5	96.53	96.53
10	19.11	5.79	0	24	115.64	116.5955
10	19.11	5.79	0.71	24	134.75	129.703
10	19.11	5.79	1.71	17	153.86	139.9685
10	19.11	5.79	2.71	25	172.97	150.234
20	19.6	5.79	3.71	42	192.57	161.014
20	19.6	5.79	4.71	75	212.17	171.794
20	19.6	5.79	5.71	75	231.77	182.574
20	19.6	5.79	6.71	75	252.35	193.354
20	19.6	5.79	7.71	75	272.93	204.134
20	19.6	5.79	8.71	75	293.51	214.914
20	19.6	5.79	9.71	75	314.09	225.694
25	20.58	5.79	10.71	75	335.699	237.503
25	20.58	5.79	11.71	75	357.308	249.312
25	20.58	5.79	12.71	75	378.917	261.121
25	20.58	5.79	13.71	75	400.526	272.93

Tabla C.3: Valores relevantes del sondaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos (Cont.)

Inclinación [%]	Mw	PGA [g]	MSF	Soil Index
5.66	7.9	0.38	0.899	6
5.66	7.9	0.38	0.899	6
5.66	7.9	0.38	0.899	6
5.66	7.9	0.38	0.899	6
5.66	7.9	0.38	0.899	3
5.66	7.9	0.38	0.899	3
5.66	7.9	0.38	0.899	3
5.66	7.9	0.38	0.899	3
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4
5.66	7.9	0.38	0.899	4

Tabla C.4: Valores relevantes del sondaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos (Cont.)

Alpha	beta	rd	CSR
-0.03	0.00	1.00	0.247
-0.10	0.01	0.99	0.245
-0.16	0.02	0.98	0.243
-0.23	0.03	0.98	0.241
-0.30	0.03	0.97	0.237
-0.38	0.04	0.96	0.246
-0.46	0.05	0.95	0.258
-0.55	0.06	0.94	0.267
-0.64	0.07	0.93	0.275
-0.73	0.08	0.92	0.280
-0.82	0.09	0.91	0.284
-0.92	0.10	0.90	0.289
-1.01	0.11	0.88	0.292
-1.11	0.12	0.87	0.294
-1.20	0.13	0.86	0.295
-1.30	0.14	0.85	0.296
-1.39	0.15	0.84	0.296
-1.48	0.16	0.82	0.295
-1.56	0.17	0.81	0.294

Tabla C.5: Valores relevantes del sondeaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos (Cont.)

C_n	(N1)60	Delta_(N1)60	(N1)60cs	$CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1}$
1.61	8.05	5.61	13.66	0.145
1.31	6.57	5.61	12.18	0.134
1.14	4.55	5.61	10.17	0.119
1.02	5.09	5.61	10.70	0.123
0.93	22.23	1.15	23.38	0.256
0.88	21.07	1.15	22.22	0.236
0.85	14.37	1.15	15.52	0.161
0.82	20.40	1.15	21.55	0.226
0.79	33.10	4.48	37.58	2.029
0.76	40.00	4.48	40.00	4.133
0.74	40.00	4.48	40.00	4.133
0.72	40.00	4.48	40.00	4.133
0.70	40.00	4.48	40.00	4.133
0.68	40.00	4.48	40.00	4.133
0.67	40.00	4.48	40.00	4.133
0.65	40.00	5.07	40.00	4.133
0.63	40.00	5.07	40.00	4.133
0.62	40.00	5.07	40.00	4.133
0.61	40.00	5.07	40.00	4.133

Tabla C.6: Valores relevantes del sondeaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos (Cont.)

C_s	C_σ	K_s	K_σ
0.086	0.086	1.082	1.082
0.081	0.081	1.044	1.044
0.074	0.074	1.019	1.019
0.076	0.076	1.003	1.003
0.145	0.145	0.978	0.978
0.139	0.139	0.964	0.964
0.108	0.108	0.964	0.964
0.135	0.135	0.945	0.945
0.236	0.236	0.887	0.887
0.361	0.300	0.805	0.805
0.361	0.300	0.783	0.783
0.361	0.300	0.762	0.762
0.361	0.300	0.743	0.743
0.361	0.300	0.724	0.724
0.361	0.300	0.706	0.706
0.361	0.300	0.688	0.688
0.361	0.300	0.670	0.670
0.361	0.300	0.654	0.654
0.361	0.300	0.638	0.638

Tabla C.7: Valores relevantes del sondeaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos (Cont.)

a	b	c	ξ_0	ξ_r	K_α
0.90	0.01	0.15	-0.27	-0.27	0.95
0.90	0.01	0.15	-0.22	-0.22	0.93
0.90	0.01	0.15	-0.15	-0.15	0.92
0.90	0.01	0.15	-0.16	-0.16	0.92
0.90	0.01	0.15	-0.52	-0.52	1.18
0.90	0.01	0.15	-0.50	-0.50	1.14
0.90	0.01	0.15	-0.38	-0.38	1.00
0.90	0.01	0.15	-0.48	-0.48	1.11
0.90	0.01	0.15	-0.66	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.74	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.74	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.74	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.74	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.73	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.73	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.73	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.73	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.73	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.73	-0.60	1.39
0.90	0.01	0.15	-0.72	-0.60	1.39

Tabla C.8: Valores relevantes del sondeaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos (Cont.)

$CRR_{M,\sigma'_{vc}}$	FS	LPI
0.134	No Aplica	0.000
0.117	No Aplica	0.000
0.100	No Aplica	0.000
0.102	No Aplica	0.000
0.265	No Aplica	0.000
0.233	0.95	0.357
0.139	0.54	2.873
0.214	0.80	1.148
2.247	8.19	0.000
4.152	14.82	0.000
4.039	14.20	0.000
3.932	13.62	0.000
3.831	13.13	0.000
3.735	12.70	0.000
3.644	12.33	0.000
3.549	12.00	0.000
3.459	11.70	0.000
3.373	11.43	0.000
3.290	11.20	0.000

Tabla C.9: Valores relevantes del sondaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos (Cont.)

Ishihara y Yoshimine (1992)		
Deformación Volumétrica [%]	Deformación Volumétrica [cm]	LSN
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.93	0.93	1.43
2.62	2.62	3.50
1.57	1.57	1.85
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00

Tabla C.10: Valores relevantes del sondaje 13 y variables calculadas para determinar FS y asentamientos (Cont.)

Zhang et al. (2002)		
Deformación Volumétrica [%]	Deformación Volumétrica [cm]	LSN
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.60	0.60	0.93
1.99	1.99	2.66
0.96	0.96	1.13
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00

Tabla C.11: Resumen del sondaje 13, valores de licuación, asentamiento y desplazamiento lateral

Log Id	13
ID Perforación	15070-S1
Norte [m]	6343088
Este[m]	260759
Zona	19H
Ubicación	Vina
Elevación [m.s.n.m]	15
Nivel Freático [m]	5.79
Clasificación suelo NCh 433	D
Free Face	0.00
Menor FS	0.54
LPI	4.38
LSN Ishihara	6.78
LSN Zhang	4.72
Asentamiento Ishihara [cm]	5.12
Asentamiento Zhang [cm]	3.56
T15	1.0
D50_15	0.9
F50_15	10.0
Log Slope	-0.723
Log FreeFace	-3.254
Slope	0.189
FreeFace	0.001
Dh [m]	0.189
Tipo de análisis	Slope

D. Rutinas Computacionales

Interpolación Ishihara (Matlab)

Generación de superficie tomando puntos desde el gráfico original

```
f=[0:0.1:0.7 0.8:0.02:0.98 1:0.1:2] ;
n=[3 6 10 14 20 25 30];
[F,N]=meshgrid(f,n);
epsilon=[5.45 5.45 5.45 5.45 5.45 5.45 5.45 5.45 5.45 5.45 5.45 5.45 5.45 5.45
5.45 5.40 5.30 3.10 1.90 0.90 0.54 0.40 0.30 0.21 0.16 0.10 0.08 0.04 0;
4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49 4.49
4.49 4.40 3.20 2.06 1.80 0.90 0.54 0.40 0.30 0.21 0.16 0.10 0.08 0.04 0;
3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50 3.50
3.37 2.55 2.10 1.70 1.45 0.90 0.54 0.40 0.30 0.21 0.16 0.10 0.08 0.04 0;
```

```

        2.78 2.78 2.78 2.78 2.78 2.78 2.78 2.78 2.76 2.70 2.60 2.40 2.18 1.99
1.71 1.56 1.39 1.23 1.09 0.68 0.45 0.34 0.25 0.19 0.15 0.09 0.07 0.03 0;
        2.15 2.15 2.15 2.15 2.15 2.15 2.15 2.10 1.78 1.63 1.52 1.45 1.37 1.28
1.15 1.09 1.02 0.97 0.89 0.56 0.39 0.29 0.20 0.15 0.11 0.08 0.05 0.02 0;
        1.71 1.71 1.71 1.71 1.71 1.71 1.61 1.38 1.11 1.05 1.01 0.97 0.93 0.89
0.82 0.78 0.73 0.68 0.62 0.43 0.30 0.23 0.18 0.12 0.08 0.06 0.04 0.01 0;
        1.29 1.29 1.29 1.29 1.28 1.23 1.09 0.92 0.76 0.70 0.67 0.64 0.61 0.58
0.53 0.50 0.48 0.45 0.42 0.30 0.22 0.18 0.12 0.09 0.05 0.03 0.01 0.00 0];

```

Función que interpola

```
e=@(ff,nn) interp2(F,N,epsilon,ff,nn);
```

Vectores E_i contienen las deformaciones obtenidas, vectores FS_i y (N1)60cs contienen factor de seguridad y resistencia SPT

```

E75 = zeros(length(FS75),1);
E76 = zeros(length(FS75),1);
E79 = zeros(length(FS75),1);
E82 = zeros(length(FS75),1);
E85 = zeros(length(FS75),1);

for i=1:length(E75)
    dum1 = e(FS75(i),N160cs(i));
    E75(i) = dum1;
    dum2 = e(FS76(i),N160cs(i));
    E76(i) = dum2;
    dum3 = e(FS79(i),N160cs(i));
    E79(i) = dum3;
    dum4 = e(FS82(i),N160cs(i));
    E82(i) = dum4;
    dum5 = e(FS85(i),N160cs(i));
    E85(i) = dum5;
end

E75(isnan(E75))=0;
E76(isnan(E76))=0;
E79(isnan(E79))=0;
E82(isnan(E82))=0;
E85(isnan(E85))=0;

```

Gráfico superficie

```

close all
f_s = 0:0.01:2;
figure (1)
for i=1:length(n)
    dum = e(f_s,n(i));
    plot(dum,f_s)
    legend(sprintf('(N1)60 = %.f',n(1)),sprintf('(N1)60 = %.f',n(2)),...
           sprintf('(N1)60 = %.f',n(3)),sprintf('(N1)60 = %.f',n(4)),...
           sprintf('(N1)60 = %.f',n(5)),sprintf('(N1)60 = %.f',n(6)),...
           sprintf('(N1)60 = %.f',n(7)))
    hold on
end

grid on
title ('Cálculo de Asentamientos (Ishihara y Yoshimine 1992)')
ylabel ('Factor de seguridad ante la licuación')
xlabel ('Deformación volumétrica post licuación (%)')

```

Interpolación Zhang (Matlab)

Generación de superficie a partir de puntos del gráfico original

```

c =0:8:200 ;
f = 0:0.1:1.3;
[C,F]=meshgrid(c,f);

epsilon=[5.55 5.55 5.55 5.55 5.55 4.97 4.20 3.70 3.32 3.03 2.78 2.55 2.40 2.23
2.11 1.99 1.87 1.78 1.70 1.62 1.56 1.50 1.43 1.38 1.33 1.30;
        5.55 5.55 5.55 5.55 5.55 4.97 4.20 3.70 3.32 3.03 2.78 2.55 2.40 2.23
2.11 1.99 1.87 1.78 1.70 1.62 1.56 1.50 1.43 1.38 1.33 1.30;
        5.55 5.55 5.55 5.55 5.55 4.97 4.20 3.70 3.32 3.03 2.78 2.55 2.40 2.23
2.11 1.99 1.87 1.78 1.70 1.62 1.56 1.50 1.43 1.38 1.33 1.30;
        5.55 5.55 5.55 5.55 5.55 4.97 4.20 3.70 3.32 3.03 2.78 2.55 2.40 2.23
2.11 1.99 1.87 1.78 1.70 1.62 1.56 1.50 1.43 1.38 1.33 1.30;
        5.55 5.55 5.55 5.55 5.55 4.97 4.20 3.70 3.32 3.03 2.78 2.55 2.40 2.23
2.11 1.99 1.87 1.78 1.70 1.62 1.56 1.50 1.43 1.38 1.33 1.30;
        5.55 5.55 5.55 5.55 5.55 4.97 4.20 3.70 3.32 3.03 2.78 2.55 2.40 2.23
2.11 1.99 1.87 1.78 1.70 1.62 1.54 1.42 1.33 1.26 1.18 1.10;
        5.55 5.55 5.55 5.55 5.55 4.97 4.20 3.70 3.32 3.03 2.78 2.55 2.40 2.23
2.10 1.87 1.71 1.57 1.45 1.34 1.26 1.17 1.10 1.03 0.97 0.91;
        5.55 5.55 5.55 5.55 5.55 4.97 4.20 3.70 3.32 3.03 2.78 2.44 2.15 1.91
1.72 1.56 1.40 1.29 1.19 1.10 1.02 0.95 0.88 0.81 0.78 0.75;

```

```

5.55 5.55 5.55 5.55 5.55 4.97 4.20 3.62 3.00 2.51 2.16 1.88 1.63 1.44
1.30 1.19 1.07 0.97 0.89 0.82 0.76 0.70 0.65 0.61 0.58 0.55;
2.49 2.49 2.49 2.49 2.49 2.06 1.72 1.50 1.32 1.20 1.09 0.99 0.90 0.83
0.78 0.73 0.69 0.64 0.60 0.58 0.56 0.53 0.51 0.49 0.48 0.47;
1.12 1.12 1.12 1.12 1.12 0.99 0.88 0.79 0.72 0.68 0.62 0.59 0.56 0.53
0.50 0.48 0.46 0.44 0.42 0.41 0.40 0.39 0.39 0.38 0.37 0.37;
0.88 0.88 0.88 0.88 0.88 0.75 0.66 0.60 0.54 0.50 0.47 0.43 0.40 0.38
0.37 0.35 0.33 0.31 0.30 0.29 0.29 0.28 0.28 0.27 0.26 0.25;
0.64 0.64 0.64 0.64 0.64 0.56 0.50 0.44 0.40 0.38 0.34 0.32 0.30 0.29
0.28 0.26 0.24 0.22 0.21 0.21 0.20 0.19 0.19 0.19 0.18 0.18];];

```

Función que interpola

```
e=@(cc,ff) interp2(C,F,epsilon,cc,ff);
```

Vectores E_i contienen las deformaciones obtenidas, vectores FS_i y N160cs contienen factor de seguridad y resistencia SPT

```

E75 = zeros(length(FS75),1);
E76 = zeros(length(FS75),1);
E79 = zeros(length(FS75),1);
E82 = zeros(length(FS75),1);
E85 = zeros(length(FS75),1);

for i=1:length(E75)
    dum1 = e(CPT(i),FS75(i));
    E75(i) = dum1;
    dum2 = e(CPT(i),FS76(i));
    E76(i) = dum2;
    dum3 = e(CPT(i),FS79(i));
    E79(i) = dum3;
    dum4 = e(CPT(i),FS82(i));
    E82(i) = dum4;
    dum5 = e(CPT(i),FS85(i));
    E85(i) = dum5;
end

E75(isnan(E75))=0;
E76(isnan(E76))=0;
E79(isnan(E79))=0;
E82(isnan(E82))=0;
E85(isnan(E85))=0;

```

Gráficos de superficie


```
close all
f_s = 0.1:0.05:1.3;
figure (1)
for i=1:length(f_s)
    dum = e(c,f_s(i));
    plot(c,dum)

    hold on
end

grid on
title ('Cálculo de Asentamientos (Zhang et al. 2002)')
ylabel ('Deformación volumétrica post licuación (%)')
xlabel ('Resistencia de punta normalizada CPT')
```