



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

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ENTIBACIONES EN SUELOS FINOS DEL SECTOR ORIENTE DE SANTIAGO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MARTÍN IGNACIO ARAVENA LAUCIRICA

PROFESOR GUÍA

SEBASTIÁN ALEJANDRO BOLDRINI LÓPEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN

ROBERTO ENRIQUE GESCHE SCHULER

FELIPE AGUSTÍN OCHOA-CORNEJO

SANTIAGO DE CHILE

2020

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL
POR: MARTÍN ARAVENA LAUCIRICA
FECHA: 19/06/2020
PROFESOR GUÍA: SEBASTIÁN BOLDRINI LÓPEZ**

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ENTIBACIONES EN SUELOS FINOS DEL SECTOR ORIENTE DE SANTIAGO

Las entibaciones son estructuras de contención de suelos que permiten asegurar la estabilidad de las paredes de una excavación. Su uso se ha extendido a través de la ciudad de Santiago y el país para dar solución a la creciente demanda de utilización de espacios subterráneos, ya sea para estacionamientos, locales comerciales, transporte, u otros motivos. El sistema de entibación más utilizado en la ciudad de Santiago corresponde a las pilas discontinuas ancladas.

En el presente trabajo, se desarrollaron modelos numéricos de elementos finitos con el objetivo de estudiar el comportamiento sísmico de tres pilas discontinuas con anclajes inyectados. Estas fueron construidas como sistema de entibación de las excavaciones realizadas para los subterráneos de igual número de obras de edificación habitacional en los suelos finos del sector oriente de Santiago. Dichos suelos se presentan en el tramo distal de conos de deyección asociados a flujos ocasionales o permanentes de agua provenientes de la Cordillera de los Andes, y se extienden ampliamente por las comunas de Macul, Ñuñoa, La Reina y Peñalolén.

El comportamiento sísmico de las pilas fue analizado en términos de deformaciones laterales del sistema, asentamientos, empujes sísmicos de suelo, carga en anclajes y esfuerzos internos en pilas. Para ello, se calibraron los parámetros del suelo para cada obra analizada con un modelo constitutivo Hardening Soil with small-strain stiffness (HS small). La calibración de los parámetros se basó en un back-analysis a partir de resultados de instrumentación con inclinómetro y celdas de carga de las obras estudiadas para el caso estático. Los resultados obtenidos de este procedimiento muestran un buen nivel de correlación con otros estudios realizados sobre el mismo tipo de suelo.

Para el análisis sísmico, se utilizó la herramienta de análisis dinámico del software Plaxis 3D, la cual considera la realización de un análisis tiempo-historia mediante la imposición de un registro de aceleraciones en la base del modelo y su consecuente propagación a la superficie. Se estudió el efecto de tres registros de aceleraciones medidos en afloramientos rocosos, asociados a los sismos del 3 de marzo de 1985 y del 27 de febrero de 2010, los cuales afectaron a la zona central de Chile.

Los resultados obtenidos del análisis dinámico indican deformaciones horizontales post-sísmicas superiores a las establecidas por la norma chilena NCh3206 Of.2010, además de cargas en anclajes que superan, en algunos de los casos analizados, los límites estipulados en dicha norma. Pese a lo anterior, las evaluaciones realizadas señalan que las cargas alcanzadas no comprometen la integridad del sistema de entibación, mientras que los niveles de deformación se mantienen dentro del límite de seguridad para evitar daños a hipotéticas estructuras vecinas.

En términos de empujes sísmicos de suelos, se obtuvieron valores inferiores a los calculados mediante el método de Mononobe-Okabe, mientras que los esfuerzos internos en pilas se mantuvieron dentro de los límites establecidos para su diseño estructural. Se concluye que los resultados de los modelos numéricos deben ser validados por medio de otras metodologías tales como instrumentación extensiva de obras, o modelos físicos, las cuales permitan confirmar o refutar las hipótesis presentadas en este estudio.

... A mis papás, Fernando y Anita

Agradecimientos

Agradezco el apoyo de mi profesor guía Sebastián Boldrini, por enseñarme a aplicar la geotecnia a problemas reales, por introducirme en el modelamiento numérico e instrumentación, y por su confianza en mi trabajo. A los profesores miembros de la comisión, Felipe Ochoa y Roberto Gesche por sus aportes en la elaboración de este trabajo y por sus enseñanzas en la universidad.

A Juan Carlos Pozo, Edgardo González, Mauricio Poblete y Lucy Magaña, por facilitarme información que contribuyó enormemente al avance del trabajo.

No puedo dejar de agradecer a mis amigos de civil, los “Civilcoholicos” por esas tardes de viernes, los completos y -sobre todo- papas de Johns, los paseos civiles, el “paseo” de Geo tirando piedras por el cerro, el viaje a México, a la Carretera Austral, las tardes haciendo los infinitos informes de Sólidos, Hidráulica, Fluidos, Proyecto de Acero, y tantos otros ramos. Sin ustedes la U hubiese sido puras hojas llenas de números con lápiz grafito y borrones.

Tampoco olvido a mis amigos de Plan Común, pese a que el tiempo nos ha ido distanciando. Los almuerzos en el pasillo, los días del disfraz. A los eléctricos Diland y Moraga, por prestar el depa para ir pasar toda la noche memorizando los exámenes de Mecánica, CAA, Proba y otros ramos que prefiero no recordar.

Agradezco a mi familia, tatas, tíos, primos, y especialmente a mis papás, Anita y Fernando, por estar siempre para mí y mi hermana, por su eterno cariño, por sus enseñanzas, por darnos un cuarto de siglo de sus vidas para que no nos falte nada, por ser mi ejemplo a seguir. Todo este trabajo hubiese sido imposible sin ustedes, sin su apoyo en todo. A mi hermana Daniela, por acompañarme desde siempre, espero que este trabajo sirva de inspiración para lograr tus sueños.

Finalmente, y no por ello menos importante, agradezco infinitamente a mi polola Carla, por acompañarme durante estos seis años en Santiago, por todo lo que hemos conocido y hecho juntos, por ser mi soporte para resistir las adversidades de la vida universitaria, por compartir penas y alegrías, por todas las tardes, noches y días completos paseando, viendo películas, o solo estando junto a ti, por quererme como solo tú lo has hecho. También agradezco a ti y tu familia los veranos en La Serena, las idas a Punta Arenas, donde siempre lo pasé muy bien y me sentí querido.

A todos ustedes, gracias!

Tabla de Contenido

| | | |
|--------|---|----|
| 1. | Introducción..... | 1 |
| 1.1. | Antecedentes Generales | 1 |
| 1.2. | Objetivo General..... | 2 |
| 1.3. | Objetivos Específicos | 2 |
| 1.4. | Limitaciones..... | 3 |
| 1.5. | Metodología | 3 |
| 2. | Marco Teórico | 5 |
| 2.1. | Antecedentes geomorfológicos del suelo en estudio | 5 |
| 2.2. | Estudios previos realizados en suelos finos del sector oriente de Santiago..... | 8 |
| 2.2.1. | Luque y Mahave (1959)..... | 8 |
| 2.2.2. | Poblete (2004) | 9 |
| 2.2.3. | Sfriso (2004) | 13 |
| 2.2.4. | Estudios Línea 3 del Metro de Santiago (2011)..... | 14 |
| 2.3. | Entibaciones en los suelos finos del sector oriente de Santiago | 18 |
| 2.3.1. | Diseño de pilas de entibación ancladas | 20 |
| 2.3.2. | Deformaciones estáticas en pilas de entibación | 27 |
| 2.3.3. | Consideraciones sísmicas en el diseño de pilas de entibación..... | 29 |
| 2.4. | Instrumentación y monitoreo de entibaciones | 35 |
| 2.4.1. | Inclinómetro | 36 |
| 2.4.2. | Celda de Carga | 40 |
| 2.5. | Modelamiento Numérico | 42 |
| 2.5.1. | Plaxis 3D..... | 42 |
| 2.5.2. | Modelo Hardening Soil..... | 43 |
| 2.5.3. | Modelo Hardening Soil with small-strain stiffness (HS small) | 50 |
| 3. | Estimación de parámetros y propiedades del suelo en base a estudios previos | 55 |
| 3.1. | Propiedades índice | 56 |
| 3.1.1. | Límites de Atterberg | 56 |
| 3.1.2. | Pesos unitarios..... | 57 |
| 3.1.3. | Índice de vacíos..... | 58 |
| 3.1.4. | Gravedad específica de la fracción sólida..... | 58 |
| 3.2. | Parámetros de resistencia al corte | 59 |
| 3.3. | Ensayos de Compresión no Confinada | 61 |
| 3.4. | Módulo E50 a partir de ensayos triaxiales a humedad natural | 61 |
| 3.5. | Ensayos de Placa de Carga Horizontal Cíclicos | 63 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 3.6. | Fricción unitaria para modelamiento de anclajes | 65 |
| 3.6.1. | Resultados de Ensayos de Investigación (Pilotes Terratest) | 65 |
| 3.6.2. | Resultados de Ensayos de Aceptación (SUBT SpA) | 66 |
| 3.7. | Velocidad de onda de corte (V_s) | 67 |
| 4. | Calibración de parámetros constitutivos en base a resultados de instrumentación y monitoreo de entibaciones | 69 |
| 4.1. | Edificio Premio Nobel | 70 |
| 4.2. | Edificio Green Park | 83 |
| 4.3. | Edificio Macul | 97 |
| 4.4. | Resumen de calibración de parámetros | 111 |
| 5. | Análisis Sísmico | 113 |
| 5.1. | Definición de modelos | 113 |
| 5.2. | Registros sísmicos..... | 117 |
| 5.3. | Resultados | 121 |
| 5.3.1. | Definición de puntos de control | 121 |
| 5.3.2. | Respuesta en superficie | 123 |
| 5.3.3. | Aceleraciones en coronamiento de Pilas..... | 128 |
| 5.3.4. | Deformaciones del sistema de entibación | 129 |
| 5.3.5. | Empujes sísmicos de suelo sobre pilas | 133 |
| 5.3.6. | Cargas en anclajes | 136 |
| 5.3.7. | Esfuerzos internos en pilas..... | 137 |
| 6. | Análisis de Resultados..... | 141 |
| 6.1. | Respuesta en superficie..... | 141 |
| 6.2. | Deformaciones del sistema de entibación..... | 142 |
| 6.3. | Empujes de suelo sobre pilas | 146 |
| 6.4. | Esfuerzos internos en pilas y cargas en anclajes..... | 149 |
| 7. | Conclusiones y Recomendaciones | 151 |
| 8. | Bibliografía..... | 154 |
| Anexo A | Ensayos de Placa de Carga Horizontal Cíclicos utilizados para la calibración de parámetros (MP Ingenieros, 2002) | 157 |
| Anexo B | Registro de mediciones de inclinometría..... | 159 |
| Anexo C | Evolución de deformaciones en el tiempo de registro sísmico..... | 169 |
| Anexo D | Evolución del empuje activo de suelos en el tiempo de registro sísmico | 183 |
| Anexo E | Evolución de carga en anclajes en el tiempo de registro sísmico | 184 |
| Anexo F | Evolución de esfuerzos internos máximos (en valor absoluto) en el tiempo de registro sísmico..... | 186 |

Índice de Tablas

| | |
|---|----|
| Tabla 2.1 Resultados ensayo de Compresión Uniaxial, Finos del Oriente de Santiago (Luque y Mahave, 1959)..... | 8 |
| Tabla 2.2 Resultados ensayo de Corte Directo, Finos del Oriente de Santiago (Luque y Mahave, 1959)..... | 8 |
| Tabla 2.3 Módulos de deformación estáticos según Ensayo de Placa de Carga Horizontal (Poblete, 2004)..... | 9 |
| Tabla 2.4 Valores de módulo presiométrico, tensión horizontal geostática y tensión horizontal de rotura en sondajes Plaza Egaña, Helsinki y Los Guindos (Poblete, 2004)..... | 10 |
| Tabla 2.5 Tensiones de preconsolidación horizontal y vertical ensayo edométrico (Poblete, 2004). | 12 |
| Tabla 2.6 Parámetros propuestos por Sfriso (2004) para modelamiento en FLAC. | 14 |
| Tabla 2.7 Parámetros del suelo fino del sector oriente de Santiago para la construcción de la Línea 3 del Metro de Santiago (Petrus Ingenieros, 2011). | 15 |
| Tabla 2.8 Parámetros geotécnicos modelo Cap Yield para análisis de sensibilidad de K₀ (Leal, Pozo & Solans, 2016). | 17 |
| Tabla 2.9 Parámetros geotécnicos modelo Cap Yield para análisis de sensibilidad de E_s (Leal, Pozo & Solans, 2016). | 17 |
| Tabla 2.10 Factor de reducción para determinar el coeficiente sísmico de diseño en socavados y entibaciones con desplazamiento sísmico (NCh3206.Of2010)..... | 31 |
| Tabla 2.11 Factor de reducción por zona sísmica (NCh3206.Of2010)..... | 31 |
| Tabla 2.12 Velocidades máximas por tipo de suelo determinadas por Riddell (1993) (Manual de Carreteras, Vol. 3, 2014). | 32 |
| Tabla 2.13 Profundidades de excavación mínima a partir de la cual se debe monitorear (NCh3206.Of2010)..... | 35 |
| Tabla 2.14 Calificación del autor para el uso de distintos modelos constitutivos según aplicación, siendo A: El mejor modelo de Plaxis para la aplicación, B: Modelamiento razonable, C: Aproximación de primer orden (Plaxis 2017 Material Models Manual). | 43 |
| Tabla 2.15 Calificación del autor para el uso de distintos modelos constitutivos según tipo de carga, siendo A: El mejor modelo de Plaxis para la aplicación, B: Modelamiento razonable, C: Aproximación de primer orden (Plaxis 2017 Material Models Manual). | 43 |
| Tabla 2.16 Parámetros de entrada necesarios para el modelo Hardening Soil..... | 49 |
| Tabla 2.17 Parámetros adicionales del modelo HS Small..... | 54 |
| Tabla 3.1 Pesos unitarios a humedad natural, determinados en 26 informes de mecánica de suelos en suelos finos del sector oriente de Santiago. | 57 |
| Tabla 3.2 Resultados de ensayos de Corte Directo realizados en los suelos finos del sector oriente de Santiago (Geofun)..... | 59 |

| | |
|---|----|
| Tabla 3.3 Parámetros de resistencia al corte de diseño, definidos en 26 informes de mecánica de suelos en suelos finos del sector oriente de Santiago. | 60 |
| Tabla 3.4 Resultados de ensayos de Compresión no Confinada (CNC). | 61 |
| Tabla 3.5 Condiciones de elaboración de probetas, ensayos triaxiales a humedad natural (MP Ingenieros, 2002) | 62 |
| Tabla 3.6 Módulos de deformación E50 obtenidos a partir de ensayos triaxiales a humedad natural. | 62 |
| Tabla 3.7 Ensayos de Placa de Carga Horizontal Cíclicos realizados (MP Ingenieros, 2002) | 63 |
| Tabla 3.8 Parámetros utilizados para el modelamiento de la placa ultrarrígida en Plaxis 3D. | 64 |
| Tabla 3.9 Parámetros del Suelo Fino del sector Oriente de Santiago para un modelo constitutivo HS | |
| | S |
| mall, estimados según análisis inverso a partir de resultados de Ensayos de Placa de Carga Horizontal Cíclicos. | 64 |
| Tabla 3.10 Estimación de fricción unitaria qs a partir de ensayos de investigación (Pilotes Terratest, 2003)..... | 66 |
| Tabla 3.11 Fricción unitaria qs calculada a partir de ensayos de aceptación Edificio Premio Nobel. | 66 |
| Tabla 3.12 Fricción unitaria qs calculada a partir de ensayos de aceptación Edificio Green Park. | 67 |
| Tabla 3.13 Fricción unitaria qs calculada a partir de ensayos de aceptación Edificio Macul. | 67 |
| Tabla 4.1 Estratigrafía suelo de fundación edificio Premio Nobel (Lucy Magaña Ing. Ltda., 2016). | 70 |
| Tabla 4.2 Parámetros geotécnicos del estrato N°2 (Lucy Magaña Ing. Ltda.)..... | 71 |
| Tabla 4.3 Propiedades de anclaje Pila N°65 (instrumentada), Edificio Premio Nobel. | 71 |
| Tabla 4.4 Fechas de mediciones realizadas, Edificio Premio Nobel..... | 72 |
| Tabla 4.5 Límites de modelo Plaxis 3D, Edificio Premio Nobel. | 74 |
| Tabla 4.6 Parámetros de modelamiento de las pilas de hormigón armado, Edificio Premio Nobel. | 75 |
| Tabla 4.7 Propiedades del elemento Node to node Anchor para el modelamiento de la longitud libre del anclaje, Edificio Premio Nobel. | 75 |
| Tabla 4.8 Propiedades del elemento Embedded Beam para el modelamiento de la longitud de bulbo del anclaje, Edificio Premio Nobel..... | 76 |
| Tabla 4.9 Parámetros de Suelo Fino del sector oriente de Santiago para un modelo HS Small, obtenidos a partir de resultados de instrumentación de pila de entibación de Edificio Premio Nobel. | 77 |
| Tabla 4.10 Resultados de medición de carga en anclaje con celda de carga y comparación con carga de diseño, y carga obtenida en modelo Plaxis 3D, Pila N°65 Edificio Premio Nobel. | 82 |
| Tabla 4.11 Estratigrafía suelo de fundación edificio Green Park (Lucy Magaña Ing. Ltda., 2015). | 83 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 4.12 Parámetros geotécnicos del estrato 5 (Lucy Magaña Ing. Ltda.) | 84 |
| Tabla 4.13 Propiedades de líneas de anclaje Pila N°15 (instrumentada), Edificio Green Park. ... | 85 |
| Tabla 4.14 Fechas de mediciones realizadas, Edificio Green Park. | 86 |
| Tabla 4.15 Límites del modelo Plaxis 3D, Edificio Green Park. | 87 |
| Tabla 4.16 Parámetros de modelamiento de las pilas de hormigón armado, Edificio Green Park. | 88 |
| Tabla 4.17 Propiedades del elemento Node to node Anchor para el modelamiento de la longitud libre del anclaje, Edificio Green Park..... | 88 |
| Tabla 4.18 Propiedades del elemento Embedded Beam para el modelamiento de la longitud de bulbo del anclaje, Edificio Green Park. | 89 |
| Tabla 4.19 Parámetros de Suelo Fino del sector oriente de Santiago para un modelo HS Small, obtenidos a partir de resultados de instrumentación de pila de entibación de Edificio Green Park. | 90 |
| Tabla 4.20 Resultados de medición de carga en anclajes con celda de carga y comparación con cargas de diseño y de modelo Plaxis. Primer nivel de anclaje Pila N°15 Edificio Green Park. ... | 95 |
| Tabla 4.21 Resultados de medición de carga en anclajes con celda de carga y comparación con cargas de diseño y de modelo Plaxis. Segundo nivel de anclaje Pila N°15 Edificio Green Park. | 96 |
| Tabla 4.22 Estratigrafía suelo de fundación edificio Macul (R & V Ingenieros, 2018). | 97 |
| Tabla 4.23 Parámetros geotécnicos de Estratos 2, 3 y 4 (R & V Ingenieros, 2018). | 98 |
| Tabla 4.24 Propiedades de líneas de anclaje Pila N°29 (instrumentada), Edificio Macul. | 99 |
| Tabla 4.25 Fechas de mediciones realizadas, Edificio Macul. | 100 |
| Tabla 4.26 Límites del modelo Plaxis 3D, Edificio Macul. | 102 |
| Tabla 4.27 Parámetros de modelamiento de las pilas de hormigón armado, Edificio Macul. | 102 |
| Tabla 4.28 Propiedades del elemento Node to node Anchor para el modelamiento de la longitud libre del anclaje, Edificio Macul..... | 103 |
| Tabla 4.29 Propiedades del elemento Embedded Beam para el modelamiento de la longitud de bulbo del anclaje, Edificio Macul. | 103 |
| Tabla 4.30 Parámetros de Suelo Fino del sector oriente de Santiago para un modelo HS Small, obtenidos a partir de resultados de instrumentación de pila de entibación de Edificio Macul.... | 104 |
| Tabla 4.31 Resultados de medición de carga en anclajes con celda de carga y comparación con cargas de diseño y de modelo Plaxis. Primer nivel de anclaje Pila N°29 Edificio Macul. | 110 |
| Tabla 4.32 Resultados de medición de carga en anclajes con celda de carga y comparación con cargas de diseño y de modelo Plaxis. Segundo nivel de anclaje Pila N°29 Edificio Macul. | 110 |
| Tabla 5.1 Parámetros para modelo HS Small, primera depositación de la Grava de Santiago (Salas, 2018). | 113 |
| Tabla 5.2 Condiciones de borde utilizadas para el análisis dinámico. | 116 |
| Tabla 5.3 Descripción de registros sísmicos utilizados para análisis dinámico en Plaxis 3D..... | 117 |
| Tabla 5.4 Aceleraciones horizontales máximas registradas en superficie, modelo de elementos finitos Plaxis 3D. | 123 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 5.5 Estratigrafía de la estación Peñalolén, y velocidades de onda de compresión y de corte para cada estrato (Boroschek et al. 2012)..... | 124 |
| Tabla 5.6 Aceleraciones máximas en coronamiento de pila, Edificio Premio Nobel. | 128 |
| Tabla 5.7 Aceleraciones máximas en coronamiento de pila, Edificio Green Park. | 128 |
| Tabla 5.8 Aceleraciones máximas en coronamiento de pila, Edificio Macul. | 128 |
| Tabla 5.9 Empujes sísmicos determinados mediante análisis dinámico y comparación con Mononobe-Okabe, Edificio Premio Nobel. | 134 |
| Tabla 5.10 Empujes sísmicos determinados mediante análisis dinámico y comparación con Mononobe-Okabe, Edificio Green Park. | 135 |
| Tabla 5.11 Empujes sísmicos determinados mediante análisis dinámico y comparación con Mononobe-Okabe, Edificio Macul. | 136 |
| Tabla 5.12 Cargas sísmicas en anclaje obtenidas mediante análisis dinámico, Edificio Premio Nobel. | 136 |
| Tabla 5.13 Cargas sísmicas en anclajes obtenidas mediante análisis dinámico, Edificio Green Park. | 137 |
| Tabla 5.14 Cargas sísmicas en anclajes obtenidas mediante análisis dinámico, Edificio Macul. | 137 |
| Tabla 5.15 Esfuerzos internos sísmicos mínimos y máximos, Edificio Premio Nobel..... | 138 |
| Tabla 5.16 Esfuerzos internos sísmicos mínimos y máximos, Edificio Green Park. | 139 |
| Tabla 5.17 Esfuerzos internos sísmicos mínimos y máximos, Edificio Macul. | 140 |
| Tabla 6.1 Deformaciones laterales post-sísmicas obtenidas de análisis dinámico..... | 143 |
| Tabla 6.2 Deformaciones laterales post-sísmicas para la determinación del coeficiente sísmico de diseño k_h según NCh3206 Of.2010..... | 143 |
| Tabla 6.3 Deformaciones laterales post-sísmicas obtenidos según ecuación de Richards & Elms para los coeficientes sísmicos indicados. | 143 |
| Tabla 6.4 Distorsiones angulares máximas obtenidas de análisis dinámico. | 145 |
| Tabla 6.5 Límites de distorsión angular para diferentes categorías de daño potencial (Bjerrum, 1963)..... | 145 |
| Tabla 6.6 Distribuciones de empuje según modo de deformación (DIN 4085, 2007). | 147 |
| Tabla 6.7 Factores de utilización a flexión y corte, Edificio Premio Nobel..... | 149 |
| Tabla 6.8 Factores de utilización a flexión y corte, Edificio Green Park. | 149 |
| Tabla 6.9 Factores de utilización a flexión y corte, Edificio Macul..... | 150 |

Índice de Figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1.1 Geología superficial de la cuenca de Santiago (Leyton et al., 2011)..... | 1 |
| Figura 2.1 Red hidrográfica de la cuenca de Santiago, fragmento de la cuenca del río Maipo (Villalobos, 2019)..... | 5 |
| Figura 2.2 Unidades geotécnicas que conforman el suelo de fundación del Gran Santiago (Valenzuela, 1978)..... | 6 |
| Figura 2.3 Suelo fino con lente de grava, construcción Línea 3 Metro de Santiago, sector Fernando Castillo Velasco (ARCADIS, 2015)..... | 7 |
| Figura 2.4 (a) Variación del módulo elástico en profundidad (b) Variación de la tensión horizontal geostática en profundidad (Poblete, 2004). | 11 |
| Figura 2.5 Representación tensión-deformación modelo hiperbólico de Duncan-Chang..... | 13 |
| Figura 2.6 Bandas de variación para análisis de sensibilidad de K_0 (Leal, Pozo & Solans, 2016). | 15 |
| Figura 2.7 Pilas de entibación con un nivel de anclaje, edificio Premio Nobel (SUBT SpA, 2017). | 19 |
| Figura 2.8 Elementos básicos a dimensionar en una pila de entibación anclada en dos niveles... | 20 |
| Figura 2.9 Potenciales modos de falla en estructuras de contención flexibles ancladas (FHWA, Ground Anchors and Anchored Systems, 1999). | 21 |
| Figura 2.10 Redistribución de empujes por efecto de arco vertical (Macnab, 2002)..... | 23 |
| Figura 2.11 Condiciones de apoyo en la base para distintos grados de empotramiento, para una pila con un nivel de anclaje (Blum, 1931)..... | 24 |
| Figura 2.12 Análisis de falla de cuña profunda según método de Ranke & Ostermayer (1968) (Orostegui y Villalobos, 2010). | 26 |
| Figura 2.13 Desplazamientos horizontales en función de la profundidad de la excavación (Clough & O'Rourke, 1990)..... | 27 |
| Figura 2.14 Estimación de desplazamientos horizontales en función de la profundidad de excavación utilizando modelos de elementos finitos (Clough & O'Rourke, 1990)..... | 28 |
| Figura 2.15 Patrones de configuración deformada de estructuras de contención flexibles arriostradas (Clough&O'Rourke, 1990)..... | 29 |
| Figura 2.16 Cuña de empuje activo sísmico para método de Mononobe-Okabe (Apuntes curso Geomecánica, R. Gesche, 2018)..... | 30 |
| Figura 2.17 Ecuación de Richards & Elms para cada tipo de suelo según Tabla 2.12 (Manual de Carreteras, Vol. 3, 2014). | 33 |
| Figura 2.18 Conjunto de inclinómetro, cable y unidad de lectura (Daedong Instruments)..... | 36 |
| Figura 2.19 Tubería y sonda inclinométrica (Gouda Geo-Equipment B.V.). | 37 |
| Figura 2.20 Esquema indicativo del proceso de obtención de desplazamientos laterales a partir de mediciones con inclinómetro (Vásquez, 2018, traducido de Digitlit Inclinometer Probe Manual, 2011)..... | 38 |
| Figura 2.21 Celda de carga de cuerda vibrante (Vásquez, 2018). | 40 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.22 Partes de una celda de carga con tres puntos de cuerda vibrante (Traducido de Specto Technology)..... | 40 |
| Figura 2.23 Esquema de montaje de celda de carga en terreno (Vásquez, 2018. Traducido de Slope Indicator Company, 1994)..... | 41 |
| Figura 2.24 Unidad de lectura de cuerda vibrante para celda de carga (Vásquez, 2018)..... | 41 |
| Figura 2.25 Relación tensión-deformación modelo Hardening Soil (Adaptado de Plaxis 2017 Material Models Manual)..... | 46 |
| Figura 2.26 Esquema obtención de módulo edométrico E_{oed} (Plaxis 2017 Material Models Manual)..... | 46 |
| Figura 2.27 Concepto de ángulo de dilatancia y límite de deformación volumétrica (Plaxis 2017 Material Models Manual)..... | 49 |
| Figura 2.28 Reducción del módulo de corte (G) en función de la deformación a angular (γ_s) y rangos de deformación en los que se manejan distintos tipos de obras y mediciones (Plaxis 2017 Material Models Manual)..... | 50 |
| Figura 2.29 Resultados empíricos de Santos & Correia (2001) utilizando la ecuación de Hardin & Drnevich (Plaxis 2017 Material Models Manual)..... | 51 |
| Figura 2.30 Módulos de corte secante y tangente para modelo HS Small (Plaxis 2017 Material Models Manual)..... | 52 |
| Figura 2.31 Curva de degradación de rigidez en función del índice de plasticidad para aplicaciones estáticas (Vardanega & Bolton, 2013)..... | 53 |
| Figura 2.32 Curva de degradación de rigidez en función del índice de plasticidad para aplicaciones dinámicas (Vardanega & Bolton, 2013)..... | 53 |
| Figura 2.33 Ejemplo de comportamiento histerético de un suelo según modelo HS Small para ensayo de corte cíclico (Plaxis 2017 Material Models Manual)..... | 54 |
| Figura 3.1 Carta de plasticidad de los suelos finos del sector oriente de Santiago..... | 56 |
| Figura 3.2 Índices de vacíos en función de la profundidad, suelos finos del sector oriente de Santiago..... | 58 |
| Figura 3.3 Resultados de deformación axial unitaria vs. tensión desviadora, ensayos triaxiales a humedad natural (MP Ingenieros, 2002)..... | 62 |
| Figura 3.4 Simulación de ensayo de Placa de Carga Horizontal Cíclico en Plaxis 3D..... | 65 |
| Figura 3.5 Resultados de medición de velocidades de onda de corte V_s y comparación con estimación a partir de G₀ para los suelos finos del sector oriente de Santiago..... | 68 |
| Figura 4.1 Ubicación geográfica de obras instrumentadas (Google Earth, abril 2020)..... | 69 |
| Figura 4.2 Corte pila de entibación N°65, Edificio Premio Nobel..... | 72 |
| Figura 4.3 Esquema de situación Pila N°65 durante cada medición, Edificio Premio Nobel..... | 73 |
| Figura 4.4 Vista general del modelo Plaxis 3D, edificio Premio Nobel..... | 74 |
| Figura 4.5 Vista general de deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a nivel de sello de fundación, Edificio Premio Nobel..... | 77 |
| Figura 4.6 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación al nivel de anclaje, vista en corte Pila N°65, Edificio Premio Nobel..... | 78 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.7 Deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de anclaje, vista en corte Pila N°65, Edificio Premio Nobel. | 78 |
| Figura 4.8 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a nivel de sello de fundación, vista en corte Pila N°65, Edificio Premio Nobel. | 79 |
| Figura 4.9 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°65 Edificio Premio Nobel. (a) Excavación a nivel de anclaje (b) Tensado de anclaje. | 80 |
| Figura 4.10 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°65 Edificio Premio Nobel. (c) Excavación a nivel de sello de excavación. | 81 |
| Figura 4.11 Evolución de carga en anclaje, Pila N°65 Edificio Premio Nobel. | 82 |
| Figura 4.12 Corte pila de entibación N°15 Edificio Green Park. | 85 |
| Figura 4.13 Esquema de situación Pila N°15 durante mediciones 0, 1 y 2, Edificio Green Park. | 86 |
| Figura 4.14 Esquema de situación Pila N°15 durante mediciones 3 y 4, Edificio Green Park. | 87 |
| Figura 4.15 Vista general del modelo Plaxis 3D, edificio Green Park. | 88 |
| Figura 4.16 Vista general de deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a nivel de sello de fundación, Edificio Green Park. | 90 |
| Figura 4.17 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a primer nivel de anclaje, vista en corte Pila N°15, Edificio Green Park. | 91 |
| Figura 4.18 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a segundo nivel de anclaje, vista en corte Pila N°15, Edificio Green Park. | 91 |
| Figura 4.19 Deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de segundo nivel de anclaje, vista en corte Pila N°15, Edificio Green Park. | 92 |
| Figura 4.20 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a sello de fundación, vista en corte Pila N°15, Edificio Green Park. | 92 |
| Figura 4.21 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°15 Edificio Green Park. (a) Excavación a primer nivel de anclaje (b) Excavación a segundo nivel de anclaje. | 93 |
| Figura 4.22 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°15 Edificio Green Park. (c) Tensado de segundo nivel de anclaje (d) Excavación a nivel de sello de excavación. | 94 |
| Figura 4.23 Evolución de carga en primer nivel de anclaje, Pila N°15 Edificio Green Park. | 96 |
| Figura 4.24 Evolución de carga en segundo nivel de anclaje, Pila N°15 Edificio Green Park. | 96 |
| Figura 4.25 Vista en planta de pila N°29 y pilas adyacentes, se observa singularidad tridimensional. | 98 |
| Figura 4.26 Corte pila N°29, edificio Macul. | 99 |
| Figura 4.27 Esquema de situación Pila N°29 durante mediciones 0 a 4, Edificio Macul. | 100 |
| Figura 4.28 Esquema de situación Pila N°29 durante mediciones 5 a 8, Edificio Macul. | 101 |
| Figura 4.29 Vista en planta de disposición de contenedores de instalación de faena. | 101 |
| Figura 4.30 Vista general del modelo Plaxis 3D, edificio Macul. | 102 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.31 Vista general de deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de segundo nivel de anclaje, Edificio Macul..... | 105 |
| Figura 4.32 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a primer nivel de anclaje, vista en corte Pila N°29, Edificio Macul. | 105 |
| Figura 4.33 Deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de primer nivel de anclaje, vista en corte Pila N°29, Edificio Macul..... | 106 |
| Figura 4.34 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a segundo nivel de anclaje, vista en corte Pila N°29, Edificio Macul. | 106 |
| Figura 4.35 Deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de segundo nivel de anclaje, vista en corte Pila N°29, Edificio Macul..... | 107 |
| Figura 4.36 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°29 Edificio Macul. (a) Excavación a primer nivel de anclaje (b) Tensado primer nivel de anclaje. | 108 |
| Figura 4.37 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°29 Edificio Macul. (c) Excavación a segundo de anclaje (d) Tensado de segundo nivel de anclaje. | 109 |
| Figura 4.38 Evolución de carga en primer nivel de anclaje, Pila N°29 Edificio Macul. | 110 |
| Figura 4.39 Evolución de carga en segundo nivel de anclaje, Pila N°29 Edificio Macul..... | 111 |
| Figura 4.40 Módulo E50 propuesto en función de la profundidad y comparación con otros autores. | 112 |
| Figura 5.1 Perfil de velocidades de onda de corte en profundidad..... | 114 |
| Figura 5.2 Dimensiones modelo para análisis dinámico, vista en elevación, Edificio Premio Nobel. | 115 |
| Figura 5.3 Ancho de modelo para análisis dinámico, vista en planta (esquema sin escala), Edificio Premio Nobel..... | 115 |
| Figura 5.4 Dimensiones modelo para análisis dinámico, vista en elevación, Edificio Green Park. | 115 |
| Figura 5.5 Ancho de modelo para análisis dinámico, vista en planta (esquema sin escala), Edificio Green Park. | 115 |
| Figura 5.6 Dimensiones modelo para análisis dinámico, vista en elevación, Edificio Macul. ... | 115 |
| Figura 5.7 Ancho de modelo para análisis dinámico, vista en planta (esquema sin escala), Edificio Macul. | 116 |
| Figura 5.8 Ubicación geográfica de estaciones de registros sísmicos (Google Earth, diciembre 2016)..... | 117 |
| Figura 5.9 Registros de aceleraciones estación Las Tórtolas, sismo 2010 (8.8 M _w), componentes EW y NS..... | 118 |
| Figura 5.10 Registros de aceleraciones estación Rapel, sismo 2010 (8.8 M _w), componentes EW y NS. | 118 |
| Figura 5.11 Registros de aceleraciones estación UTFSM, sismo 1985 (7.8 M _w), componentes EW y NS..... | 119 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.12 Espectros de aceleraciones para registros Las Tórtolas, Rapel y UTFSM, amortiguamiento $\beta = 5\%$ | 119 |
| Figura 5.13 Puntos de control para análisis dinámico, Edificio Premio Nobel..... | 121 |
| Figura 5.14 Puntos de control para análisis dinámico, Edificio Green Park. | 122 |
| Figura 5.15 Puntos de control para análisis dinámico, Edificio Macul..... | 122 |
| Figura 5.16 Espectros de aceleraciones en superficie, comparación con espectros de diseño de NCh433 Of.1996 Mod. 2009 + DS61, amortiguamiento $\beta = 5\%$ | 123 |
| Figura 5.17 Espectros de aceleración estación Peñalolén y comparación con espectros obtenidos a partir de respuesta en superficie de modelo Plaxis (a) Las Tórtolas (b) Rapel (c) UTFSM. | 125 |
| Figura 5.18 Intensidad de Arias en función del tiempo de registro, estación Las Tórtolas, sismo 2010. | 126 |
| Figura 5.19 Intensidad de Arias en función del tiempo de registro, estación Rapel, sismo 2010. | 127 |
| Figura 5.20 Intensidad de Arias en función del tiempo de registro, estación UTFSM, sismo 1985. | 127 |
| Figura 5.21 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Premio Nobel (a) Registro Las Tórtolas sentido Este-Oeste (b) Registro Las Tórtolas sentido Norte-Sur..... | 129 |
| Figura 5.22 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Premio Nobel (c) Registro Rapel sentido Este-Oeste (d) Registro Rapel sentido Norte-Sur (e) Registro UTFSM sentido Este-Oeste (f) Registro UTFSM sentido Norte-Sur. | 130 |
| Figura 5.23 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Green Park (a) Registro Las Tórtolas sentido Este-Oeste (b) Registro Las Tórtolas sentido Norte-Sur (c) Registro Rapel sentido Este-Oeste (d) Registro Rapel sentido Norte-Sur. | 131 |
| Figura 5.24 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Green Park (e) Registro UTFSM sentido Este-Oeste (f) Registro UTFSM sentido Norte-Sur. | 132 |
| Figura 5.25 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Macul (a) Registro Las Tórtolas sentido Este-Oeste (b) Registro Las Tórtolas sentido Norte-Sur. | 132 |
| Figura 5.26 Distribución de empujes sísmicos, Edificio Premio Nobel..... | 133 |
| Figura 5.27 Distribución de empujes sísmicos, Edificio Green Park..... | 134 |
| Figura 5.28 Distribución de empujes sísmicos, Edificio Macul..... | 135 |
| Figura 5.29 Esfuerzos internos sísmicos en pila de entibación Edificio Premio Nobel (a) Diagrama de Corte (b) Diagrama de momento. | 138 |
| Figura 5.30 Esfuerzos internos sísmicos en pila de entibación Edificio Green Park (a) Diagrama de Corte (b) Diagrama de momento. | 139 |
| Figura 5.31 Esfuerzos internos sísmicos en pila de entibación Edificio Macul (a) Diagrama de Corte (b) Diagrama de momento..... | 140 |

| | |
|---|-----|
| Figura 6.1 Modos de deformación observados en análisis dinámico (a) Rotación con respecto a la base (b) Traslación (c) Deformación por flexión (DIN 4085 – 2007)..... | 142 |
| Figura 6.2 Perfiles de aceleración para distintas profundidades de muro (Candia et al., 2014). | 146 |
| Figura 6.3 Distribución de empujes para una entibación flexible anclada (FHWA Ground Anchors and Anchored Systems, 1999)..... | 148 |

1. Introducción

1.1. Antecedentes Generales

Los suelos finos del sector oriente de Santiago son depósitos de arcillas y limos de baja plasticidad que se presentan en el tramo distal de la unidad geomorfológica de Conos de Deyección (Valenzuela, 1978). Estos se asocian de cursos de agua ocasionales o permanentes provenientes de la Cordillera de los Andes, los cuales, al perder energía en su fase final, generan la depositación de suelos finos. Estos suelos presentan características diferenciadas con respecto a otros de la cuenca de Santiago, dentro de los que se puede nombrar la Grava de Santiago, los depósitos de pumicita, y los suelos finos del sector noroeste.

En el presente trabajo, se estudia el comportamiento sísmico de entibaciones construidas en este tipo de suelo. Las entibaciones son estructuras de contención de suelos que permiten asegurar la estabilidad de las paredes de una excavación. La motivación para el desarrollo del trabajo se debe al creciente desarrollo inmobiliario en las comunas de Macul, Ñuñoa, Peñalolén, entre otras que presentan este tipo de suelo. Estas comunas han pasado de ser sectores residenciales de baja altura a sectores con una gran densidad de edificios, y por consecuencia, con necesidad de realizar obras geotécnicas tales como excavaciones.

En la Figura 1.1 se muestran las unidades geotécnicas que conforman la cuenca de Santiago según Leyton et al. (2011), en ella, se aprecia el sector que contiene a los suelos en estudio, correspondiente a la unidad IIIa.

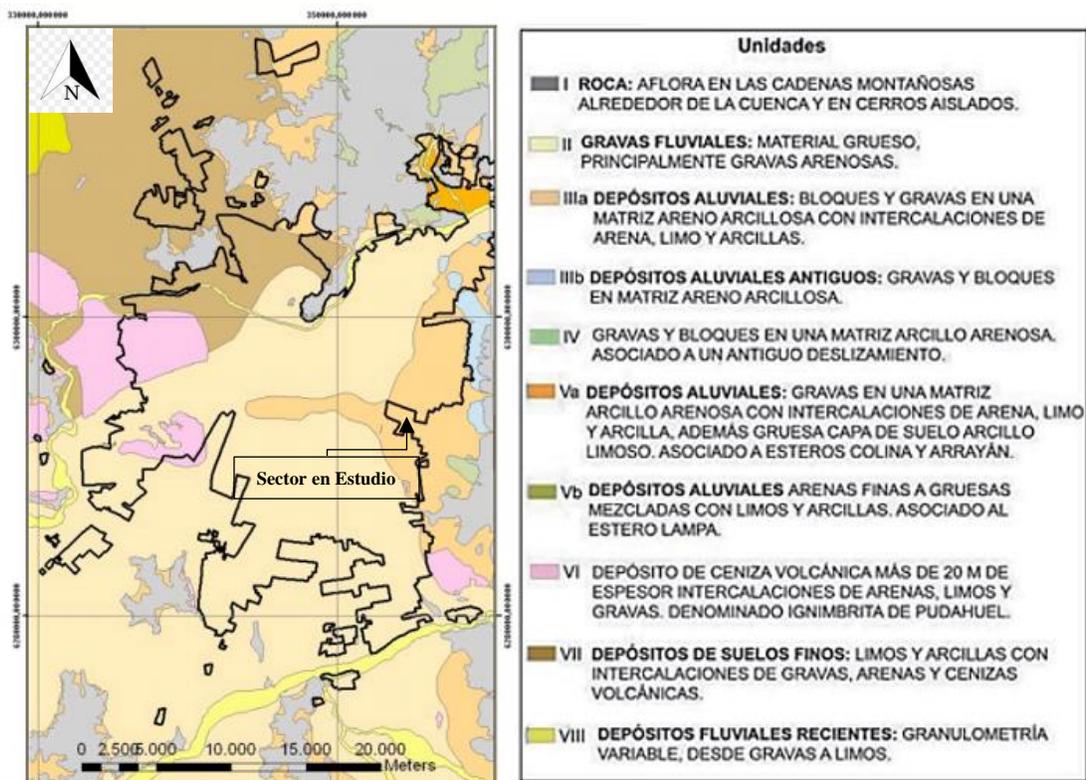


Figura 1.1 Geología superficial de la cuenca de Santiago (Leyton et al., 2011).

El análisis se realiza por medio de la elaboración de modelos de elementos finitos para tres obras instrumentadas con inclinómetros y celdas de carga. La instrumentación tiene como objetivo el estudio del comportamiento estático de las entibaciones, en términos de deformaciones y de cargas en los anclajes. Conociendo estos datos, se procede a calibrar los parámetros constitutivos del suelo en estudio, mediante la realización de un back-analysis.

Mediante esta metodología, se espera obtener valores de módulos de deformación en carga y descarga, coeficiente de empuje en reposo, entre otros parámetros, que permitan determinar con precisión las deformaciones y distribuciones de tensiones de este tipo de suelo para el diseño de estructuras de entibación. Como antecedente, se han desarrollado trabajos similares para el estudio de las propiedades de suelos tales como la Grava de Santiago (Salas, 2018) y los finos del sector noroeste (Layera, 2018).

Finalmente, se aplican estos resultados al estudio del comportamiento sísmico de entibaciones, determinando variables claves para el diseño, tales como deformaciones post-sísmicas, empujes y esfuerzos internos en elementos estructurales. Los resultados obtenidos se comparan con lo establecido en la normativa y los métodos de diseño comúnmente aplicados en la ingeniería práctica.

1.2. Objetivo General

Estudiar el comportamiento sísmico de entibaciones construidas en el suelo fino del sector oriente de Santiago, con el fin de predecir deformaciones post-sísmicas, redistribución de empujes de suelo, y tensiones en los elementos estructurales.

1.3. Objetivos Específicos

- Realizar una caracterización geomecánica de los suelos finos del sector oriente de Santiago.
- Estimar deformaciones y tensiones en entibaciones a partir del procesamiento de datos de inclinómetros y celdas de carga.
- Determinar los parámetros del modelo constitutivo que describan con mayor precisión los resultados obtenidos de la instrumentación, mediante la realización de un back-analysis en software de elementos finitos.
- Ejecutar análisis dinámicos tipo tiempo-historia de entibaciones utilizando registros sísmicos representativos del contexto nacional.
- Verificar que el diseño geotécnico y estructural de los sistemas de entibación analizados asegure su integridad frente a solicitaciones sísmicas.
- Estudiar la validez del método de reducción del coeficiente sísmico para entibaciones que admiten deformaciones laterales post-sísmicas estipulado en la norma NCh3206 Of.2010.
- Comparar las distribuciones de empuje obtenidas del análisis dinámico con las distribuciones comúnmente utilizadas para el diseño mediante métodos de equilibrio límite.

1.4. Limitaciones

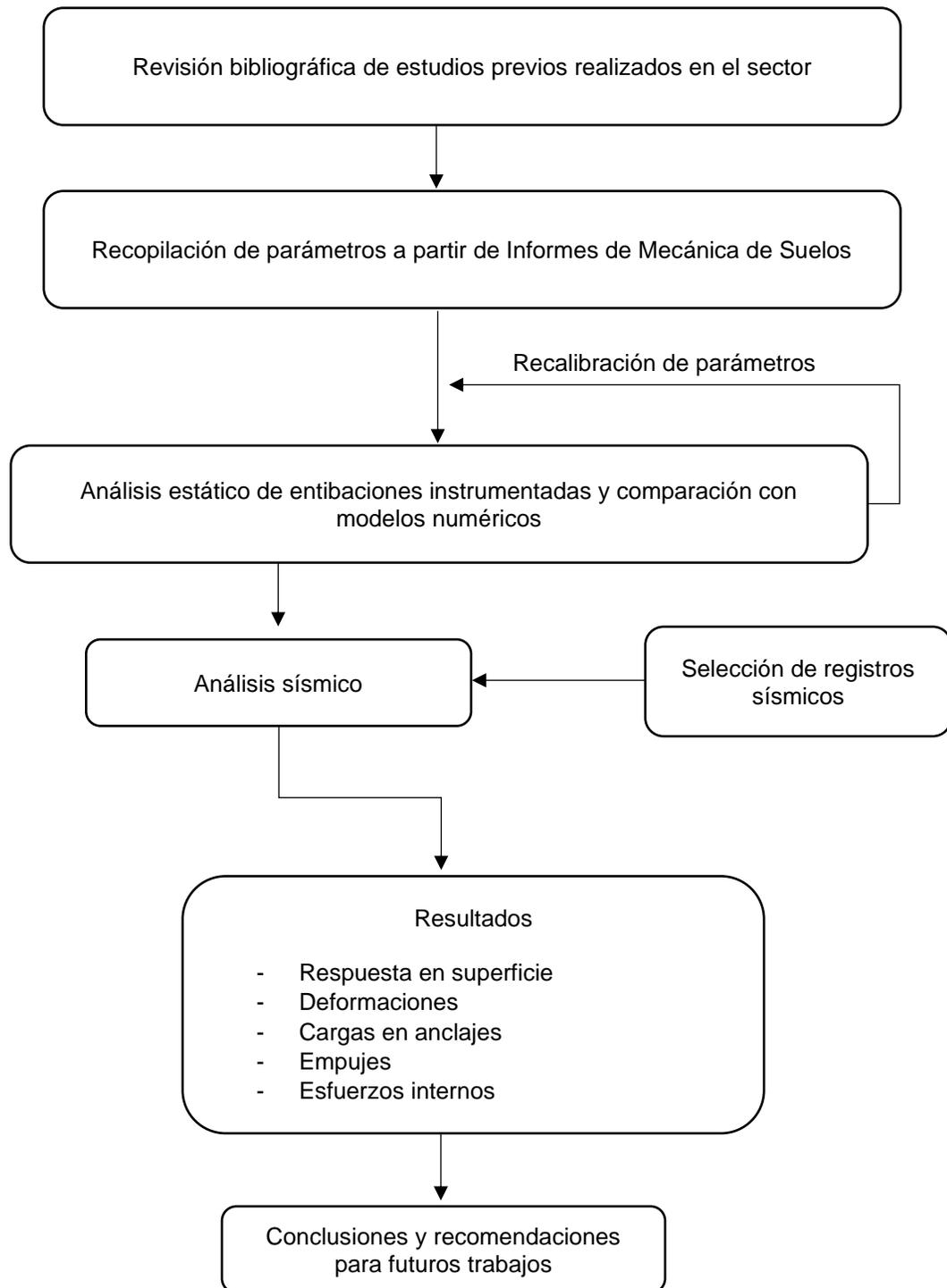
Los parámetros obtenidos en el presente trabajo solo son aplicables al análisis de las obras descritas en él. Los resultados del análisis sísmico son una simulación del comportamiento esperable para las estructuras estudiadas, utilizando los parámetros y condiciones presentadas en este trabajo, mas no es posible asegurar su total concordancia con el comportamiento sísmico real de las obras.

1.5. Metodología

Como se menciona en los antecedentes generales, el análisis sísmico se realiza mediante modelamiento de elementos finitos, utilizando el software Plaxis 3D. El modelamiento requiere la calibración de los parámetros constitutivos del suelo en estudio, lo cual se realiza mediante back-analysis de obras instrumentadas. A continuación, se enumeran los pasos metodológicos para el desarrollo de presente trabajo.

1. Revisión bibliográfica de estudios realizados en los suelos finos del sector oriente de Santiago.
2. Recopilación de parámetros obtenidos de informes de mecánica de suelos efectuados para el diseño de entibaciones en el sector en estudio.
3. Instrumentación, monitoreo y procesamiento de datos de entibaciones en el sector en estudio.
4. Elaboración de modelos de elementos finitos para el análisis estático de las obras instrumentadas y elección de modelo constitutivo que describa el comportamiento.
5. Calibración de parámetros constitutivos en base a fuentes recopiladas, evaluación del comportamiento estático de los modelos y comparación con resultados de monitoreo.
6. Recalibración de parámetros con el objetivo de adecuar el comportamiento de los modelos a las mediciones.
7. Selección de registros sísmicos para el análisis y elaboración de modelos para análisis dinámico.
8. Ejecución de análisis dinámico, utilizando los parámetros calibrados en el Punto 6 y los registros sísmicos del Punto 7.
9. Obtención y procesamiento de variables a estudiar: respuesta en superficie, deformaciones, empujes, cargas en anclajes y esfuerzos internos en pilas.
10. Análisis de resultados.

En el siguiente esquema, se muestran gráficamente los pasos a realizar para el desarrollo del presente Trabajo de Título.



De los anteriores, los suelos provenientes de conos de depósitos fluviales han sido ampliamente estudiados. Dentro de estos, destacan los depósitos del cono del río Mapocho (ripio del Mapocho), cono del río Maipo (ripio del Maipo) y cono del estero Colina (arenas y finos del Lampa y Colina).

Los suelos finos del sector oriente de Santiago, a estudiar en el presente trabajo, son parte de la tercera unidad geomorfológica mencionada anteriormente: los conos de deyección. Según Valenzuela (1978) y Varela (1991), los conos son acumulaciones sedimentarias adosadas a las laderas de la Cordillera de los Andes y Cordillera de la Costa, originados por flujos ocasionales de agua producto de lluvias intensas y deshielos, combinados con la acción gravitacional, depositándose al pie de las quebradas. Geográficamente, se ubican en la base de los cerros San Ramón y Punta de Damas, además del sector norte de La Dehesa y en los sectores de Pirque y Lipingue.

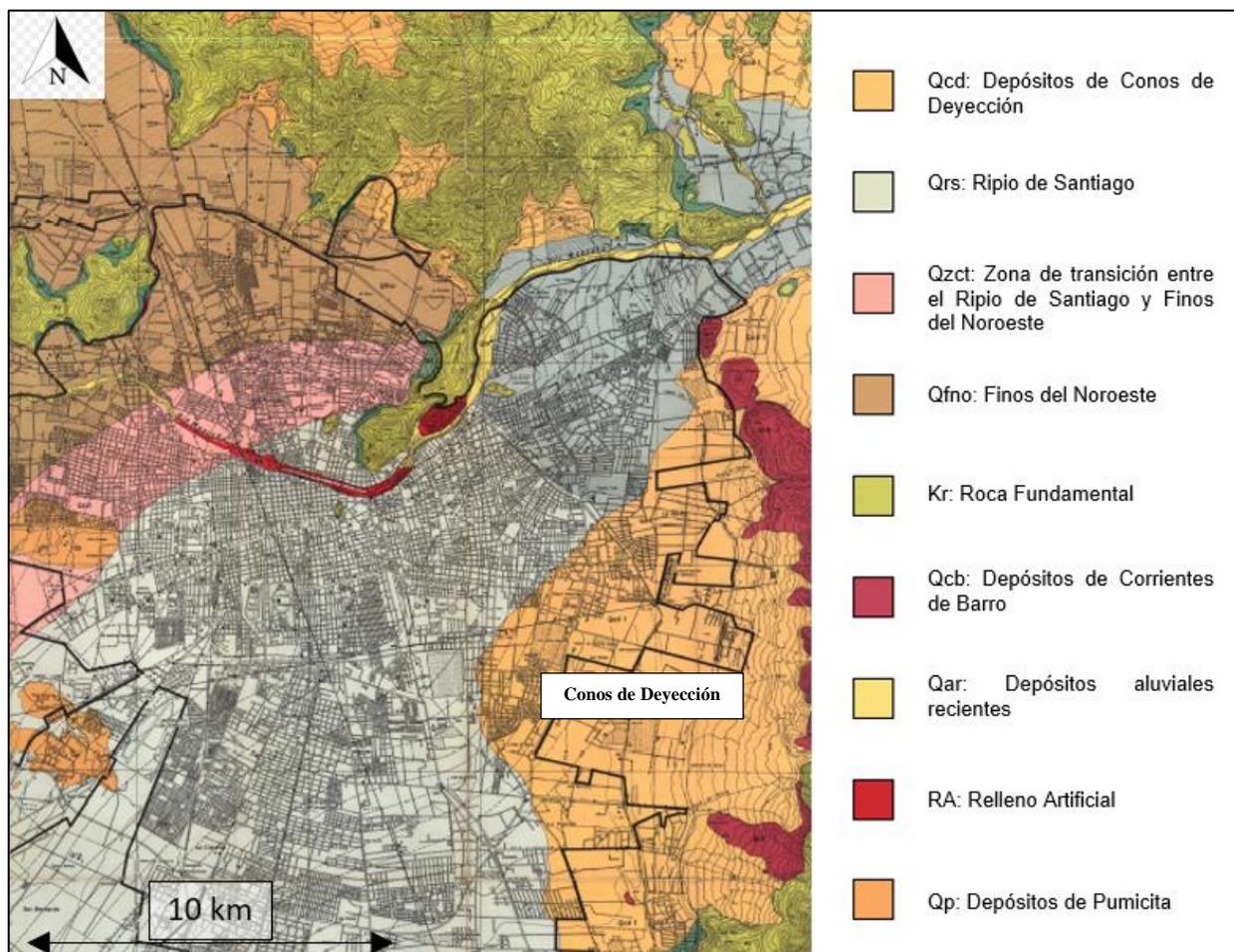


Figura 2.2 Unidades geotécnicas que conforman el suelo de fundación del Gran Santiago (Valenzuela, 1978).

La granulometría del material depositado manifiesta una gran heterogeneidad, presentándose los materiales más gruesos en la sección superior del cono. Según Poblete (2004), la mayor proporción de fragmentos gruesos se han depositado aguas arriba del canal Las Perdices, quedando el material fino en las zonas distales del cono, aproximándose a la zona de mayor densidad constructiva de Santiago. Debido a la naturaleza de la unidad, depositada en sucesivas crecidas, carece de estratificación continua.

Una muestra de esta heterogeneidad se presenta en la Figura 2.3, correspondiente al frente de excavación del túnel de la línea 3 del Metro de Santiago. En ella se observa un lente de grava (delimitado por la línea roja) que intercala un estrato de suelos finos. Poblete señala que tales lentes de grava angulosa se producen debido al escurrimiento de agua limpia en la fase final de los aluviones.



Figura 2.3 Suelo fino con lente de grava, construcción Línea 3 Metro de Santiago, sector Fernando Castillo Velasco (ARCADIS, 2015).

2.2. Estudios previos realizados en suelos finos del sector oriente de Santiago

2.2.1. Luque y Mahave (1959)

Los primeros estudios en este suelo fueron realizados por Luque y Mahave en 1959, quienes determinaron propiedades índice y mecánicas, además de delimitar su ubicación geográfica. De los resultados de granulometría y Límites de Atterberg, clasificaron el suelo como limos orgánicos de ligera plasticidad con “pequeñas características de arcillas”, con una humedad media del 25%.

En adición a lo anterior, Luque y Mahave realizaron ensayos de Compresión Uniaxial y Corte Directo con el objetivo de determinar los parámetros resistentes del suelo, de estos, obtuvieron los resultados que se muestran en la Tabla 2.1 y Tabla 2.2.

Tabla 2.1 Resultados ensayo de Compresión Uniaxial, Finos del Oriente de Santiago (Luque y Mahave, 1959).

| Cota (m) | q'_u (kg/cm ²) Suelo No Perturbado | q'_u (kg/cm ²) Suelo Remoldeado | Sensitividad |
|----------|---|--|--------------|
| 1.60 | 0.477 | 0.155 | 3.07 |
| 2.60 | 0.582 | 0.435 | 1.34 |
| 3.60 | 0.763 | 0.162 | 4.70 |
| 7.40 | 1.970 | 0.517 | 3.82 |

Tabla 2.2 Resultados ensayo de Corte Directo, Finos del Oriente de Santiago (Luque y Mahave, 1959).

| Muestra | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| Cohesión c (kg/cm ²) | 0,15 | 0,10 | 0,55 | -- |
| ϕ Muestra Remoldeada | 33°50' | 41°15' | 26°30' | -- |
| ϕ Muestra No Perturbada | 36°40' | 35°30' | 37°00' | 33°30' |

El objetivo del trabajo realizado fue determinar las características como suelo de fundación del suelo estudiado, por lo que, de los resultados vistos previamente, concluyeron que la capacidad admisible del terreno era de 1.5 kg/cm² para zapatas aisladas, y de 1.2 kg/cm² para fundaciones corridas. Además, realizaron un ensayo de consolidación, del que concluyeron que el suelo tenía un comportamiento normalmente consolidado.

2.2.2. Poblete (2004)

Importantes estudios fueron realizados en este tipo de suelo durante el proyecto de construcción de la Línea 4 del Metro de Santiago, dentro de estos, destaca el presentado por Mauricio Poblete en el V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, donde se determinaron parámetros mecánicos y resistentes del suelo en cuestión.

Poblete, define el suelo como “Arcilla arenosa aluvional del sector oriente de Santiago”, depositada en capas sucesivas de aluviones que pudieron consolidarse por secamiento antes de recibir la capa siguiente, homogénea, de gran espesor, y sin napa de agua. Clasifica la masa arcillosa predominante como CL, con un 10% a 20% de arena fina, pero también como limos ML y algunas arenas muy limosas SM (ML), con plasticidades acotadas entre el límite líquido de 25% a 40% e índice de plasticidad entre 5% y 20%. El peso unitario húmedo del suelo alcanza un valor medio de $\gamma_t=1.685 \text{ ton/m}^3$, mientras que el grado de saturación varía entre 50% y 79%.

De los ensayos de penetración estándar, observó que el número de golpes variaba en un intervalo de 15 a 50 golpes por pie, sin relación con la profundidad, lo que justificó por la presencia de gravas aisladas y/o un mayor o menor contenido de arena. A su vez, determinó que los altos valores de cohesión observados se deben a un proceso de cristalización del sílice coloidal, debido al proceso de secamiento in-situ de la arcilla, por lo que es una cohesión permanente.

En cuanto a la determinación de las propiedades mecánicas, se estudiaron los módulos de deformación de la arcilla mediante la realización de ensayos de Placa de Carga Horizontal (PCH) y ensayos de expansión con Presiómetro Menard. Adicionalmente, se realizaron ensayos triaxiales saturados (CIU) y a humedad natural (CID), además de ensayos edométricos a humedad natural. Los resultados de cada uno de los ensayos mencionados anteriormente se detallan a continuación.

- Placa de Carga Horizontal (PCH)

Se realizaron ocho ensayos de placa de carga horizontal a distintas profundidades, utilizando una placa ultrarígida de acero de 50 cm de diámetro, determinando los módulos de deformación estáticos para incursión en carga virgen según se muestra en Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Módulos de deformación estáticos según Ensayo de Placa de Carga Horizontal (Poblete, 2004).

| Estación METRO | PK | Profundidad (m) | Módulo E_{est} (Kg/cm ²) | Pruebas Nº |
|----------------|-------|-----------------|--|------------|
| R. Grecia | 8.160 | 10 | 869 | 1 |
| | | 8 | 983 | 2 |
| Los Orientales | 7.300 | 17 | 938 | 3 |
| | | 13 | 537 | 4 |
| | | 10 | 404 | 5 |
| | 6.400 | 15 | 707 | 8 |
| Pza. Egaña | 6.200 | 12 | 543 | 6 |
| | | 17 | 767 | 7 |

- Presiómetro Menard

Utilizando un Presiómetro Menard, se realizaron tres ensayos de expansión en igual número de sondajes geotécnicos, los cuales fueron perforados con barreno helicoidal para asegurar un buen ajuste de la sonda y una mínima perturbación en la pared del suelo.

Mediante este ensayo, es posible determinar los valores tensión horizontal geostática (p_0), tensión horizontal de rotura (p_1) y módulo presiométrico (E_M), el cual para el caso de arcillas es

igual al módulo elástico estático (E_{est}). Los resultados de este ensayo para cada uno de los puntos de exploración se exponen en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Valores de módulo presiométrico, tensión horizontal geostática y tensión horizontal de rotura en sondajes Plaza Egaña, Helsinki y Los Guindos (Poblete, 2004)

| Sondaje | Prof. (m) | E_M | p_o | p_l | E_M / p_l^* | Suelo |
|------------------------|-----------|--------|-------|---------|---------------|---------------|
| S-101 (P.Egaña) | 5.6 | 220.9 | 1.6 | > 14 | < 17.8 | CL |
| | 12.66 | 541.6 | 5.1 | > 10 | - | CL |
| | 14.26 | 704.4 | 3.5 | 23.2 | 35.8 | CL |
| | 16.66 | 479.2 | 3.8 | 28.1 | 19.7 | CL |
| | 18.66 | 1689.1 | 2.6 | > 24 | > 78.9 | CL |
| S-102 (Helsinki) | 4.69 | 128.3 | 1.8 | 11.1 | 13.8 | CL |
| | 10.36 | 1082.2 | 1.5 | 22.7 | 51.0 | CL |
| | 12.49 | 562.1 | 0.7 | 14.7 | 40.2 | CL |
| | 14.69 | 546.8 | 0.6 | 24.8 | 22.6 | ML |
| | 16.69 | 347.4 | 1.3 | 13.9 | 27.6 | ML |
| | 18.69 | 707.5 | 2.0 | > 18.25 | < 43.4 | SM (ML) |
| | 20.69 | 396.7 | 0.94 | > 10.25 | < 42.7 | SM (ML) |
| S-103 (Los Guindos) | 4.49 | 433.1 | 0.3 | 10.9 | 40.9 | CL |
| | 8.19 | 439.0 | 0.6 | > 16.50 | < 27.6 | CL Arenoso |
| | 10.69 | 619.2 | 0.8 | 23.8 | 26.9 | CL |
| | 12.19 | 519.1 | 1.2 | 14.7 | 38.5 | ML |
| | 13.69 | 448.7 | 1.4 | 17.2 | 28.4 | ML |
| | 15.19 | 416.3 | 0.9 | 15.9 | 27.8 | ML Arenoso |
| | 16.69 | 627.6 | 1.4 | 20.5 | 32.9 | ML Arenoso |
| | 18.19 | - | 1.1 | > 12.5 | | ML |

De los resultados anteriores, Poblete observó que la razón $E_M/p_l > 16$ en la amplia mayoría de los ensayos refleja un alto grado de preconsolidación del suelo, confirmándose esto con los ensayos de consolidación y triaxiales, este comportamiento difiere con lo mostrado por Luque y Mahave, quienes sostuvieron que el comportamiento de la arcilla indicaba un suelo normalmente consolidado. A la vez, observó que los resultados de módulos elásticos permiten diferenciar dos substratos de arcilla con un límite cercano a los 7 metros de profundidad, estableciéndose valores del módulo $E_{est} = 260 \text{ kg/cm}^2$ para profundidades menores a 7 metros y $E_{est} = 717 \text{ kg/cm}^2$ para profundidades mayores a dicho límite, estos resultados se resumen en la Tabla 2.4.a.

En cuanto a los valores de tensiones horizontales, Poblete concluyó que para profundidades menores a 6 a 7 metros, la tensión geostática sigue la relación clásica $p_o = K_0 \gamma z$, con K_0 variable entre 0.35 y 0.6; mientras que para profundidades entre 7 a 21 metros, la tensión horizontal geostática tiene un valor característico de $p_o = 1.10 \pm 0.44 \text{ kg/cm}^2$. Esta tensión geostática constante confirma la hipótesis de depositaciones sucesivas de aluviones, las cuales se consolidan por secamiento.

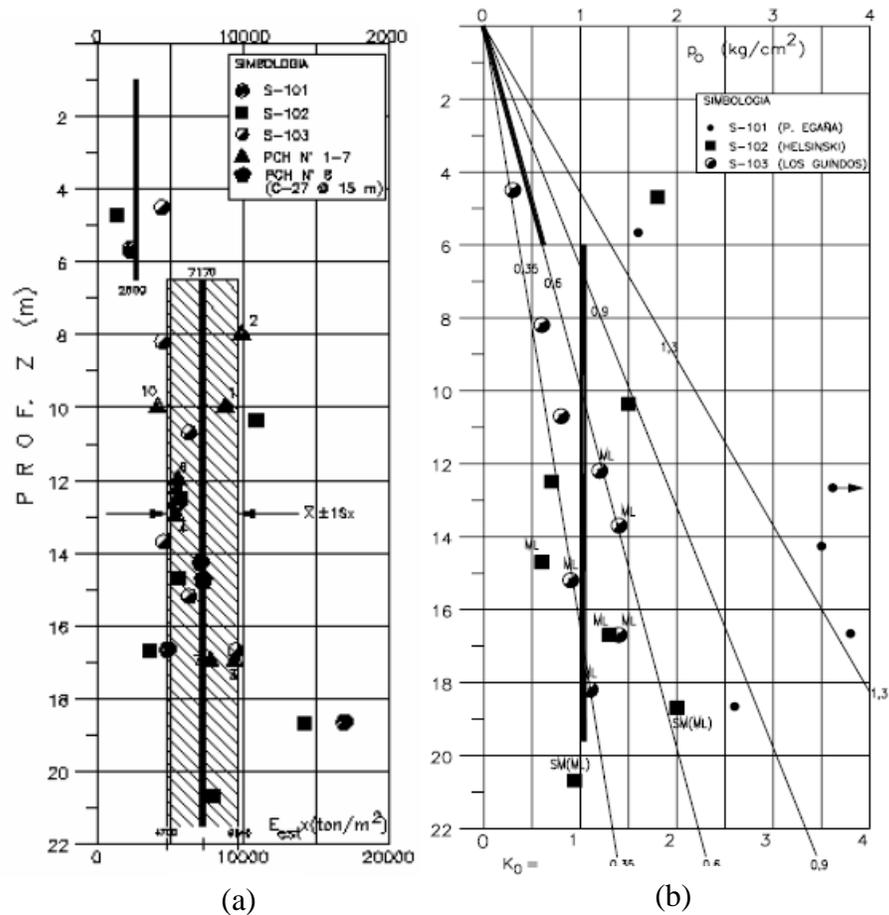


Figura 2.4 (a) Variación del módulo elástico en profundidad (b) Variación de la tensión horizontal geostática en profundidad (Poblete, 2004).

- Triaxial saturado (CIU)

Se realizaron 17 ensayos triaxiales CIU a probetas inalteradas saturadas artificialmente en laboratorio, 14 de estas presentaron una fuerte tendencia dilatante, indicando que se trata de arcillas preconsolidadas y/o compactas y cementadas. Los parámetros resistentes obtenidos fueron:

$$\phi' = 30.3^\circ \pm 2.9^\circ$$

$$c' = 0.49 \pm 0.11 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Los tres ensayos restantes no presentaron tendencia dilatante y cohesión prácticamente nula, mientras que el ángulo de fricción interna se situó en el orden del promedio mostrado anteriormente. De lo anterior, Poblete concluyó que la cohesión podía ser muy variable entre las distintas muestras y aún entre probetas de una misma muestra bloque.

- Triaxial a humedad natural

De este ensayo, se observó una gran variabilidad de la cohesión en una masa de suelo apreciada homogénea visualmente, particularmente para las muestras obtenidas bajo los 6 a 7 metros de profundidad. A pequeñas deformaciones ($\epsilon \sim 1\%$), se registran valores altos de cohesión

ampliamente variable en el rango $c = [0.9 \text{ kg/cm}^2; 2.2 \text{ kg/cm}^2]$, con una fricción poco desarrollada en torno a $\phi = 14^\circ$.

Para niveles de deformación superiores a $\varepsilon \sim 10\%$, la cohesión movilizada se asume consumida íntegramente dando paso a la fricción máxima, del orden de $\phi = 28^\circ$. Para muestras más superficiales, a profundidades menores a 6 a 7 metros, la cohesión alcanza un valor más reducido en torno a $c = [0.5 \text{ kg/cm}^2; 0.7 \text{ kg/cm}^2]$, mientras que $\phi \sim 39^\circ$.

- Ensayo edométrico

Se ejecutaron ensayos de compresión edométrica a humedad natural, a probetas talladas en orientación vertical y horizontal. El objetivo de los ensayos fue determinar signos de anisotropía en las tensiones de preconsolidación según la orientación de la carga.

Tabla 2.5 Tensiones de preconsolidación horizontal y vertical ensayo edométrico (Poblete, 2004).

| Calicata | Profundidad (m) | σ_{HM} (T/m ²) | σ_{VM} (T/m ²) | $\sigma_{HM} / \sigma_{VM}$ |
|----------|--------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| C-24 | 3,0 | 33,6 | 34,0 | 0,99 |
| | 12,0 | 17,2 | 17,7 | 0,97 |
| | 15,0 | 37,6 | 34,0 | 1,11 |
| C-24 | 9,0 | 34,0 | | |
| | 12,0 | 35,0 | | |
| | 15,0 | 26,0 | | |
| | 18,0 | 12,0 | 17,0 | 0,71 |
| C-26 | 2,0 | | 33,1 | |
| | 3,5 | 34,3 | 33,5 | 1,02 |
| | 11,0 | 36,6 | 30,7 | 1,19 |
| | 12,5 | 21,0 | 31,1 | 0,68 |
| | 14,0 | | 34,0 | |
| | 15,5 | | 32,3 | |
| | 20,0 | 34,5 | 23,3 | 1,48 |
| C-27 | 2,0 | | 31,9 | |
| | 3,5 | | 34,0 | |
| | 5,0 | 32,5 | | |
| | 13,5 | 15,4 | | |
| | 15,0 | 36,6 | | |
| | 19,5 | 29,6 | 20 | 1,48 |
| | 21,0 | 31,1 | | |
| Promedio | | = | | 1,07 |

De dichos resultados, se concluyó que las tensiones de preconsolidación no guardan relación con la profundidad de la muestra, lo que es consistente con los resultados mostrados en otros ensayos y con la hipótesis de preconsolidación de capas sucesivas. Adicionalmente, se concluyó que debido a la proximidad a la unidad de la razón $\frac{\sigma_{HM}}{\sigma_{VM}}$, las arcillas serían esencialmente isotrópicas.

2.2.3. Sfriso (2004)

También en el contexto de la construcción de la Línea 4 del Metro de Santiago, se solicitó la asesoría de Alejo Sfriso para la caracterización mecánica del depósito de suelos finos en estudio. El objetivo de dicho trabajo fue determinar los parámetros que permitiesen calibrar un modelo constitutivo para el análisis numérico en FLAC, utilizando información de estudios geotécnicos realizados con anterioridad por Mauricio Poblete y Pedro Ortigosa. Según Sfriso (2004), estos suelos clasifican como CL o CL-ML, constituyendo buenos materiales para la tunelería, siendo las mayores fuentes de incertidumbre las relacionadas a la presencia de bolsones de suelo granular, los cuales podían afectar en términos constructivos.

Sfriso, concordando con lo mostrado por Luque-Mahave y Poblete, describe el suelo como arcillas de deyección poco compactas a compactas (SPT 4 a 30), de baja plasticidad (Límite Líquido ω_L 28 a 36, e Índice de Plasticidad I_p 8 a 15), preconsolidadas por desecación y parcialmente saturadas (saturación S_r 40% a 80%). Las unidades estratigráficas tienen espesores muy variables desde unos pocos centímetros a varios metros, lo que se condice con el modo de depositación por arrastre catastrófico seguidos de interperismo, con episodios aislados de arrastre de materiales por agua y frecuentes fallas de laderas, sin observarse fisuración sistemática de la masa de arcilla.

En base a los resultados de los estudios de mecánica de suelos anteriormente mencionados, se proveyeron datos para la calibración de dos modelos constitutivos: un modelo de Elasticidad lineal – plasticidad sin endurecimiento con criterio de Mohr-Coulomb, el cual genera resultados menos representativos, pero con un bajo costo computacional, y en segundo lugar se calibra un modelo de Elasticidad lineal – plasticidad con endurecimiento con criterio de Mohr-Coulomb, el cual genera resultados con mayor grado de representatividad, a un mayor costo computacional. El segundo modelo, permite la reproducción de la ecuación constitutiva de Duncan – Chang, la cual está basada en la curva de tensión-deformación que se obtiene al realizar un ensayo triaxial drenado, la cual se puede aproximar a una función hiperbólica.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (2.1)$$

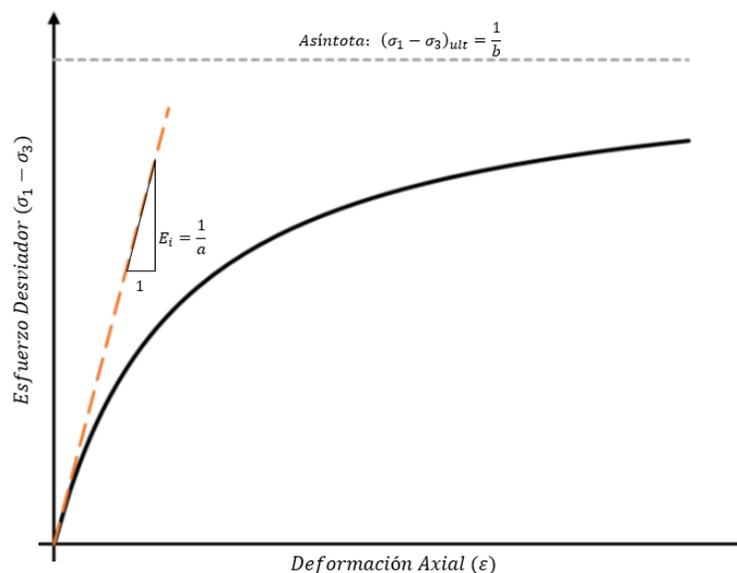


Figura 2.5 Representación tensión-deformación modelo hiperbólico de Duncan-Chang.

Considerando lo anterior, de acuerdo a los resultados de ensayos in situ y de laboratorio, Sfriso propone los valores de parámetros expuestos en la Tabla 2.6, los cuales permiten calibrar el modelo constitutivo a utilizar en FLAC, los parámetros del suelo en estudio corresponden a las columnas *Línea 4*.

Tabla 2.6 Parámetros propuestos por Sfriso (2004) para modelamiento en FLAC.

| | Unidad | LINEA 4 | | LINEA 2 | | |
|--|-------------------|-----------------|-----------------|------------------|--------------------|------------------|
| | | Unidad superior | Unidad inferior | Limos superiores | Arenas intermedias | Limos inferiores |
| Profundidad | m | 0 – 5 a 6 | >6 | 0 – 5 a 7 | 5 a 7 – 7 a 9 | > 7 a 9 |
| PROPIEDADES FÍSICAS Y ESTADO DE TENSIONES | | | | | | |
| Clasificación | – | CL | CL | ML | SM | CL |
| Humedad ω | % | 18 – 27 | 21 – 26 | 14 – 30 | 12 – 24 | 22 – 32 |
| Peso unitario γ | KN/m ³ | 17.3 – 17.8 | 17.5 – 18.1 | 18.0 – 18.4 | 19.0 – 19.7 | 18.0 – 18.8 |
| Skempton $A = \Delta u / \Delta \sigma_d$ | – | 0.15 – 0.40 | -0.10 – 0.15 | 0.35 – 0.55 | -0.05 – 0.05 | 0.00 – 0.25 |
| Preconsolidación vert. σ_{pv} | KPa | 60 – 80 | 80 – 120 | 50 – 60 | 15 – 25 | 60 – 80 |
| Empuje en reposo K_0 | – | 0.60 – 0.90 | 0.50 – 0.60 | 0.65 – 0.80 | 0.40 – 0.55 | 0.50 – 0.60 |
| SPT | – | 8 – 15 | 10 – 25 | 4 – 8 | 8 – 15 | 8 – 20 |
| PARÁMETROS MECÁNICOS EN ETAPA DE CONSTRUCCIÓN | | | | | | |
| Young elástico E_{ui} | MPa | 70 – 120 | 110 – 160 | 40 – 50 | 80 – 90 | 80 – 100 |
| Poisson elástico ν | – | 0.16 – 0.20 | 0.16 – 0.20 | 0.16 – 0.20 | 0.14 – 0.16 | 0.16 – 0.20 |
| Relación de falla R_f | – | 0.83 – 0.88 | 0.88 – 0.94 | 0.80 – 0.85 | 0.80 – 0.85 | 0.88 – 0.94 |
| Cohesión c_u | KPa | 50 – 80 | 90 – 230 | 25 – 40 | 5 – 10 | 35 – 80 |
| Fricción ϕ_u | ° | 12 – 26 | 4 – 14 | 14 – 16 | 29 – 33 | 2 – 12 |
| Dilatancia ψ | ° | 0 – 4 | 3 – 6 | 0 | 0 – 4 | 0 – 3 |
| PARÁMETROS MECÁNICOS EN ETAPA DE OPERACIÓN | | | | | | |
| Young elástico E_{di} | MPa | 60 – 90 | 90 – 140 | 30 – 40 | 65 – 80 | 65 – 100 |
| Poisson elástico ν | – | 0.16 – 0.20 | 0.16 – 0.20 | 0.16 – 0.20 | 0.14 – 0.16 | 0.16 – 0.20 |
| Cohesión c' | KPa | 10 – 20 | 10 – 35 | 5 – 15 | 0 – 5 | 10 – 25 |
| Relación de falla R_f | – | 0.80 – 0.84 | 0.85 – 0.91 | 0.78 – 0.84 | 0.75 – 0.80 | 0.85 – 0.91 |
| Fricción ϕ' | ° | 28 – 32 | 28 – 32 | 27 – 29 | 32 – 35 | 28 – 30 |
| Dilatancia ψ | ° | 0 – 2 | 0 – 4 | 0 | 0 – 2 | 0 |

De forma análoga a Poblete, Sfriso propone dos estratos con propiedades diferenciadas, estableciéndose el límite entre ambos aproximadamente a los 6 metros de profundidad. La gran variabilidad de cada uno de los parámetros adoptados en este estudio impide utilizarlo para análisis predictivos en entibaciones, sin embargo, genera un marco de referencia de posibles valores a utilizar.

2.2.4. Estudios Línea 3 del Metro de Santiago (2011)

Posterior a la construcción de la Línea 4 del Metro de Santiago, cuyos estudios de mecánica de suelos fueron expuestos en los puntos anteriores, se proyectó la construcción de una nueva línea cuyo trazado pasaría en parte por los suelos en estudio en el presente Trabajo de Título; la Línea 3. El tramo oriente de dicha línea sigue los ejes de las avenidas Irarrázaval y Larraín, encontrando suelos finos a partir del sector de Chile-España hacia el oriente. Según el informe de mecánica de suelos elaborado por Petrus Ingenieros (2011), el espesor del estrato fino aumenta de forma gradual desde 2 metros en el sector de Chile-España, a 22-24 metros en el sector de Plaza Egaña, manteniendo un espesor constante desde Plaza Egaña al oriente.

A partir de resultados de ensayos realizados en el sector en estudio, y de la experiencia del consultor en suelos similares, Petrus Ingenieros define parámetros del suelo fino del sector oriente de Santiago, con objetivo del modelamiento numérico de los túneles. Dichos parámetros se presentan en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 Parámetros del suelo fino del sector oriente de Santiago para la construcción de la Línea 3 del Metro de Santiago (Petrus Ingenieros, 2011).

| Profundidad (m) | Parámetro | |
|-----------------|--|---|
| 0 a 30 m | Módulo de deformación en (ton/m^2) si Z en (m) | $E = 2000 + 275 Z$ |
| 0 a 30 m | Módulo de Poisson | $\nu = 0.30$ |
| 0 a 30 m | Ángulo de dilatancia | $\psi = 0$ |
| 0 a 30 m | Peso unitario | $\gamma = 1.85 \text{ ton}/\text{m}^3$ |
| 0 a 12 m | Coficiente de empuje en reposo | $K_0 = 0.65$ |
| Mayor a 12 m | Coficiente de empuje en reposo | $K_0 = 0.45$ |
| 0 a 10 m | Cohesión Ángulo de fricción interna | $c = 3 \text{ ton}/\text{m}^2$ $\phi = 31^\circ$ |
| Mayor a 10 m | Cohesión Ángulo de fricción interna | $c = 5.5 \text{ ton}/\text{m}^2$ $\phi = 31^\circ$ |

La construcción de los túneles de la Línea 3 se realizó siguiendo el método NATM, el cual exige un monitoreo constante de las deformaciones generadas durante el proceso constructivo, de forma de ir realizando modificaciones en el diseño conforme a los resultados del monitoreo. Debido a esto, además de los parámetros propuestos por Petrus Ingenieros en el estudio de mecánica de suelos, se presenta un estudio realizado por ingenieros de ARCADIS quienes participaron en el modelamiento numérico y monitoreo de los túneles (Leal, Pozo & Solans, 2016). En dicho estudio, se realizaron análisis de sensibilidad para dos parámetros de modelamiento: el coeficiente de empuje en reposo (K_0) y el módulo de deformación (E_s), calibrando los parámetros que mejor se ajusten a los resultados del monitoreo.

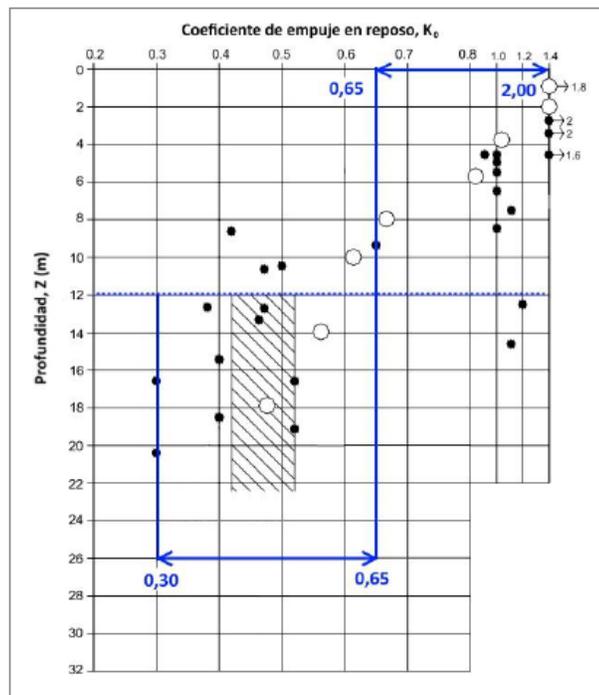


Figura 2.6 Bandas de variación para análisis de sensibilidad de K_0 (Leal, Pozo & Solans, 2016).

Las bandas de variación para el análisis de sensibilidad del módulo de elasticidad se definieron entre los siguientes valores, para una dependencia lineal del módulo con la profundidad.

- Banda inferior:

$$E = 2000 Z \text{ (kPa)}$$

- Banda superior:

$$E = 40000 + 4500 Z \text{ (kPa)}$$

Los modelos numéricos para el análisis fueron elaborados en FLAC 3D, utilizando un modelo constitutivo Cap Yield. Los parámetros de ese modelo constitutivo pueden ser asociados a los parámetros utilizados en el modelo Hardening Soil según las siguientes ecuaciones:

$$G_{ref}^e = \frac{E_{ur}^{ref}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (2.2)$$

$$K_{ref}^{iso} = E_{oed}^{ref} \quad (2.3)$$

Donde:

E_{ur}^{ref} : Módulo de deformación secante en descarga – recarga de referencia (kPa) para una tensión p_{ref} .

E_{oed}^{ref} : Módulo de deformación tangente para cargas edométricas de referencia (kPa) para una tensión p_{ref} .

ν_{ur} : Coeficiente de Poisson en descarga-recarga.

Por otra parte, el modelo constitutivo Cap Yield considera una dependencia de los módulos de deformación en función de la presión de confinamiento, y por ende de la profundidad. Para esto, se definen los módulos de deformación en función del confinamiento:

$$G_{ref} = G_{ref}^e \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.4)$$

$$K_{iso} = K_{ref}^{iso} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.5)$$

Donde:

p' : Tensión de confinamiento.

p_{ref} : Tensión de confinamiento de referencia.

m : Exponente de la relación de dependencia entre el módulo y la tensión de confinamiento.

Los análisis de sensibilidad fueron realizados considerando variaciones a partir de una matriz de combinaciones de valores de K_0 , m , G_{ref}^e y K_{ref}^{iso} . Los valores de los parámetros peso unitario, ángulo de fricción interna, cohesión, módulo de Poisson y ángulo de dilatancia son los

mismos expuestos en la Tabla 2.7 definidos por Petrus Ingenieros. A continuación, en la Tabla 2.8 y Tabla 2.9, se muestran los parámetros utilizados por los autores para la realización de los análisis, utilizando bandas de valores probables.

Tabla 2.8 Parámetros geotécnicos modelo Cap Yield para análisis de sensibilidad de K_0 (Leal, Pozo & Solans, 2016).

| Parámetro | Coeficientes de empuje en reposo | | | | | | |
|---|----------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------|
| | $K_{01}=2,00$ $K_{02}=0,65$ | $K_{01}=2,00$ $K_{02}=0,45$ | $K_{01}=2,00$ $K_{02}=0,30$ | $K_{01}=1,00$ $K_{02}=0,45$ | $K_{01}=0,65$ $K_{02}=0,45$ | $K_{01}=0,65$ $K_{02}=0,30$ | |
| Módulo de corte elástico de referencial, G_{ref}^e [kPa] | Z ≤ 12 m | 46.500 | 46.500 | 46.500 | 55.200 | 65.400 | 61.500 |
| | Z > 12 m | 59.700 | 66.800 | 76.900 | 76.900 | 84.600 | 76.900 |
| Módulo volumétrico elástico de referencial, K_{ref}^{iso} [kPa] | Z ≤ 12 m | 40.700 | 40.700 | 40.700 | 48.300 | 57.200 | 53.800 |
| | Z > 12 m | 52.200 | 58.400 | 67.300 | 67.300 | 74.000 | 67.300 |
| Potencia, m [-] | Z ≤ 12 m | 0,50 | 0,50 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,70 |
| | Z > 12 m | 0,95 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Presión de referencia, p^{ref} [kPa] | 100 | | | | | | |
| Razón de falla, R_f [-] | 0,9 | | | | | | |
| Factor de calibración, β [-] | 0,25 | | | | | | |

Tabla 2.9 Parámetros geotécnicos modelo Cap Yield para análisis de sensibilidad de E_s (Leal, Pozo & Solans, 2016).

| Parámetro | Coeficientes de empuje en reposo | | | | | |
|---|----------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---|----------------|---------|
| | $K_{01}=0,65$ $K_{02}=0,30$ | $K_{01}=0,65$ $K_{02}=0,45$ | $K_{01}=2,00$ $K_{02}=0,65$ | Variación del módulo de deformación considerada | | |
| | Banda inferior | Banda superior | Valor ARCADIS | Banda inferior | Banda superior | |
| Módulo de corte elástico de referencial, G_{ref}^e [kPa] | Z ≤ 12 m | 22.300 | 112.300 | 65.400 | 12.500 | 87.800 |
| | Z > 12 m | 41.700 | 131.500 | 84.600 | 31.700 | 107.700 |
| Módulo volumétrico elástico de referencial, K_{ref}^{iso} [kPa] | Z ≤ 12 m | 19.500 | 98.300 | 57.200 | 10.900 | 76.900 |
| | Z > 12 m | 36.500 | 115.100 | 74.000 | 27.700 | 94.200 |
| Potencia, m [-] | Z ≤ 12 m | 1,00 | 0,60 | 0,70 | 1,00 | 0,45 |
| | Z > 12 m | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,90 |
| Presión de referencia, p^{ref} [kPa] | 100 | | | | | |
| Razón de falla, R_f [-] | 0,9 | | | | | |
| Factor de calibración, β [-] | 0,25 | | | | | |

A partir de los datos mostrados en la Tabla 2.8 y Tabla 2.9, los autores del estudio se inclinan por el uso de los parámetros indicados en la columna “Valor ARCADIS” de la Tabla 2.9. Es de relevancia destacar que este estudio fue realizado para analizar el comportamiento de túneles en este tipo de suelo, a diferencia del presente trabajo de título que estudia el comportamiento de entibaciones, por lo que los valores determinados deben ser considerados solo como una referencia. Particularmente, en el presente trabajo solo se podrán contrastar los parámetros para profundidades inferiores a 12 metros, debido a que las entibaciones estudiadas no superan dicha profundidad.

2.3. Entibaciones en los suelos finos del sector oriente de Santiago

La creciente demanda de utilización de espacios subterráneos, ya sea para estacionamientos, locales comerciales, transporte, y otras actividades, ha propiciado un aumento en la cantidad y tamaño de las excavaciones realizadas en la ciudad de Santiago. Antiguamente, para asegurar su estabilidad, los cortes de las excavaciones se realizaban ejecutando un talud, lo cual implicaba dejar una porción de suelo sin excavar hacia el nivel inferior de la excavación, reduciendo con ello su superficie útil. Con el pasar del tiempo, el aumento del costo del terreno en superficie ha requerido la necesidad de aumentar la verticalidad de los cortes, utilizándose para ello entibaciones y socialzados.

Según la norma chilena NCh3206.Of2010 Geotecnia – Excavaciones, entibaciones y socialzados - Requisitos, se define como entibación una “estructura provisoria de contención de tierras que permite excavar con paredes verticales o con talud”. Dentro de los tipos de entibación más frecuentes en Chile se encuentran las pilas y pilotes de entibación, muros berlineses, muros pantalla, pantallas de tablestacas, muros soil nailing, entre otros. La elección del tipo de sistema de entibación depende fundamentalmente de las características y propiedades del suelo, además de la presencia o no de nivel freático sobre la excavación.

Debido a que el sector con mayor desarrollo de edificaciones en la ciudad de Santiago se encuentra en las proximidades del curso del río Mapocho, la mayor parte de las obras de entibación realizadas en la ciudad se han ejecutado para contener el suelo fluvial conocido como Grava del Mapocho. Dicho suelo presenta en general buenas características geotécnicas, con ángulo de fricción interna $\phi=45^\circ$ y cohesión superior a $c=10 \text{ kN/m}^2$ (Ortigosa, 2001), además de un nivel freático profundo, lo cual ha permitido la utilización de sistemas de entibación consistentes en pilas o pilotes discontinuos.

Posteriormente, con el crecimiento de la ciudad han surgido nuevos centros de edificación, es el caso particular de las comunas de Macul, Ñuñoa, La Reina y Peñalolén, lugares donde se presentan las estratificaciones de suelos finos a estudiar en el presente trabajo. El sistema de pilas discontinuas de entibación utilizado en suelos gravosos ha sido replicado exitosamente en los suelos finos, debido que esta unidad también presenta buenas propiedades geotécnicas, particularmente una cohesión superior a $c=10 \text{ kN/m}^2$, según los estudios citados en el punto 2.2, y un ángulo de fricción interna cercano a $\phi = 30^\circ$; además de un nivel freático profundo.

La utilización de pilas discontinuas como sistema de entibación se basa en el fenómeno conocido como efecto de arco, este indica que los esfuerzos laterales provenientes de la masa de suelo tienden a dirigirse hacia los elementos que aportan una mayor rigidez al sistema. En el caso de las pilas discontinuas, se genera una rotación de tensiones que desvía las tensiones horizontales que se dirigen a la zona sin entibación, transfiriéndola hacia un elemento rígido, en este caso la pila. Rocha (2011) indica que la separación máxima entre pilas es directamente dependiente de los parámetros de resistencia al corte del suelo: cohesión y ángulo de fricción interna, proponiendo un método analítico para la estimación de la separación máxima para suelos granulares.

El mismo autor menciona que, en la práctica nacional, la separación máxima entre pilas se proyecta basada en experiencias anteriores en suelos con características similares a las del proyecto a realizar. Para el caso particular de los suelos finos del sector oriente de Santiago, se ha observado que los valores utilizados de separación entre centros de pilas se manejan regularmente en el rango de entre 2 a 3 metros, esto ha demostrado resultados satisfactorios atribuibles al nivel de cohesión del suelo, superior a $c=10 \text{ kN/m}^2$.

Para lograr alcanzar las profundidades de excavación para uno o más niveles de subterráneos, se hace necesaria la utilización de arriostramientos para estabilizar el sistema de entibación. Hasta la década de 1990, las pilas de entibación se arriostraban comúnmente con puntales, sin embargo, desde dicha década a la actualidad se ha privilegiado del uso de anclajes postensados, los cuales permiten un avance más rápido y ágil de la obra. Los anclajes pueden ejecutarse en uno o más niveles dependiendo de la altura de excavación, proveyendo de puntos de apoyo a la pila.



Figura 2.7 Pilas de entibación con un nivel de anclaje, edificio Premio Nobel (SUBT SpA, 2017).

Las pilas ancladas son actualmente el método de entibación más utilizado en la unidad geotécnica en estudio en el presente trabajo, así como en el resto de la ciudad de Santiago. Se componen de elementos estructurales de hormigón armado excavados manualmente hasta la profundidad de diseño, más cables o pernos de anclaje tensados que aportan una carga estabilizadora y restringen los desplazamientos laterales. Los anclajes deben extenderse a una distancia desde el frente de excavación que asegure su adherencia fuera de los potenciales planos de falla del sistema.

En la Figura 2.8 se observan los elementos esenciales a dimensionar en un sistema de entibación consistente en pilas ancladas. Como se mencionó anteriormente, otra distancia a considerar es el espaciamiento entre pilas, el cual generalmente se encuentra en el rango de 2 a 3 metros entre centros.

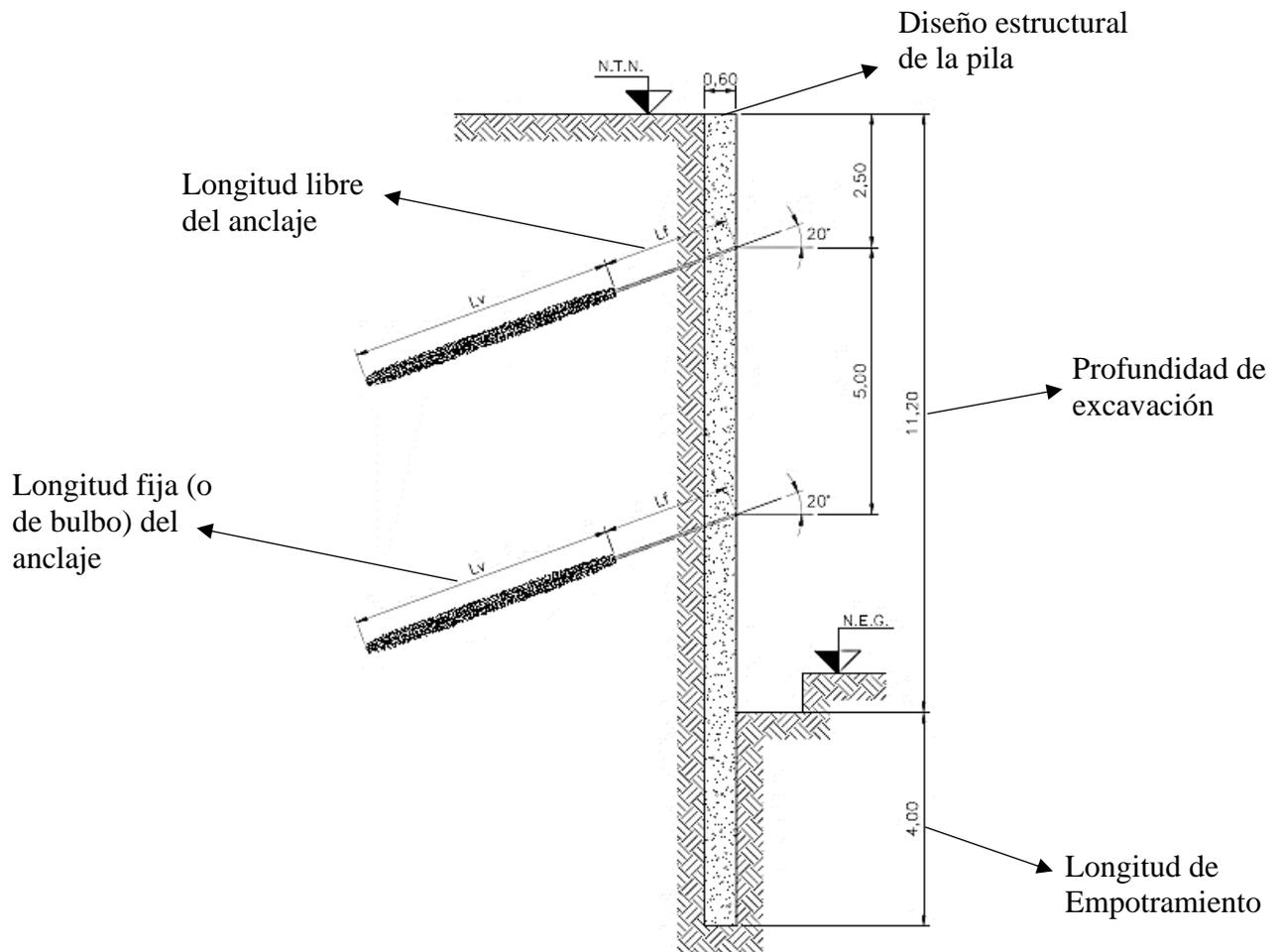


Figura 2.8 Elementos básicos a dimensionar en una pila de entibación anclada en dos niveles.

No es menos relevante mencionar los riesgos asociados a la ejecución de pilas de entibación excavadas manualmente, los cuales van desde caídas de material (bolones, herramientas de trabajo, entre otros) al colapso de la excavación. Además, existe la posibilidad de presencia de gases tóxicos, por ejemplo, monóxido de carbono, o inadecuadas concentraciones de oxígeno.

La Asociación Chilena de Seguridad (ACHS) proporciona un manual sobre Control de Riesgos en Excavaciones, con el objetivo de concientizar y reducir el nivel de riesgo asociado a la excavación manual de pilas de entibación. Adicionalmente, en algunos casos se ha optado por la utilización de medios mecanizados para la excavación, en dichos casos, debido a su geometría cónica, se habla de pilotes de entibación, sin embargo, su comportamiento sigue los mismos principios de las pilas excavadas manualmente.

2.3.1. Diseño de pilas de entibación ancladas

El diseño de estructuras de entibación tiene como objetivo asegurar la estabilidad global del conjunto suelo-estructura contenido, así como la estabilidad local de la pantalla como elemento estructural y sus correspondientes elementos de arriostramiento. Adicionalmente, el diseño debe verificar que las deformaciones máximas que experimenta la pantalla, producto de la excavación, no provoquen daños a las edificaciones vecinas tanto en condiciones estáticas como sísmicas.

La Federal Highway Administration de EE. UU. (FHWA) menciona las potenciales condiciones de falla que se pueden generar en una estructura de contención flexible anclada, tal como es el caso de las pilas de entibación analizadas en el presente trabajo. Dichas condiciones de falla se muestran en la Figura 2.9.

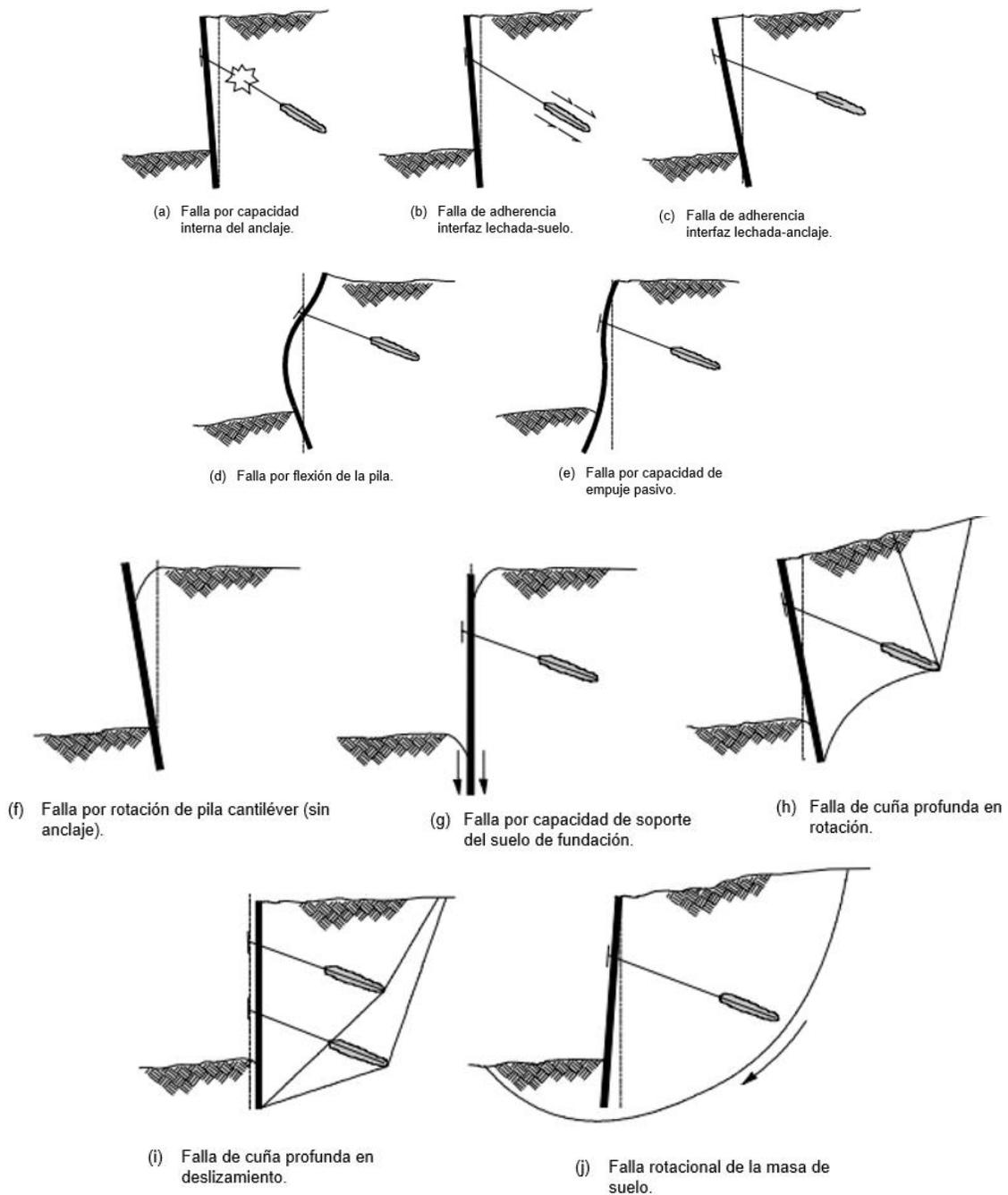


Figura 2.9 Potenciales modos de falla en estructuras de contención flexibles ancladas (FHWA, Ground Anchors and Anchored Systems, 1999).

El primer paso en el diseño de pilas de entibación ancladas corresponde a la determinación del empuje de suelos, tanto para el caso estático como para el caso sísmico. Para el caso estático, el empuje solicitante dependerá del nivel de deformación admisible del sistema de entibación. Para casos donde no se admite deformación, el empuje estará dado por la condición geostática, según la Ecuación (2.11), siguiendo una distribución triangular de tensiones.

$$E_0 = \frac{1}{2}K_0\gamma H^2 B \quad (2.6)$$

Donde:

- K_0 : Coeficiente de empuje en reposo, dependiente del tipo de suelo, su obtención se detalla en el punto 2.5.2.
- γ : Peso específico del suelo.
- H : Altura total de la pila de entibación.
- B : Ancho tributario, correspondiente al espaciamiento entre centros de pilas.

Por otra parte, para los casos donde se admite deformación, el empuje se puede calcular a partir de una combinación lineal del empuje geostático más el empuje activo, tal como se muestra en la Ecuación (2.7).

$$E = aE_0 + bE_a$$

con

$$a + b = 1 \quad (2.7)$$

Donde:

- E_a : Empuje activo de suelos.

La condición de empuje activo requiere un nivel de deformación tal que se satisfaga la falla del suelo bajo el criterio de Mohr-Coulomb, por lo que una mayor ponderación del empuje activo en la Ecuación (2.7) implica un mayor nivel de deformación del sistema. El cálculo del empuje activo se puede realizar a partir de métodos ampliamente conocidos, tales como Rankine, Coulomb y Culmann, entre otros, por lo que no se profundizará en ello en el presente trabajo. Por otra parte, el caso sísmico se estudia a mayor profundidad en el acápite 2.3.3.

Como sollicitación, aparte del empuje de suelo, es posible encontrar empujes producidos por sobrecargas que actúan sobre la entibación. La NCh3206.Of2010 establece los siguientes valores de sobrecarga vertical para caso de estructuras y calles vecinas:

- Para edificios habitacionales o de oficinas, se debe considerar, como mínimo, una carga uniformemente distribuida de 11 kN/m² por piso, incluyendo los subterráneos.
- Para entibaciones contiguas a una calle, se debe considerar una carga uniformemente repartida de 12 kN/m², como mínimo.
- En el caso de cargas especiales tales como camiones, grúas, zonas de acopio de materiales, etc., se debe considerar el efecto de éstas sobre el elemento de contención, según corresponda.

A su vez, para el caso sísmico, se debe incorporar el efecto horizontal de las sobrecargas, multiplicando la sobrecarga vertical definida anteriormente por un coeficiente sísmico k_h . Dicho coeficiente sísmico se calcula a partir del método de desplazamientos admisibles detallado en el acápite 2.3.3.

Una vez definidos los empujes solicitantes, se procede a determinar cuál es la distribución con la que actúan sobre la pila de entibación. Según Vásquez (2018), se debe tener en consideración que la distribución triangular que habitualmente se emplea en el análisis de muros de contención solo ocurre para el caso de muros con posibilidad de giro en su base, tal como es el caso de los muros gravitacionales. En el caso de entibaciones con elementos de arriostre, como es el caso de las pilas ancladas, los anclajes actúan como soportes que impiden la rotación respecto a la base.

Como resultado de esto, las presiones del suelo se redistribuyen según la posición de los soportes dados por los anclajes. Rozic (2012) cita los trabajos de Terzaghi & Peck (1967) y Peck (1969), quienes en ensayos en excavaciones de metro demostraron que los diagramas de distribución sobre este tipo de estructuras tienen una distribución más bien rectangular o trapezoidal, dependiendo del tipo de suelo. Por otra parte, cita el trabajo de Macnab (2002), quien atribuye esta redistribución a un efecto de arco vertical, según se observa en la Figura 2.10.

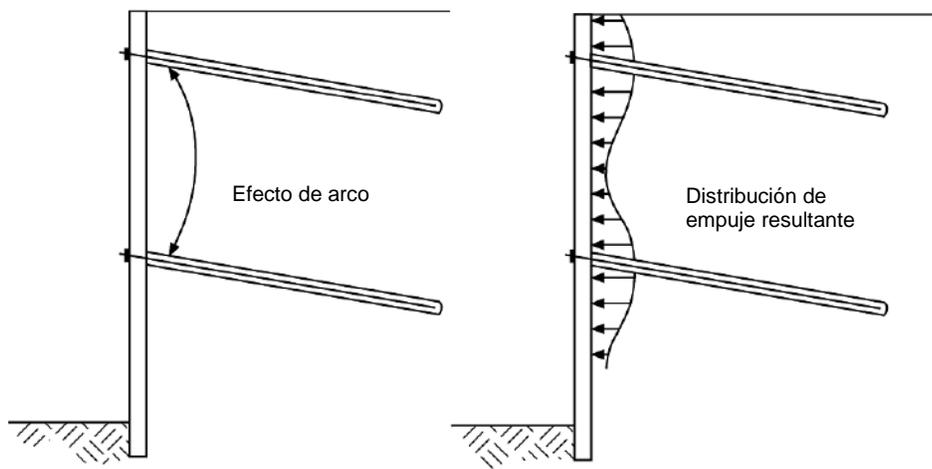


Figura 2.10 Redistribución de empujes por efecto de arco vertical (Macnab, 2002).

En términos normativos, la norma alemana DIN 4085 provee una guía para la aplicación de distribuciones de empuje para varios tipos de movimiento de muro, mientras que los manuales de diseño EAU 2012 y EAB 2008 entregan información respecto a las redistribuciones para excavaciones con sistemas anclados. En el contexto nacional, la NCh3206.Of2010 expone las siguientes consideraciones en términos de distribución de empujes de suelo para el dimensionamiento de arriostramientos y pantallas de entibación:

1. Cuando se proyecta un elemento de arriostramiento, para el caso estático, se debe analizar tanto la distribución rectangular como triangular del empuje, utilizando la condición más desfavorable para el elemento de arriostramiento y de la pantalla. Para el caso sísmico se debe utilizar una distribución triangular invertida.
2. Cuando se proyectan dos o más elementos de arriostramiento, se puede utilizar una distribución uniforme (rectangular) en profundidad para el empuje, tanto estático como sísmico.

Definida la distribución de empujes, el siguiente paso corresponde a la determinación de las cargas de tensado de los anclajes, y de la longitud de empotramiento de la pila. Para ello, es necesario realizar un modelo estructural que incorpore adecuadamente las condiciones de borde

del problema: rigidez de la pila, condiciones de apoyo dadas por los anclajes, y condiciones de apoyo de la base de la pila.

Un método utilizado para el modelamiento estructural de la pila consiste en asumir los anclajes como apoyos simples, los cuales restringen totalmente el desplazamiento de la pila. Por su parte, la condición de apoyo de la base puede ir desde un apoyo simple al empotramiento perfecto, esta condición puede ser determinada a partir del método de la viga equivalente de Blum (1931), o según la aplicación de una constante de balasto lateral.

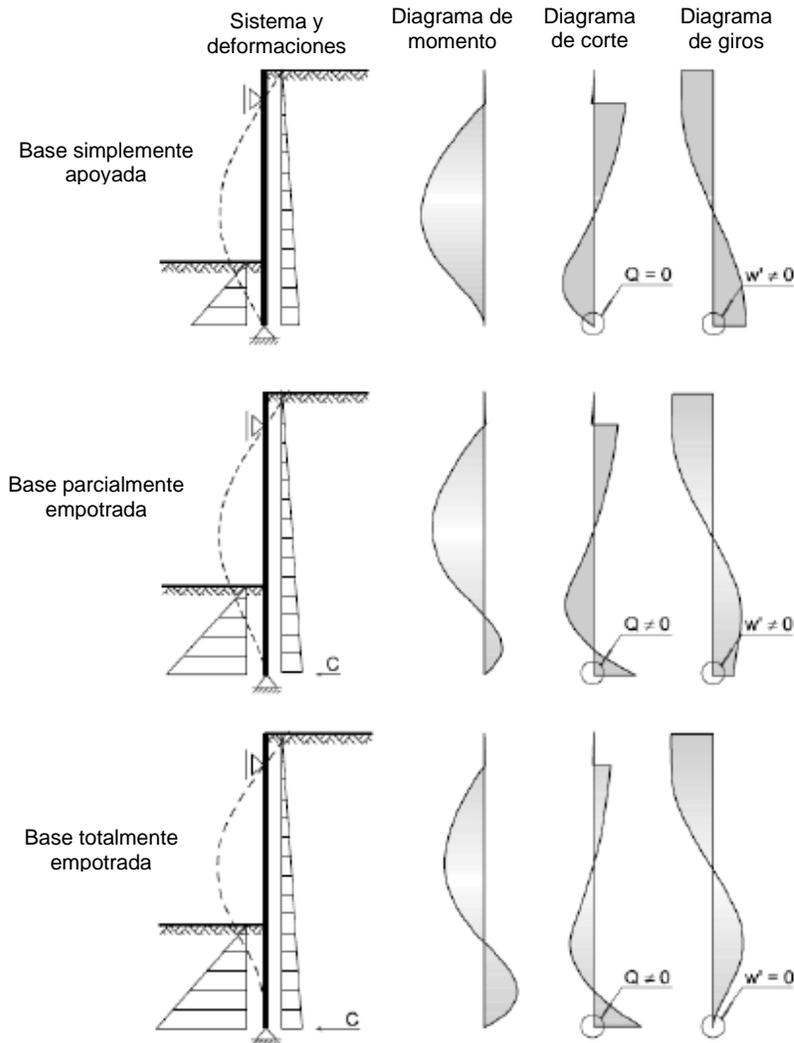


Figura 2.11 Condiciones de apoyo en la base para distintos grados de empotramiento, para una pila con un nivel de anclaje (Blum, 1931).

Para el caso de pilas ancladas, el grado de empotramiento de la base puede ser una variable de diseño, sin embargo, siempre debe asegurarse que la sollicitación en la base de la pila pueda ser tomada por el empuje pasivo con un adecuado factor de seguridad. El empuje pasivo estático puede determinarse, al igual que como se mencionó para el caso del empuje activo, mediante métodos conocidos como los de Rankine, Coulomb o Culmann, mientras que, para el caso sísmico, se puede utilizar el método de Kapila (1962). El factor de seguridad al empuje pasivo se determina según lo enunciado en la Ecuación (2.8).

$$FS_{pasivo} = \frac{E_p}{F_{base}} \quad (2.8)$$

Donde:

E_p : Empuje pasivo del suelo, según caso, estático o sísmico.

F_{base} : Solicitación horizontal en la base de la pila, obtenida mediante análisis estructural.

Según la EAB (2006), los factores de seguridad mínimos usados para estimar la profundidad de empotramiento según empuje pasivo son de $FS=2.5$ para el caso estático y $FS=2.0$ para el caso sísmico. Una vez determinada la longitud de empotramiento, y tras la realización del modelo de análisis estructural, se procede con el diseño estructural de la pila de hormigón armado, para lo cual se utiliza la normativa respectiva, por ejemplo, la ACI-318.

Posteriormente, se continúa con el diseño de los anclajes: tipo de anclaje, longitud libre y longitud fija (o de bulbo). El tipo de anclaje dependerá del nivel de carga de trabajo requerido para estabilizar el sistema, según el análisis estructural realizado previamente, debiéndose satisfacer el factor de seguridad correspondiente.

$$FS_{interno_anclaje} = \frac{f_y A_t}{F_T} \quad (2.9)$$

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del material del anclaje.

A_t : Área de la sección transversal del anclaje.

F_T : Carga de servicio del anclaje, estimada a partir del análisis estructural.

Los factores de seguridad utilizados dependerán de si la entibación es temporal o permanente, siendo utilizado un factor de seguridad $FS=1.50$ para el primer caso, y $FS=1.75$ para el segundo.

Luego de diseñar el tipo de anclaje, se continúa con el diseño de la longitud fija (o de bulbo). El cálculo de la longitud de bulbo tiene como objetivo asegurar la resistencia por adherencia de la interfaz suelo-lechada (adherencia de bulbo) para la carga de servicio calculada. Los factores que controlan la capacidad de adherencia del anclaje son los siguientes:

- Diámetro de perforación.
- Características mecánicas del suelo.
- Sistema de perforación.
- Metodología de inyección del anclaje.

El factor de seguridad por adherencia de bulbo se determina a partir de lo expuesto en la Ecuación (2.10), usualmente, se utiliza un valor de $FS=1.75$.

$$FS_{bulbo} = \frac{\pi \cdot \phi_b \cdot L_v \cdot q_s}{F_T} \quad (2.10)$$

Donde:

- ϕ_b : Diámetro efectivo promedio del bulbo inyectado.
- L_v : Longitud efectiva de bulbo.
- q_s : Fricción unitaria última de fuste en la interfaz suelo-lechada.
- F_T : Carga de servicio del anclaje, estimada a partir del análisis estructural.

La fricción unitaria de fuste q_s puede ser estimada a partir de los ábacos de Bustamante (1985), quien relaciona el valor de q_s con el número de golpes del ensayo SPT y con la presión límite p_l del ensayo presiométrico para distintos tipos de inyección y suelo. Para suelos que no han sido estudiados, deben realizarse ensayos de investigación con anclajes de prueba, con el fin de determinar de manera confiable el valor de q_s a utilizar en el diseño.

Finalmente, se determina la longitud libre del anclaje; esta depende del análisis de estabilidad de cuña profunda. Dicho análisis se realiza según el método de Ranke & Ostermayer (1968) para pilas con una o más líneas de anclajes. Según este método, se define la longitud necesaria hasta el centro del bulbo que garantiza la estabilidad de la entibación para el estado último analizado (falla más probable). El análisis se realiza tanto para la condición estática como para la sísmica, utilizándose un factor de seguridad de FS=1.50 para el caso estático y de FS=1.10 para el caso sísmico.

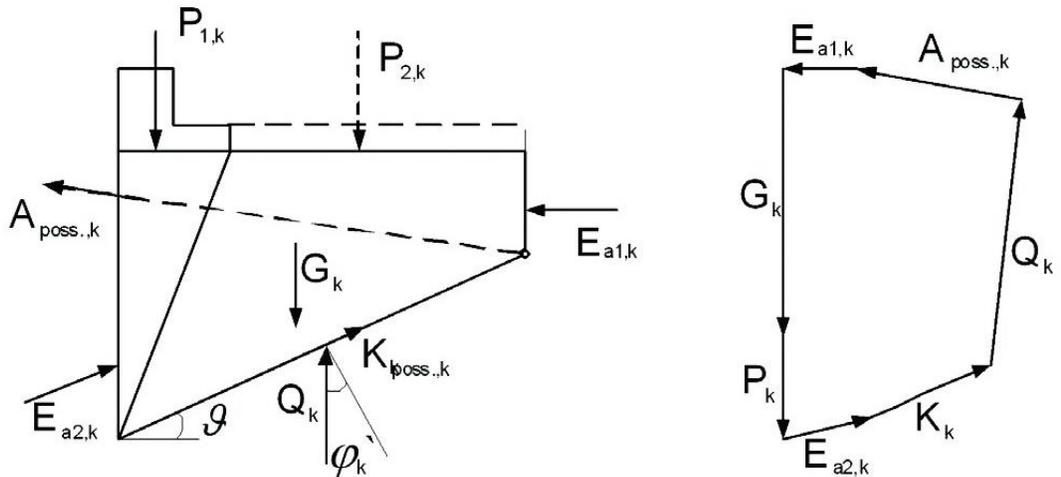


Figura 2.12 Análisis de falla de cuña profunda según método de Ranke & Ostermayer (1968) (Orostegui y Villalobos, 2010).

2.3.2. Deformaciones estáticas en pilas de entibación

Debido a la dificultad para estimar de forma analítica las deformaciones de una pantalla de entibación arriostrada, los estudios realizados en el área se basan en análisis estadísticos de casos instrumentados. Clough & O'Rourke (1990) recopilaron información sobre desplazamientos horizontales en muros berlineses, tablestacados, muros pantalla, muros soil nailing, muros de pilotes arriostrados y muros de suelo cemento. Los datos analizados fueron separados en dos categorías según el tipo de suelo contenido:

1. Arcillas duras, suelos residuales y arenas.
2. Arcillas blandas a medias.

A partir de la información expuesta en el punto 2.2, relativa a parámetros de resistencia al corte y módulos de deformación, es posible aseverar que los suelos finos del sector oriente de Santiago se asemejan al primero de los anteriores grupos. Según Clough y O'Rourke, una característica de dicho grupo es que son suelos que en general aseguran la estabilidad de la base de los sistemas de contención, por lo que los desplazamientos de base son reducidos.

Considerando lo anterior, para estructuras de contención analizadas en arcillas duras, suelos residuales y arenas, se establecieron relaciones entre el desplazamiento horizontal máximo (δ_{Hm}) y la profundidad de excavación, según se observa en la Figura 2.13.

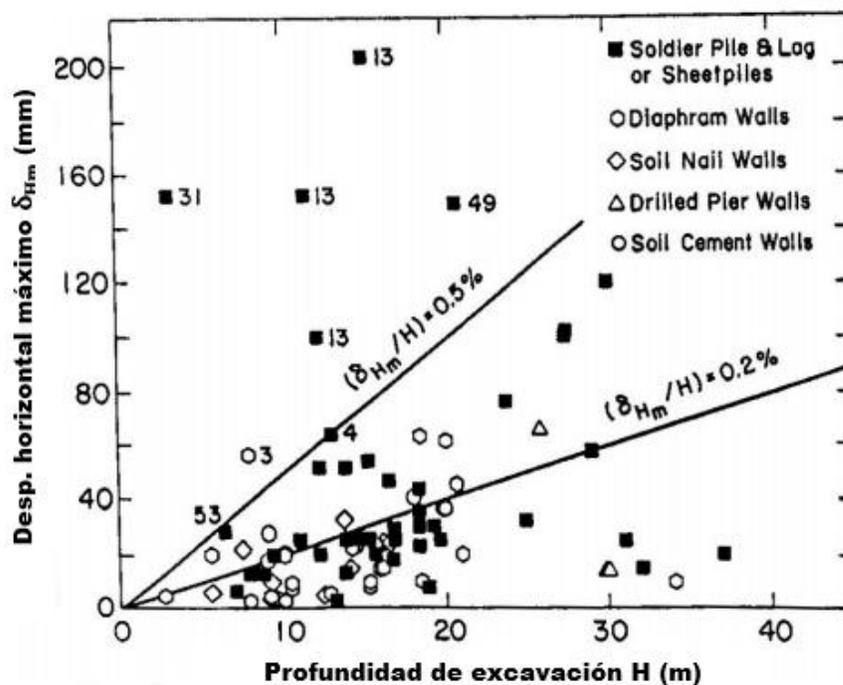


Figura 2.13 Desplazamientos horizontales en función de la profundidad de la excavación (Clough & O'Rourke, 1990).

En base a lo expuesto en la Figura 2.13, Clough & O'Rourke llegaron a las siguientes conclusiones respecto a los desplazamientos horizontales:

1. Los desplazamientos horizontales tienden a una media del 0.2% de la altura máxima (H).
2. Los datos muestran una amplia dispersión.

- No hay una diferencia significativa en términos de desplazamientos horizontales para los diferentes sistemas de contención analizados, incluyendo muros soil nailing y muros de suelo cemento.

Por otra parte, los autores mencionan que los desplazamientos esperados en el sistema de contención dependen de múltiples variables: condiciones del suelo y nivel freático, cambios del nivel freático, profundidad y forma de la excavación, tipo y rigidez del muro y sus arriostramientos, métodos constructivos, sobrecargas, y vida útil del muro, entre otros. En efecto, la naturaleza multivariable en el estudio de deformaciones de sistemas de contención hace esperable una amplia dispersión en los resultados.

Adicionalmente, Clough & O'Rourke presentan los resultados de una serie de modelos de elementos finitos realizados para estimar desplazamientos horizontales en sistemas de entibación de distintas profundidades para arcillas rígidas, variando parámetros de rigidez del suelo, empuje en reposo y espaciamiento de puntales. Los resultados obtenidos muestran que los desplazamientos máximos del sistema siguen un valor medio de $\delta_{Hm}=0.2\% H$, lo que concuerda con los resultados de mediciones in situ.

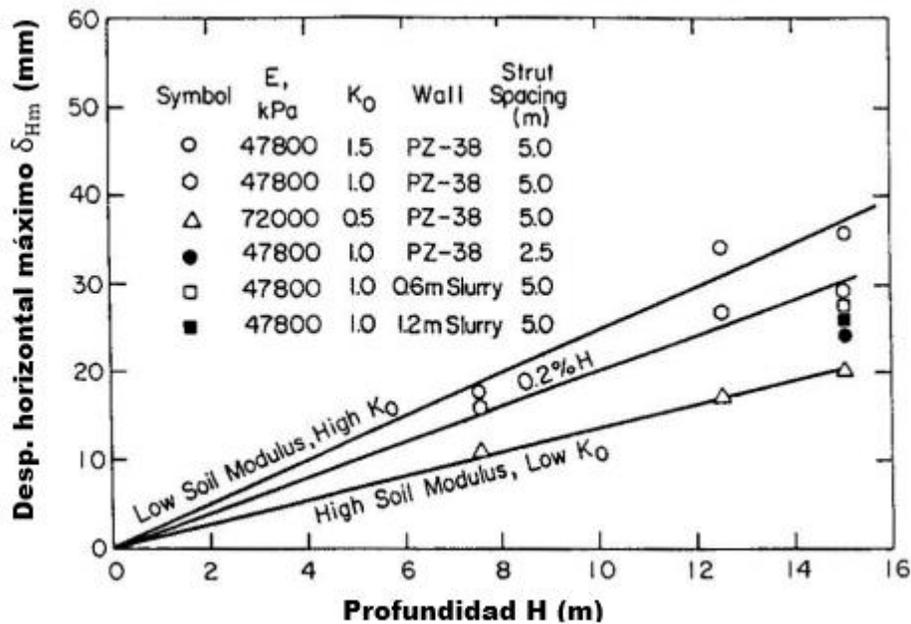


Figura 2.14 Estimación de desplazamientos horizontales en función de la profundidad de excavación utilizando modelos de elementos finitos (Clough & O'Rourke, 1990).

Finalmente, a partir de observaciones de inclinometría, investigaron los patrones de configuración deformada que se presentan en obras de contención flexibles arriostradas. Considerando lo anterior, los autores llegaron a las siguientes conclusiones respecto a los resultados observados:

- Previo a la instalación del primer nivel de arriostramiento, la entibación se deforma como un muro cantiléver (Figura 2.15.a). Este comportamiento es característico de sistemas flexibles arriostrados con baja o nula carga de tensado (arriostramientos pasivos), sistemas flexibles con un primer nivel de arriostramiento profundo, y muros cantiléver (sin arriostramiento).

2. Posterior a la instalación del primer nivel de arriostramiento, al profundizar la excavación, se observa una restricción al desplazamiento en el punto de apoyo del arriostramiento, además de un desplazamiento horizontal en el área recientemente excavada (Figura 2.15.b).
3. Finalmente, al llegar a nivel del sello de excavación, el desplazamiento final de la entibación se resume a la suma del desplazamiento tipo cantiléver del punto (1) más el desplazamiento profundo del punto (2) (Figura 2.15.c). Clough & O'Rourke observaron que para arcillas rígidas predomina el movimiento tipo cantiléver del punto (1), mientras que para arcillas blandas a medias predomina el movimiento profundo del punto (2).

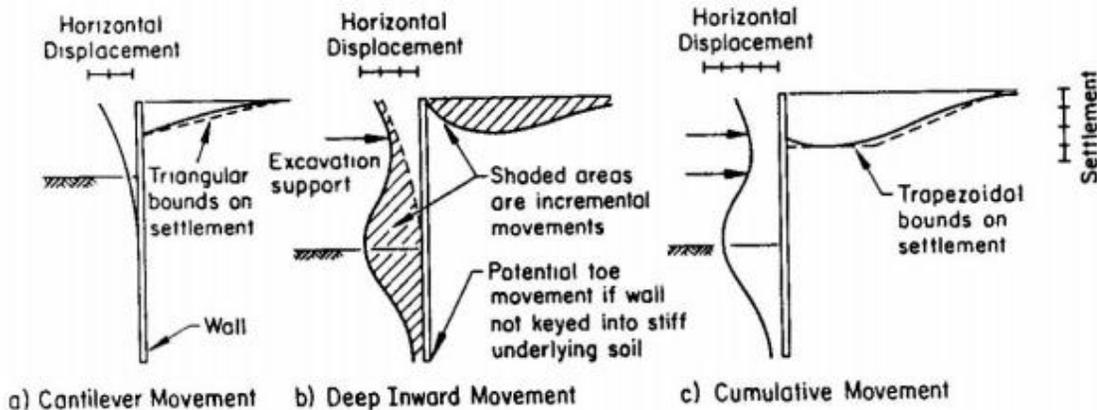


Figura 2.15 Patrones de configuración deformada de estructuras de contención flexibles arriostradas (Clough&O'Rourke, 1990).

Posteriormente, un estudio similar fue realizado por Long (2001) en suelos predominantemente clasificados en el grupo de arcillas rígidas, obteniendo resultados que corroboran lo presentado por Clough & O'Rourke. Rozic (2012) resume las conclusiones observadas por Long de acuerdo a lo siguiente:

1. La deformación lateral normalizada se ubica generalmente entre un 0.05% y un 0.25% de la profundidad de excavación (H).
2. No hay una clara diferencia entre el comportamiento de los tres tipos de entibación estudiados: muros apuntalados, muros anclados y muros top-down.
3. La rigidez de los elementos estructurales no influye en la deformación lateral que experimenta el sistema.
4. Para suelos rígidos, los datos indican que diseños estructurales menos rígidos se pueden comportar favorablemente.

2.3.3. Consideraciones sísmicas en el diseño de pilas de entibación

Para efectos de diseño, el análisis sísmico de entibaciones, en particular, de pilas de entibación ancladas, se basa en la determinación del empuje sísmico de suelos y sus efectos en el equilibrio del sistema. El método ampliamente utilizado en la práctica para su determinación es el de Mononobe-Okabe (M-O), el cual corresponde a un método pseudoestático de equilibrio límite que está basado en el supuesto de que el muro se desplaza lo suficiente para llegar a una condición de empuje activo del suelo en el trasdós.

La expresión del empuje activo sísmico deducida por Okabe (1924), y posteriormente corroborada por Mononobe y Matsuo (1929) en ensayos en mesas vibratoras, deriva de la ecuación de empuje de Coulomb, enunciándose en las ecuaciones (2.11), (2.12) y (2.13).

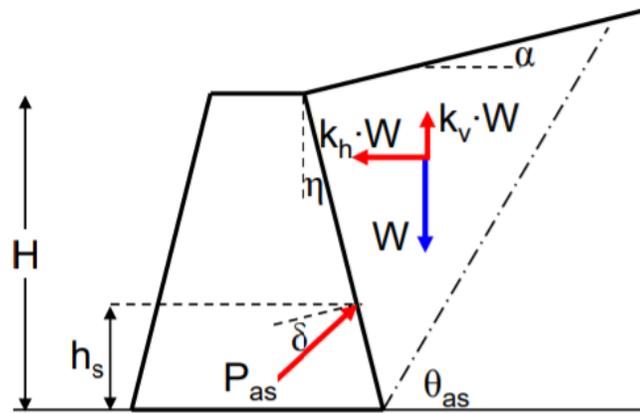


Figura 2.16 Cuña de empuje activo sísmico para método de Mononobe-Okabe (Apuntes curso Geomecánica, R. Gesche, 2018).

$$E_{as} = \frac{1}{2} K_{as} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.11)$$

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \eta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \eta \cos(\delta + \eta + \psi) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \alpha)}{\cos(\delta + \eta + \psi) \cos(\eta - \alpha)}}\right)^2} \quad (2.12)$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (2.13)$$

Donde:

- H : Altura de la excavación.
- γ : Peso unitario del suelo.
- ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo.
- δ : Ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
- η : Inclinación del muro con respecto al eje vertical.
- α : Inclinación del suelo en el trasdós del muro.
- k_h : Coeficiente sísmico horizontal.
- k_v : Coeficiente sísmico vertical.

Es importante destacar que esta expresión tiene algunas limitaciones, tales como no incorporar el efecto de la cohesión del suelo ni la posibilidad de incorporar dos o más estratos de suelo. Sin embargo, existen métodos gráficos como el de Culmann que derivan de M-O que permiten expandir el análisis a más variables. Candia (2014) afirma que los diseños basados métodos de equilibrio límite tipo M-O han tenido desempeños excepcionales en sismos de gran magnitud.

Un aspecto de vital importancia en el uso del método M-O es la adecuada estimación de los coeficientes sísmicos. En la práctica, el coeficiente sísmico vertical se asume nulo, siendo el coeficiente sísmico horizontal (k_h) la variable a determinar. La norma chilena NCh3206.Of2010 Geotecnia – Excavaciones, entibaciones y socialzados – Requisitos, propone una metodología para el cálculo de dicho coeficiente considerando una deformación post-sísmica admisible del sistema de entibación.

El coeficiente sísmico se determina a partir de la aceleración máxima efectiva A_0 , definida en la norma chilena NCh433 Diseño Sísmico de Edificios. La NCh3206.Of2010 define el coeficiente sísmico reducido $A_r = k_h \times g$ según la Ecuación (2.14).

$$A_r = \alpha \times \lambda \times A_0 \quad (2.14)$$

Donde α es un valor que depende del desplazamiento post-sísmico admisible Δ_{eq} , según la Tabla 2.10, mientras que λ depende de la aceleración máxima efectiva A_0 , y por ende, de la ubicación geográfica de la entibación.

Tabla 2.10 Factor de reducción para determinar el coeficiente sísmico de diseño en socialzados y entibaciones con desplazamiento sísmico (NCh3206.Of2010).

| Suelo | Coeficiente de reducción α | | | |
|---|-----------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| | $\Delta_{eq} = 5 \text{ mm}$ | $\Delta_{eq} = 10 \text{ mm}$ | $\Delta_{eq} = 20 \text{ mm}$ | $\Delta_{eq} = 40 \text{ mm}$ |
| Gravas densas | 0.79 | 0.65 | 0.55 | 0.46 |
| Arenas densas y suelo fino con $q_u \geq 150 \text{ kPa}$ | 0.84 | 0.73 | 0.61 | 0.52 |
| Resto de los suelos, exceptuando suelos finos con $q_u \leq 50 \text{ kPa}$ | 0.90 | 0.82 | 0.69 | 0.58 |

Tabla 2.11 Factor de reducción por zona sísmica (NCh3206.Of2010).

| Zona Sísmica NCh433 | A_0 | λ |
|---------------------|-------|-----------|
| I | 0.2 g | 0.85 |
| II | 0.3 g | 0.93 |
| III | 0.4 g | 1.00 |

Es importante destacar que en caso de no admitirse deformación post-sísmica (es decir, $\Delta_{eq} = 0$), no se reducirá el coeficiente proveniente de la NCh433, siendo aplicada la totalidad de la aceleración máxima efectiva definida en aquella norma.

El factor de reducción por desplazamiento sísmico (α) se obtiene aplicando la metodología del bloque deslizante de Newmark. Un método similar de desplazamientos post-sísmicos admisibles (Ecuación (2.15)) se presenta en el Volumen 3 del Manual de Carreteras, el cual se basa en el método de Richards & Elms (1979), que a su vez se deriva de la teoría de Newmark.

$$\frac{\Delta_{eq}}{A_0} = 8.87 \times 10^{-5} \times \left(\frac{V_{max}}{A_0/g}\right)^2 \times \left(\frac{C_s}{A_0/g}\right)^{-4} \quad (2.15)$$

Donde:

Δ_{eq} : Desplazamiento permanente post-sísmico en la cabeza del anclaje.

V_{max} : Velocidad máxima del suelo para un registro sísmico (Peak ground velocity).

C_s : Coeficiente sísmico pseudoestático (análogo a A_r de NCh3206.Of2010).

El valor V_{max} se puede obtener a partir de la integración de un registro de aceleraciones sísmicas del suelo en estudio. El Manual de Carreteras propone el uso de velocidades máximas determinadas por Riddell (1993) para el sismo de Valparaíso de 1985, según se observa en la Tabla 2.12. Por otra parte, el coeficiente sísmico C_s se puede determinar para cada tipo de suelo y desplazamiento sísmico admisible utilizando la Figura 2.17, la cual grafica la ecuación de Richards & Elms (2.15).

Tabla 2.12 Velocidades máximas por tipo de suelo determinadas por Riddell (1993) (Manual de Carreteras, Vol. 3, 2014).

| Curva | Suelo Fundación | $n_v = \frac{V_{max}}{A_0} \text{ (cm/s)}$ |
|-------|-----------------------------------|--|
| 1 | Roca | 50 |
| 2 | Grava densa | 70 |
| 3 | Arena densa | 90 |
| 4 | Suelo Tipo III según NCh433.Of.96 | 120 |

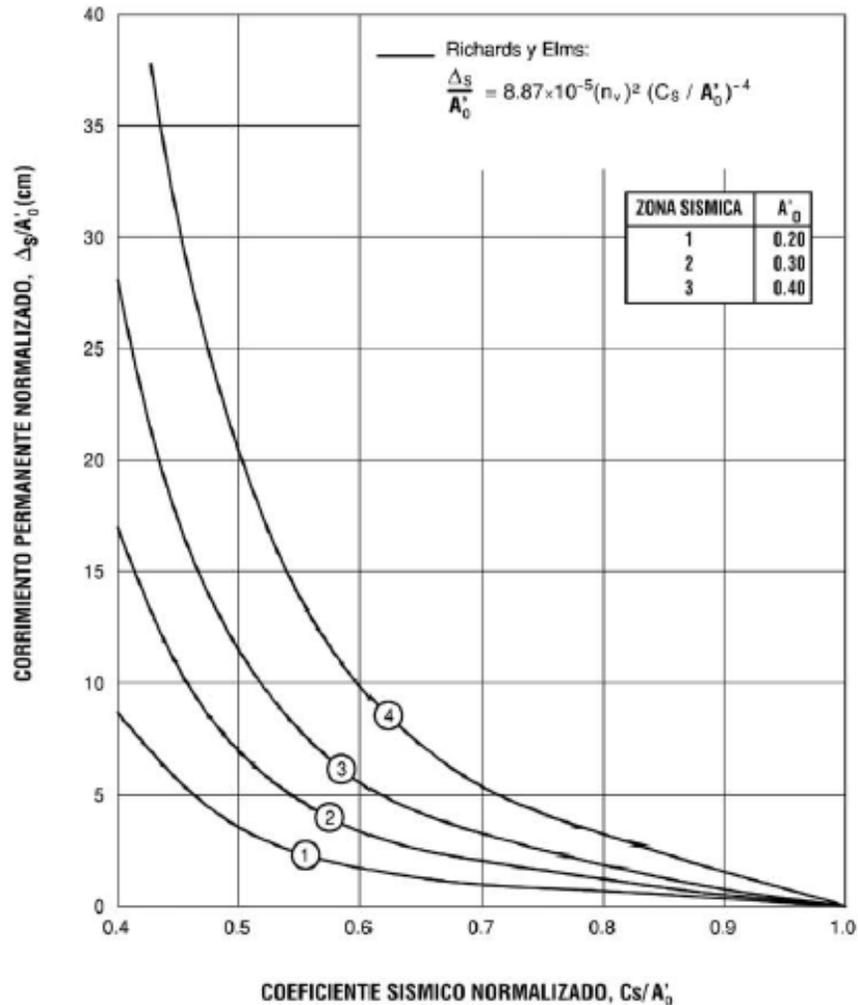


Figura 2.17 Ecuación de Richards & Elms para cada tipo de suelo según Tabla 2.12 (Manual de Carreteras, Vol. 3, 2014).

El método de Richards & Elms, al igual que el de Newmark, se basa en el desplazamiento de bloque rígido, por lo que está pensado para muros de contención gravitacionales, lo cual no es el caso de las pilas de entibación. Adicionalmente, el método no considera la deformabilidad del suelo contenido ni la rotación del muro, sino que solo un movimiento traslacional.

Pese a esto, Salas (2018) desarrolló modelos de elementos finitos para estimar desplazamientos post-sísmicos de pilotes de entibación en la Grava de Santiago, en ellos observó que los desplazamientos permanentes obtenidos son concordantes con los desplazamientos admisibles utilizados para el cálculo de factores de reducción según la NCh3206 Of.2010. A la vez, observó una buena correlación al utilizar la ecuación de Richards & Elms, considerando los valores de velocidad máxima determinados por Riddell.

El auge en el uso de métodos de elementos finitos para cálculos geotécnicos ha permitido estimar de forma confiable efectos sísmicos en estructuras de entibación flexibles ancladas en uno o más niveles. Particularmente para el caso chileno se cita al anteriormente mencionado trabajo de Salas (2018), realizado en Grava de Santiago, quien concluyó acerca de la buena correlación, en términos de deformaciones, de la normativa de diseño con los resultados de elementos finitos,

obteniendo desplazamientos máximos del orden de 10 mm a 20 mm, lo cual concuerda con el desplazamiento admisible definido. A su vez, evidenció que la normativa tiende a ser conservadora en cuanto al cálculo de empujes sísmicos y tensiones en anclajes.

Por otra parte, Jara et al. (2015) desarrolló modelos de elementos finitos para el análisis sísmico un muro berlinés en arena del Bío-Bío. En ellos observó que los desplazamientos post-sísmicos superaban los estipulados por la NCh3206 Of.2010, presentando valores de hasta 30 mm entre base y coronamiento de la pantalla. Debido a estas diferencias, se hace presente la necesidad de un estudio caso a caso en términos de análisis sísmico de entibaciones flexibles ancladas, incorporando condiciones de rigidez del sistema estructural y de los suelos, con el objetivo de obtener datos precisos y confiables.

2.4. Instrumentación y monitoreo de entibaciones

El desarrollo de nuevas tecnologías, el uso de nuevos materiales, y de nuevos métodos constructivos, ha permitido una paulatina reducción de los costos de las obras geotécnicas, tanto en términos monetarios, como temporales. Esto ha ido de la mano con un mejor entendimiento de los fenómenos que ocurren durante y posterior la ejecución de las obras, con el fin de garantizar diseños seguros y confiables.

Una componente vital en este proceso corresponde a una precisa instrumentación y consecuente monitoreo de la obra, con el objetivo de obtener de una fuente confiable la evolución de esta, normalmente en términos de deformaciones, esfuerzos y variaciones del nivel freático, entre otras variables. Esto es particularmente aplicable al diseño y construcción de pilas de entibación ancladas, las cuales al ser estructuras flexibles con uno o más niveles de arriostramiento, tienden a tener un comportamiento altamente dependiente del suelo en el que se hallan insertas, por lo que es recomendable su monitoreo, sobre todo en suelos que no han sido ampliamente estudiados.

Al respecto, la norma chilena NCh3206 Of.2010, explicita la necesidad de monitorear las deformaciones en entibaciones o socalzados que tengan una profundidad superior a las expuestas en la Tabla 2.13 dependiendo del tipo de suelo. En cuanto a la instrumentación requerida, dicho documento normativo no explicita equipos en particular, sin embargo, en su Anexo C (Informativo) hace referencia a la necesidad de garantizar resultados confiables y precisos, estableciendo una metodología de monitoreo con equipos topográficos tipo estación total.

Tabla 2.13 Profundidades de excavación mínima a partir de la cual se debe monitorear (NCh3206.Of2010).

| Tipo de Suelo | Profundidad para monitoreo (H_m) m |
|----------------------|--|
| Gravas | 15 |
| Arenas | 6 |
| Limos y arcillas | 10 |

Debido a su naturaleza, el monitoreo de pilas de entibación mediante equipos topográficos solo permite determinar el desplazamiento lateral de la pila en su coronamiento, sin ser posible determinar la configuración deformada de esta en toda su longitud, ni tensiones en anclajes. Es por esto, que surge la necesidad de instrumentar pilas de entibación con inclinómetros, los cuales permiten determinar la configuración deformada de la pila, y con celdas de carga, mediante las cuales es posible medir la tensión de los anclajes durante cada etapa constructiva.

Según Boldrini y López (2014), la utilización de estos equipos de monitoreo geotécnico “permite comprender mejor los mecanismos reales que tienen lugar en los sistemas de entibación en excavaciones profundas, permitiendo calibrar los parámetros adoptados para los modelos de cálculo empleados en la Ingeniería Geotécnica práctica, con lo cual se pueden realizar estimaciones más precisas del comportamiento de las estructuras analizadas, reduciendo la incertidumbre que rodea la determinación de los parámetros que gobiernan su dimensionamiento y manteniendo durante el avance de la excavación un control que de seguridad y garantías de que los elementos se comportan según fueron diseñados”.

A raíz de esto, SUBT SpA, empresa que facilitó datos de instrumentación y monitoreo de pilas de entibación utilizados en el presente Trabajo de Título, cuenta con un monitoreo continuo

en algunas de sus obras, utilizando inclinómetros y celdas de carga con los objetivos antes mencionados. A continuación, se describe en detalle el método de funcionamiento de los equipos de instrumentación y monitoreo utilizados.

2.4.1. Inclinómetro

El inclinómetro es un instrumento de auscultación de alta precisión que mide la inclinación de un tubo (tubería inclinométrica) que se encuentra embebido en el suelo o estructura a analizar. Mediante la integración de dichas inclinaciones en la longitud total del tubo, es posible obtener la configuración deformada del tubo para cada fase constructiva, a partir de lo cual se pueden determinar los desplazamientos laterales del tubo, y por ende, del suelo o estructura a estudiar, midiendo la variación de la posición del tubo con respecto a una medición inicial.

Este equipo está diseñado especialmente para controlar los movimientos del subsuelo, siendo utilizado para el estudio de deslizamientos de tierra, estabilidad de taludes, asentamientos de pavimentos o terraplenes (inclinómetros horizontales), pilotes, muros de contención, y como es el caso del presente trabajo, entibaciones y socialzados. El equipo de inclinometría se compone de los siguientes elementos:

- Sonda inclinométrica, modelo GEOGAGE Inclinometer Probe G6000.
- Unidad digital de lectura, modelo GEOGAGE Digital Indicator GG-600. Daedong Instruments.
- Cable de conexión entre sonda y unidad de registro de datos.
- Tubería inclinométrica.



Figura 2.18 Conjunto de inclinómetro, cable y unidad de lectura (Daedong Instruments).



Figura 2.19 Tubería y sonda inclinométrica (Gouda Geo-Equipment B.V.).

Para la realización de la lectura de un inclinómetro vertical se introduce la sonda en la tubería inclinométrica, se baja hasta el fondo y se conecta a la unidad de lectura; luego, se va subiendo progresivamente en intervalos de 50 cm, de forma de ir midiendo la inclinación de la tubería inclinométrica en cada intervalo, hasta llegar a la boca (punto superior) de la tubería. Este procedimiento se repite cuatro veces en cada una de las direcciones principales de la tubería según se explica en los siguientes párrafos. Es importante destacar que el tubo debe tomar la altura de empotramiento de la pila, puesto que se debe asegurar que la base del tubo no se moverá, de otra forma sería deformaciones relativas a una base móvil.

La configuración deformada de la tubería se puede obtener a partir de las mediciones de inclinación en cada punto utilizando nociones básicas de geometría. El desplazamiento lateral se obtiene al considerar que el largo de la sonda es fijo, por lo que, al medir una inclinación, es posible estimar el desplazamiento lateral entre el eje inferior y superior de la sonda tal como se muestra en Figura 2.20.d. Al integrar dichos desplazamientos laterales según se muestra en la Figura 2.20.e, es posible determinar el desplazamiento lateral acumulado de la tubería y por consecuencia, su configuración deformada.

Finalmente, la configuración deformada del elemento monitoreado (en este caso, pilas de entibación) se obtiene al contrastar la deformada de la tubería para cada etapa constructiva con respecto a una deformada de referencia, la cual regularmente corresponde la fase posterior al hormigonado de la pila, antes de iniciar la excavación.

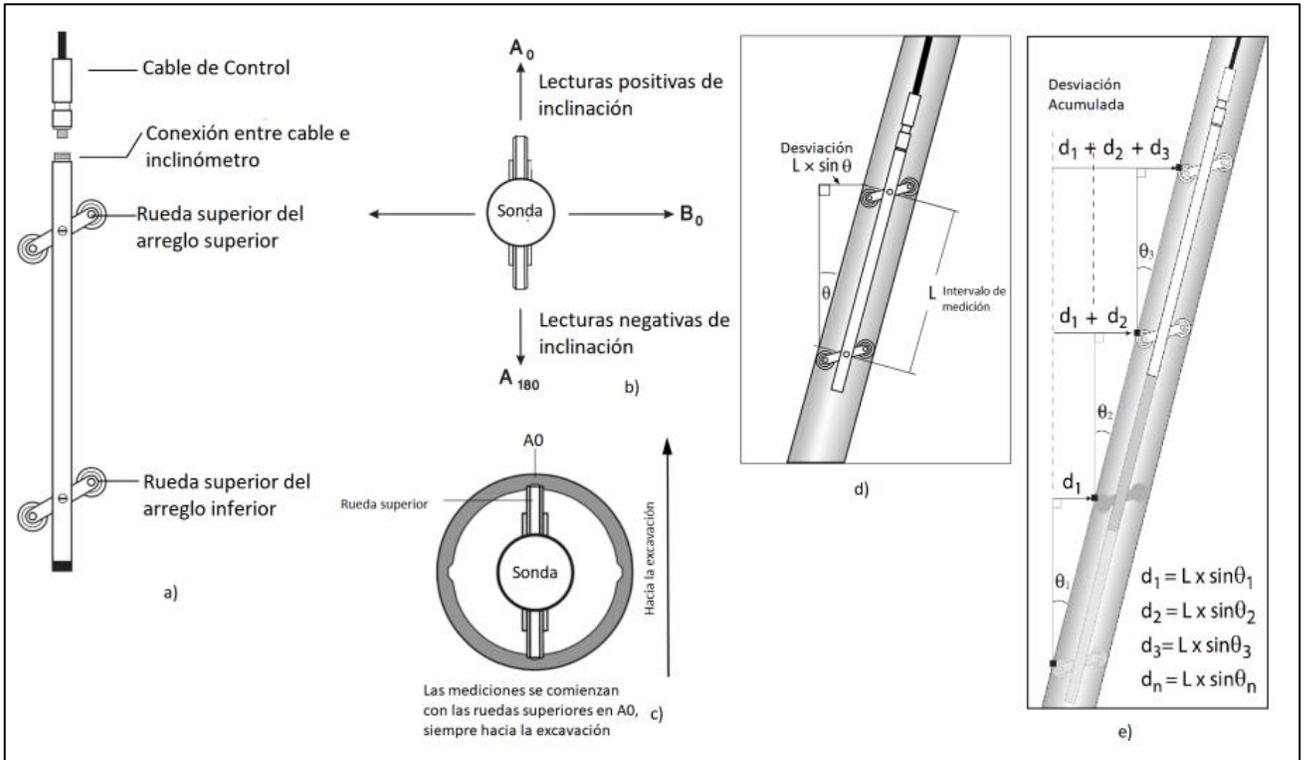


Figura 2.20 Esquema indicativo del proceso de obtención de desplazamientos laterales a partir de mediciones con inclinómetro (Vásquez, 2018, traducido de Digitlit Inclinometer Probe Manual, 2011).

Por medio de la unidad digital de lectura, se obtiene una medida que corresponde al seno del ángulo de inclinación de la sonda inclinométrica con respecto a la vertical, multiplicado por una constante característica del instrumento, la cual en este caso es $k=25.000$. Por lo tanto, asumiendo que la sonda es totalmente rígida, se puede calcular el desplazamiento horizontal entre la rueda inferior y la rueda superior de la zona, multiplicando la distancia entre ambas ruedas, por la medición de la unidad de lectura, dividida por k .

$$d_i = L \times \frac{\text{Lectura}}{k} = L \times \frac{A_0 (B_0) - A_{180} (B_{180})}{2 \times 25000} \quad (2.16)$$

Donde:

L : Distancia entre ruedas, en este caso, $L=500$ mm.

A_0 (A_{180}): Lectura con el eje principal del instrumento, en sentido positivo (negativo).

B_0 (B_{180}): Lectura con el eje secundario del instrumento, en sentido positivo (negativo).

La configuración deformada del tubo para cada medición está dada por la suma de los desplazamientos horizontales calculados para cada punto en la profundidad de la pila (ver Figura 2.20.e). Se asume que la base es el punto de cero deformación, por lo que todas las mediciones de desplazamiento lateral son relativas a este punto. Debido a esto, el inclinómetro es incapaz de

cuantificar desplazamientos laterales de la base, como los que podrían darse para el caso de un movimiento traslacional de la pila. Como se mencionó anteriormente, tras obtener la configuración deformada de la tubería inclinométrica para diferentes mediciones, es posible obtener la variación de esta entre cada medición. Esto permite obtener la evolución de la deformada de la pila, partiendo de la base que, para la medición inicial, está totalmente vertical.

Como todo instrumento de medición, está afecto a la ocurrencia de errores aleatorios y sistemáticos. Los errores aleatorios se reducen mediante la redundancia en la toma de mediciones, mientras que los sistemáticos están asociados a defectos del instrumento, de la instalación de la tubería, errores del operador, entre otros. Los errores sistemáticos más comunes asociados a la medición con inclinómetros, según Suárez (s.f.) se describen a continuación:

1. Error “Bias shift ”: Es el error sistemático más común, se asocia a una inclinación de las deformadas con respecto a la vertical, con un punto de giro aparente en la base del inclinómetro. Se debe al cambio producido en el sesgo de las lecturas entre cada medición, lo que genera registros frente a distintas verticales aparentes. Se puede estimar y corregir a partir del análisis del *checksum*, correspondiente a la suma de las lecturas positiva y negativa en una dirección, el cual, cuando se produce un error bias shift genera distintos valores entre mediciones.
2. Error de rotación: Este error ocurre cuando el tubo del inclinómetro sufre una pequeña rotación del equipo hacia el plano inclinado. El error puede detectarse conociendo que el inclinómetro se encuentra muy desviado con respecto a la vertical, graficando la desviación acumulativa con respecto a la vertical y observando que el gráfico de desplazamiento lateral es similar al gráfico de desviación acumulada.
3. Error de posicionamiento de la profundidad: Este error es originado por la colocación del sensor a diferentes niveles de profundidad con respecto a la medición inicial. Puede ser causado por la compresión o asentamiento del tubo, cambio del cable, o errores del operador.

2.4.2. Celda de Carga

Las celdas de carga son instrumentos que están especialmente diseñados para la medición de cargas axiales a las que está sometido un anclaje. Están constituidas por un cuerpo de acero inoxidable de forma toroidal sensibilizado por medio de tres puntos de cuerda vibrante ubicados a 120° el uno del otro, con el objetivo de minimizar el efecto de cargas irregulares o excéntricas.



Figura 2.21 Celda de carga de cuerda vibrante (Vásquez, 2018).

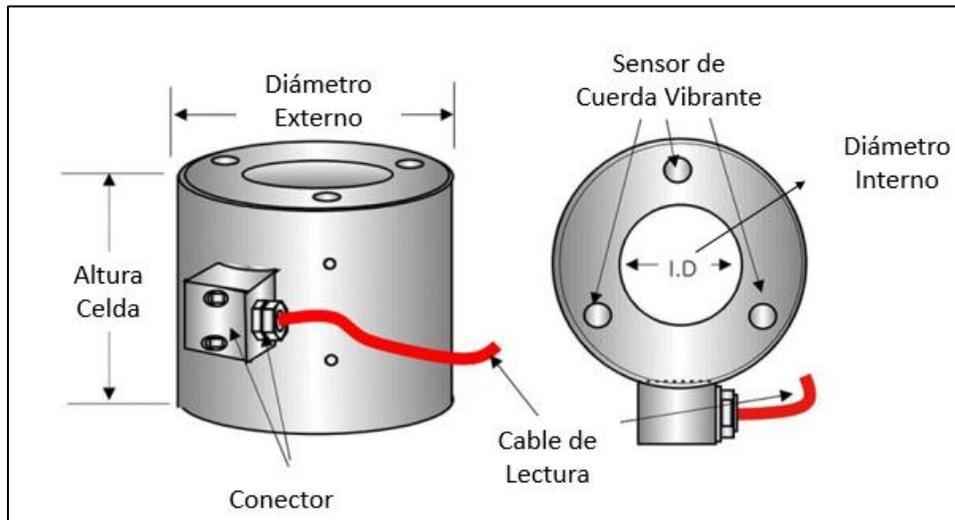


Figura 2.22 Partes de una celda de carga con tres puntos de cuerda vibrante (Traducido de Spectro Technology).

La tecnología de cuerda vibrante se basa en la medición de un cable tensado que vibra a alta frecuencia; al aplicar la carga sobre el anclaje, varía la tensión de cada cable, por lo que cambia la frecuencia de vibración de este. La unidad de lectura mide la frecuencia de cada uno de los tres sensores, mediciones que luego son promediadas con el objetivo de reducir los efectos de cargas excéntricas, y luego son transformadas a fuerza mediante una calibración. La calibración de la celda de carga es única y se realiza para cada anclaje instrumentado, obteniendo una relación lineal

de la carga entregada por el gato de tensado en función del promedio de las mediciones de los tres sensores.

La celda va acompañada de una placa de distribución estándar que permite una correcta distribución de las cargas transmitidas por los anclajes en el cuerpo anular de la celda, como se ve en el esquema de la Figura 2.23. Una vez instaladas en el correspondiente anclaje, la celda se cablea hasta una zona accesible. La lectura se realiza con la unidad de lectura de sensores de cuerda vibrante que se muestra en la Figura 2.24.

Las celdas de carga utilizadas para las mediciones del presente trabajo son modelo GEOGAGE V.W. Load Cell L4000.

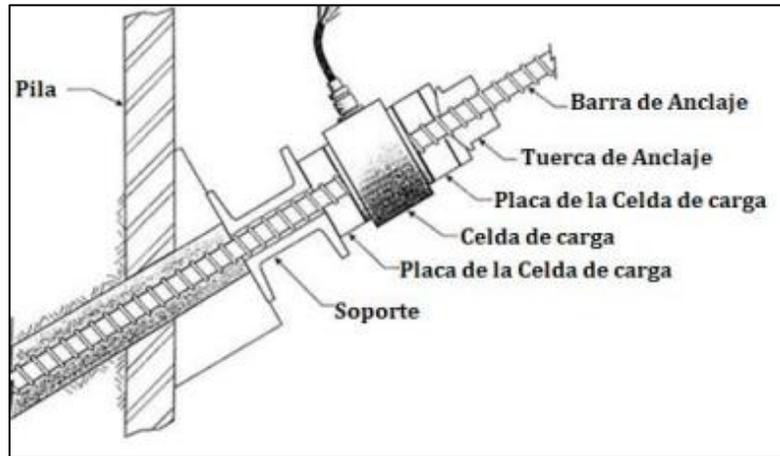


Figura 2.23 Esquema de montaje de celda de carga en terreno (Vásquez, 2018. Traducido de Slope Indicator Company, 1994).



Figura 2.24 Unidad de lectura de cuerda vibrante para celda de carga (Vásquez, 2018).

2.5. Modelamiento Numérico

2.5.1. Plaxis 3D

Plaxis es un programa de elementos finitos desarrollado para el análisis de deformaciones, estabilidad y flujo de aguas en medios porosos en el contexto de ingeniería geotécnica. El programa tiene como objetivo ser una herramienta potente, pero a la vez práctica y que pueda ser usada por ingenieros geotécnicos sin especialización en métodos numéricos.

Plaxis 3D incorpora la posibilidad de modelar efectos tridimensionales, permitiendo realizar análisis más exactos para singularidades como esquinas en excavaciones, interacción suelo-estructura, entre otros análisis. Dentro de sus funciones relacionadas al modelamiento de entibaciones se puede nombrar:

- Posibilidad de ingresar la geometría completa de la excavación, incluyendo todo tipo de singularidades.
- Incorporación de la estratigrafía completa del sitio directamente mediante sondajes.
- Modelamiento tridimensional de pilas y/o muros.
- Elementos tipo Embedded Beam con resistencia de fuste para modelar longitud de bulbo de anclajes y elementos tipo Node to Node Anchor para modelar longitud libre con transmisión de tensiones desde punto inicial a punto final.
- Posibilidad de incorporar cargas externas estáticas y dinámicas, así como desplazamientos inducidos.
- Elementos volumétricos, tipo Beam y tipo Plate para modelar vigas de amarre y cualquier tipo de estructura.
- Definición de fases constructivas.
- Incorporación de análisis pseudoestáticos y dinámicos tiempo-historia a partir de registros sísmicos.
- Simulación de ensayos de laboratorio, fases de consolidación, análisis de estabilidad de taludes, entre otros.

Para efectos de análisis, es fundamental la correcta selección del modelo constitutivo a utilizar para cada material, en particular para los suelos. Dentro del catálogo de modelos constitutivos de Plaxis 3D se puede mencionar el de Mohr-Coulomb, el cual considera un comportamiento lineal elástico perfectamente plástico. Dicho modelo es ampliamente utilizado en todo tipo de suelos por su rápido desempeño computacional y la escasa cantidad de parámetros de ingreso que requiere.

También considera modelos especializados en un tipo de suelo o situación de análisis. Por ejemplo, para el análisis de suelos blandos existen los modelos Soft Soil, Soft Soil Creep, Modified Cam-Clay y NGI-ADP, mientras que para el estudio de efectos de licuación existe el modelo UBC3D-PLM. Adicionalmente, para el análisis de rocas, Plaxis incorpora los modelos constitutivos Jointed Rock y Hoek-Brown, mientras que para estructuras existe un modelo Lineal Elástico.

Finalmente, para el análisis de todo tipo de suelos, Plaxis 3D incorpora el modelo constitutivo Hardening Soil, y su extensión Hardening Soil with small-strain stiffness (HS small), detallados extensamente en los puntos 2.5.2 y 2.5.3 respectivamente. Sus avanzadas características permiten modelar con elevado nivel de concordancia el comportamiento de entibaciones, y realizar análisis dinámicos tiempo-historia utilizando registros de acelerogramas.

En la Tabla 2.14 y Tabla 2.15, es posible observar la calificación dada por el fabricante de Plaxis 3D para el uso de sus modelos constitutivos, siendo el modelo HS Small el más recomendable para el análisis de excavaciones. Además, es el más recomendable para la realización de análisis dinámicos en suelos no licuables, debido a la incorporación de parámetros del suelo en descarga y recarga.

Tabla 2.14 Calificación del autor para el uso de distintos modelos constitutivos según aplicación, siendo A: El mejor modelo de Plaxis para la aplicación, B: Modelamiento razonable, C: Aproximación de primer orden (Plaxis 2017 Material Models Manual).

| Model | Foundation | Excavation | Tunnel | Embankment | Slope | Dam | Offshore | Other |
|-------------------------|------------|------------|--------|------------|-------|-----|----------|-------|
| Linear Elastic model | C | | C | | | | | |
| Mohr-Coulomb model | C | C | C | C | C | C | C | C |
| Hardening Soil model | B | B | B | B | B | B | B | B |
| HS small model | A | A | A | A | A | A | A | A |
| UBC3D-PLM model* | B | B | B | B | B | B | B | B |
| Soft Soil Creep model | B | B | B | A | A | B | B | B |
| Soft Soil model | B | B | B | A | A | B | B | B |
| Jointed Rock model | B | B | B | B | B | B | B | B |
| Modified Cam-Clay model | C | C | C | C | C | C | C | C |
| NGI-ADP model | B | B | B | A | A | B | A | B |
| UDCAM-S model* | | | | | | | A | |
| Hoek-Brown model | B | B | B | B | B | B | B | B |

Tabla 2.15 Calificación del autor para el uso de distintos modelos constitutivos según tipo de carga, siendo A: El mejor modelo de Plaxis para la aplicación, B: Modelamiento razonable, C: Aproximación de primer orden (Plaxis 2017 Material Models Manual).

| Model | Primary compression | Unloading / Reloading | Shear / Deviatoric loading | Undrained loading | Cyclic | Compression + Shear | Extension + Shear |
|-------------------------|---------------------|-----------------------|----------------------------|-------------------|--------|---------------------|-------------------|
| Linear Elastic model | C | C | | | | | |
| Mohr-Coulomb model | C | B | C | C | | C | C |
| Hardening Soil model | A | B | B | B | C | A | A |
| HS small model | A | A | A | B | B | A | A |
| UBC3D-PLM model* | B | B | B | B | B | B | B |
| Soft Soil Creep model | A | B | B | B | C | A | B |
| Soft Soil model | A | B | B | B | C | A | B |
| Jointed Rock model | B | B | B | | | B | B |
| Modified Cam-Clay model | C | C | C | C | C | C | C |
| NGI-ADP model | B | B | B | A | C | B | B |
| UDCAM-S model* | B | B | B | A | A* | A | B |
| Hoek-Brown model | B | B | B | | | B | B |

2.5.2. Modelo Hardening Soil

El modelo constitutivo Hardening Soil, o de endurecimiento isotrópico, corresponde a un modelo avanzado que permite simular el comportamiento de un amplio rango de suelos granulares y cohesivos, desde suelos blandos (soft soils) a rígidos (por ejemplo, Grava de Santiago). Según Obrzud (2018), el modelo permite reproducir los siguientes fenómenos macroscópicos que se presentan en los suelos:

- Densificación: reducción del volumen de vacíos producto de deformaciones plásticas.
- Incremento de los módulos de rigidez junto al crecimiento del nivel de tensión medio.

- Historial de tensiones del suelo: efectos de preconsolidación.
- Fluencia plástica: desarrollo de deformaciones irreversibles al alcanzar un criterio de fluencia.
- Dilatancia del suelo.

Pese a considerarse un modelo avanzado, una limitación que presenta es que no es capaz de reproducir el efecto de ablandamiento del suelo asociado a la dilatancia y a la desestructuración, lo cual puede ser observado en suelos sensitivos. Por otra parte, no considera los altos niveles de rigidez que se observan a bajos niveles de deformación ($\varepsilon \approx 10^{-3}$ a 10^{-2}).

Propuesto por Schanz (1998), el modelo se basa en una trayectoria hiperbólica de tensión-deformación axial, a la cual se puede aproximar la trayectoria de tensión-deformación axial observable en el ensayo triaxial drenado (CID). Esta trayectoria hiperbólica fue previamente desarrollada por los modelos de Kondner (1963) y Duncan & Chang (1970), difiriendo de este último en que utiliza la teoría de la plasticidad, en lugar de la teoría de la elasticidad; en que incorpora la dilatancia del suelo, y en tercer lugar, en que introduce una superficie de fluencia variable en el espacio (yield cap). Considerando estos preceptos, se establece en Plaxis la siguiente definición de la deformación axial del suelo en función de la tensión desviadora, para la condición de carga virgen.

$$-\varepsilon_1(q) = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (2.17)$$

Válido para $q < q_f$

Donde:

- ε_1 : Deformación axial unitaria del elemento de suelo.
- q : Tensión desviadora triaxial ($\sigma'_1 - \sigma'_3$).
- E_i : Módulo de deformación inicial.
- q_a : Valor asintótico asociado a la tensión desviadora última.
- q_f : Tensión desviadora última bajo el criterio de Mohr-Coulomb.

La tensión desviadora última en condición triaxial está dada por el criterio de falla de Mohr-Coulomb, y se define según la Ecuación (2.18). Cabe destacar que Plaxis considera la tensión de confinamiento efectiva σ'_3 con un valor negativo para compresión, por lo que en su formulación este valor va acompañado de un signo negativo.

$$q_f(\sigma'_3) = (c \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.18)$$

Donde:

- c : Cohesión.
- ϕ : Ángulo de fricción interna.
- σ'_3 : Tensión de confinamiento efectiva.

A partir de lo anterior, el valor asintótico q_a se expresa según sigue:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.19)$$

Donde:

R_f : Razón de falla, por defecto, se considera $R_f = 0.9$.

Por otra parte, el módulo de deformación inicial E_i depende directamente del módulo de deformación secante para carga virgen E_{50} , según la relación expuesta en la Ecuación (2.20). El módulo E_{50} se calcula para un nivel de tensión desviadora equivalente al 50% de la tensión desviadora última q_f en un ensayo triaxial drenado.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2.20)$$

El modelo constitutivo considera una dependencia potencial del módulo de deformación secante E_{50} con la tensión de confinamiento del suelo, según se expresa en la Ecuación (2.21):

$$E_{50}(\sigma'_3) = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.21)$$

Donde:

E_{50}^{ref} : Módulo de deformación secante para una tensión de confinamiento de referencia p^{ref} .

p^{ref} : Tensión de confinamiento de referencia. Por defecto se considera igual a 100 kPa.

m : Exponente que define el grado de dependencia del módulo E_{50} con la tensión de confinamiento.

Estudios realizados por Janbu (1963) y Von Soos (1990) han establecido que el valor del exponente m en general varía en el rango $0.5 < m < 1.0$, siendo los suelos más rígidos los que presentan una menor dependencia del módulo de deformación con el confinamiento (por lo general, para la grava de Santiago se considera un valor cercano a $m = 0.5$), mientras que suelos menos rígidos se aproximan a una dependencia lineal de este valor ($m = 1$).

En cuanto al comportamiento en descarga-recarga, el modelo Hardening Soil considera un comportamiento lineal, definido por el módulo de descarga-recarga E_{ur} . Este módulo es posible de calcular a partir de ensayos triaxiales en extensión o cíclicos, existiendo también aproximaciones a partir del ensayo edométrico para el tramo preconsolidado en suelos que muestren este comportamiento, y/o para el tramo de descarga. Por lo general, se considera que el módulo E_{ur} es igual a 3 veces el módulo E_{50} .

De forma análoga al módulo E_{50} , también se considera una dependencia del nivel de confinamiento, siguiendo la misma ley, según se muestra en la Ecuación (2.22):

$$E_{ur}(\sigma'_3) = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.22)$$

Finalmente, considerando lo expuesto en los párrafos anteriores, es posible resumir el comportamiento tensión-deformación del modelo Hardening Soil para tramos de carga virgen y recarga-descarga según se muestra en la Figura 2.25:

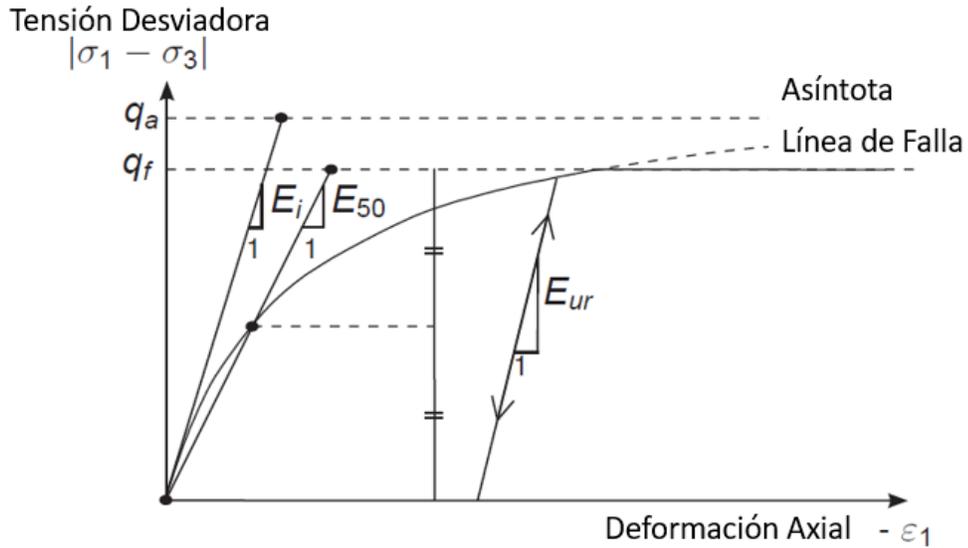


Figura 2.25 Relación tensión-deformación modelo Hardening Soil (Adaptado de Plaxis 2017 Material Models Manual).

En adición a los parámetros antes mencionados, al no basarse en la teoría de la elasticidad, el modelo Hardening Soil no presenta una correlación directa entre el módulo de deformación secante E_{50} y el módulo de compresión edométrica E_{oed} . Debido a lo anterior, este módulo debe ser introducido como parámetro de entrada para el modelamiento. El módulo corresponde a la tangente del gráfico tensión – deformación axial del ensayo edométrico, para una tensión vertical igual a p_{ref} .

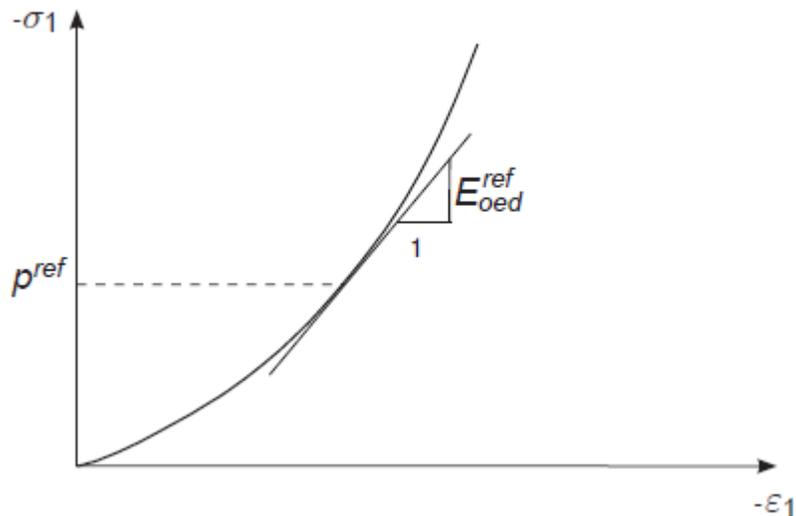


Figura 2.26 Esquema obtención de módulo edométrico E_{oed} (Plaxis 2017 Material Models Manual).

Al igual que los módulos anteriores, se asume una relación del módulo edométrico con, en este caso, la tensión efectiva vertical, según se observa en la Ecuación (2.23):

$$E_{oed}(\sigma'_3) = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{NC}} \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.23)$$

El coeficiente de empuje en reposo K_0^{NC} es otro parámetro necesario de ingresar para el modelamiento numérico, este valor equivale a la razón entre la tensión efectiva horizontal y la tensión efectiva vertical para la condición geostática, en suelos normalmente consolidados:

$$K_0^{NC} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \quad (2.24)$$

La determinación de este valor de forma empírica tiene un alto grado de complejidad, siendo normalmente calculado a partir del ensayo presiométrico, tal como se muestra en el trabajo de Poblete (ver Figura 2.4). Sin embargo, existen correlaciones ampliamente extendidas para el cálculo de este coeficiente, siendo la más conocida la de Jacky (1947), la cual se basa en estudios sobre suelos granulares (arenas):

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi \quad (2.25)$$

Otras correlaciones que permiten obtener K_0^{NC} a partir del ángulo de fricción interna son las de Brooker & Ireland (1965) y Simpson (1992).

- Brooker & Ireland (1965)

$$K_0^{NC} = 0.95 - \sin \phi \quad (2.26)$$

- Simpson (1992)

$$K_0^{NC} = \frac{\sqrt{2} - \sin \phi}{\sqrt{2} + \sin \phi} \quad (2.27)$$

Para suelos cohesivos, existen correlaciones que permiten estimar este parámetro utilizando el Índice de Plasticidad (I_p):

- Alpan (1967)

$$K_0^{NC} = 0.19 + 0.233 \log I_p \quad (2.28)$$

- Holtz & Kovacs (1981)

$$K_0^{NC} = 0.44 + 0.0042 I_p \quad (2.29)$$

Donde:

I_p : Índice de Plasticidad (en %).

Plaxis considera la incorporación de condiciones de preconsolidación para el cálculo de las tensiones iniciales a partir del coeficiente de empuje en reposo K_0 . La tensión de preconsolidación no puede ser directamente aplicada como parámetro, por lo que se presentan dos opciones para su consideración: el uso de la razón de preconsolidación (OCR) y el uso de una tensión de precarga (POP).

La primera, se define como la razón entre la tensión máxima alcanzada previamente (tensión de preconsolidación, σ_p) y la tensión efectiva vertical actual del suelo σ'_{zz} .

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma'_{zz}} \quad (2.30)$$

La segunda, corresponde al valor absoluto de la diferencia entre la tensión de preconsolidación y la tensión efectiva vertical actual:

$$POP = |\sigma_p - \sigma'_{zz}| \quad (2.31)$$

Como se puede apreciar, en ambos casos se obtiene que la tensión de preconsolidación del suelo aumenta con la profundidad. Para el presente trabajo, se utiliza preferentemente el parámetro POP, el cual según Melnikov (2016) describe con mayor precisión los procesos de deformabilidad. El valor de POP puede ser determinado mediante ensayos edométricos, calculando la tensión efectiva vertical actual para la profundidad donde se tomó la muestra.

La incorporación del parámetro POP produce un aumento en las tensiones efectivas horizontales para el tramo superior del suelo, según la relación indicada en la Ecuación (2.32).

$$\sigma'_{yy} = \sigma'_{xx} = K_0^{nc} \sigma_p - \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} POP \quad (2.32)$$

Regularmente, el valor de $\frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}}$ tiende a ser similar a K_0^{nc} , por lo que el efecto de mayor empuje solo es significativo para los primeros metros de suelo a partir del nivel de terreno natural. Es importante considerar que este parámetro solo se utiliza para el cálculo de las tensiones iniciales, por lo que el comportamiento posterior del suelo depende de las condiciones particulares a las que es sometido.

Finalmente, en cuanto al ángulo de dilatancia (ψ), este parámetro se deriva del incremento de deformación volumétrica (ε_v) con respecto al aumento de deformación de corte (ε_1) en un ensayo triaxial drenado. En ensayos de corte directo, este parámetro depende de si el suelo aumenta su índice de vacíos al aplicar una tensión de corte, o si lo disminuye, es decir, si muestra un comportamiento dilatante o contractivo. Para el caso de suelos dilatantes, el modelo permite introducir un límite de deformación volumétrica, el cual depende de la porosidad máxima ($v = 1 + e$).

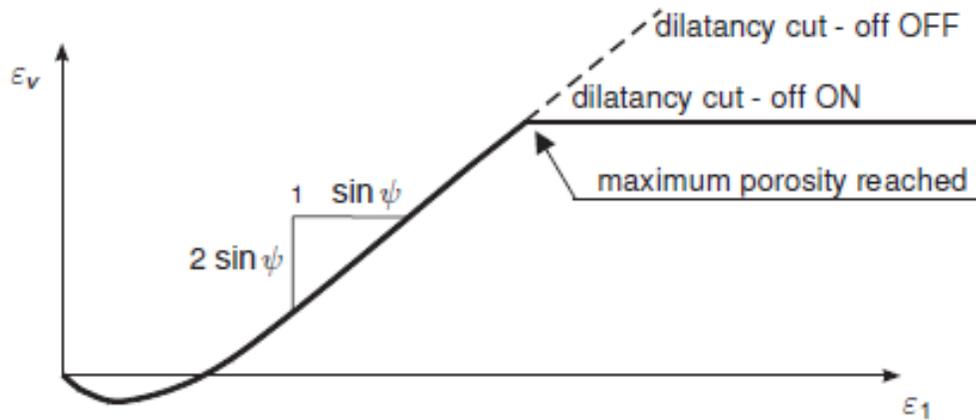


Figura 2.27 Concepto de ángulo de dilatancia y límite de deformación volumétrica (Plaxis 2017 Material Models Manual).

Recapitulando, los parámetros de entrada necesarios para el modelo Hardening Soil se detallan en la Tabla 2.16:

Tabla 2.16 Parámetros de entrada necesarios para el modelo Hardening Soil.

| Parámetros del criterio de falla de Mohr-Coulomb | | |
|---|--|-----------------|
| c | Cohesión (efectiva) | kN/m^2 |
| ϕ | Ángulo de fricción interna | $^\circ$ |
| ψ | Ángulo de dilatancia | $^\circ$ |
| Parámetros de rigidez del suelo | | |
| E_{50}^{ref} | Módulo de deformación secante del ensayo triaxial para un confinamiento de referencia p^{ref} | kN/m^2 |
| E_{oed}^{ref} | Módulo de deformación tangente del ensayo edométrico para una tensión vertical de referencia p^{ref} | kN/m^2 |
| E_{ur}^{ref} | Módulo de recarga-descarga para un confinamiento de referencia p^{ref} | kN/m^2 |
| m | Potencia de la relación de dependencia rigidez-tensión | - |
| Parámetros avanzados | | |
| ν_{ur} | Módulo de Poisson para recarga-descarga | - |
| p^{ref} | Tensión de referencia para el cálculo de los módulos de deformación | kN/m^2 |
| K_0^{NC} | Coefficiente de empuje en reposo para suelos normalmente consolidados | - |
| R_f | Razón de falla q_f/q_a , por defecto igual a 0.9 | - |
| POP | Tensión de precarga | kN/m^2 |
| e_{ini} | Índice de vacíos inicial | - |

2.5.3. Modelo Hardening Soil with small-strain stiffness (HS small)

El modelo Hardening Soil visto en el punto anterior asume que el comportamiento del suelo en condición de recarga-descarga es totalmente elástico, sin embargo, se ha observado que el rango de deformaciones en las cuales el suelo se puede asumir completamente elástico es muy acotado, exhibiendo un comportamiento altamente no lineal en términos de reducción de rigidez con el aumento de la deformación angular por corte γ_s . A la vez, se ha observado que para los rangos de deformación que usualmente se miden en los ensayos de laboratorio tradicionales (triaxiales y edométricos tradicionales), la rigidez del suelo se ha reducido por lo menos a la mitad de su valor original.

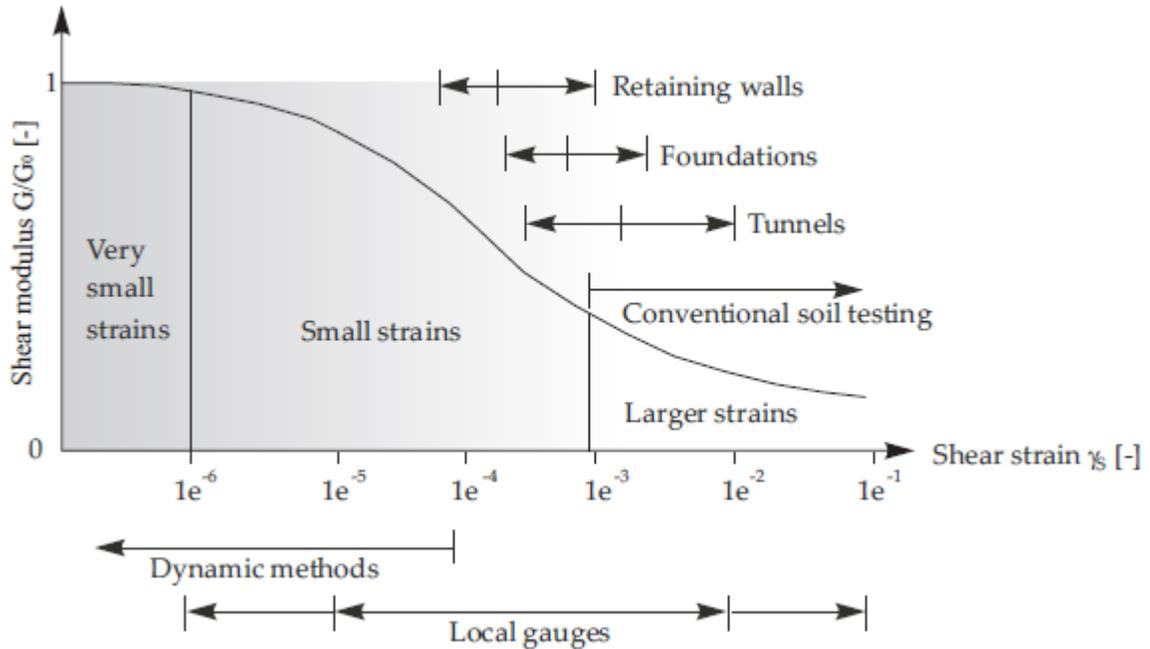


Figura 2.28 Reducción del módulo de corte (G) en función de la deformación angular (γ_s) y rangos de deformación en los que se manejan distintos tipos de obras y mediciones (Plaxis 2017 Material Models Manual).

El modelo HS small surge como una extensión del modelo HS standard, incorporando un módulo de corte (G) para pequeñas deformaciones, y a la vez, incorpora una curva de degradación de rigidez en función de la deformación angular. Estos parámetros permiten estimar con precisión las deformaciones para procesos geotécnicos que involucren el rango de pequeñas deformaciones, tal como es el caso sísmico, además de describir el comportamiento histerético del suelo para cargas cíclicas. Los parámetros que se añaden con esta extensión son los siguientes:

- Módulo de corte inicial, o a muy pequeñas deformaciones G_0 .
- La deformación angular a la cual el módulo de corte secante G_s se ha reducido a un 70% (específicamente, a un 72.2%) de G_0 : $\gamma_{0.7}$.

Utilizando estos parámetros, es posible definir la curva de degradación de rigidez tal como se expone en la Figura 2.28, a partir de la relación hiperbólica de Hardin & Drnevich (1972):

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (2.33)$$

Donde γ_r es la deformación de corte límite, la cual depende del esfuerzo de corte máximo τ_{max} , debido a que este valor se alcanza a rangos de grandes deformaciones, Santos & Correia (2001) proponen la utilización de la deformación angular para la cual el módulo G_s se ha reducido a un 70% de G_0 :

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.385 \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (2.34)$$

La calibración de (2.34) se realiza a partir de la ecuación de Hardin & Drnevich (2.33) utilizando datos empíricos de ensayos de laboratorio.

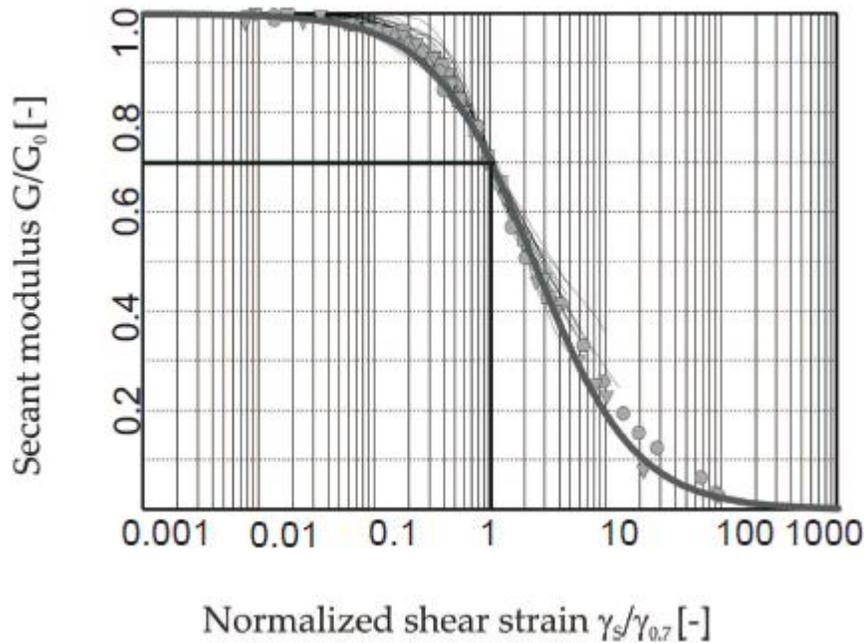


Figura 2.29 Resultados empíricos de Santos & Correia (2001) utilizando la ecuación de Hardin & Drnevich (Plaxis 2017 Material Models Manual).

Por otra parte, el modelo HS small considera una cota inferior para la reducción del módulo de corte, la cual está asociada al módulo de corte de recarga-descarga G_{ur} , relacionado con el módulo de deformación axial de recarga-descarga (E_{ur}) por el módulo de Poisson (ν_{ur}):

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (2.35)$$

Esta cota inferior, depende del módulo de corte tangente G_t , el cual se puede calcular como la derivada del módulo de corte secante:

$$G_t(\gamma) = \frac{dG_s(\gamma)}{d\gamma} = \frac{G_0}{\left(1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \quad (2.36)$$

El límite inferior del módulo de corte tangente queda establecido por el valor del módulo de corte de recarga-descarga, por lo que para valores de $G_t < G_{ur}$ según (2.36), se considera $G_t = G_{ur}$. La deformación angular a la que se alcanza este límite ($\gamma_{cut-off}$) puede ser calculada según:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0.7} \quad (2.37)$$

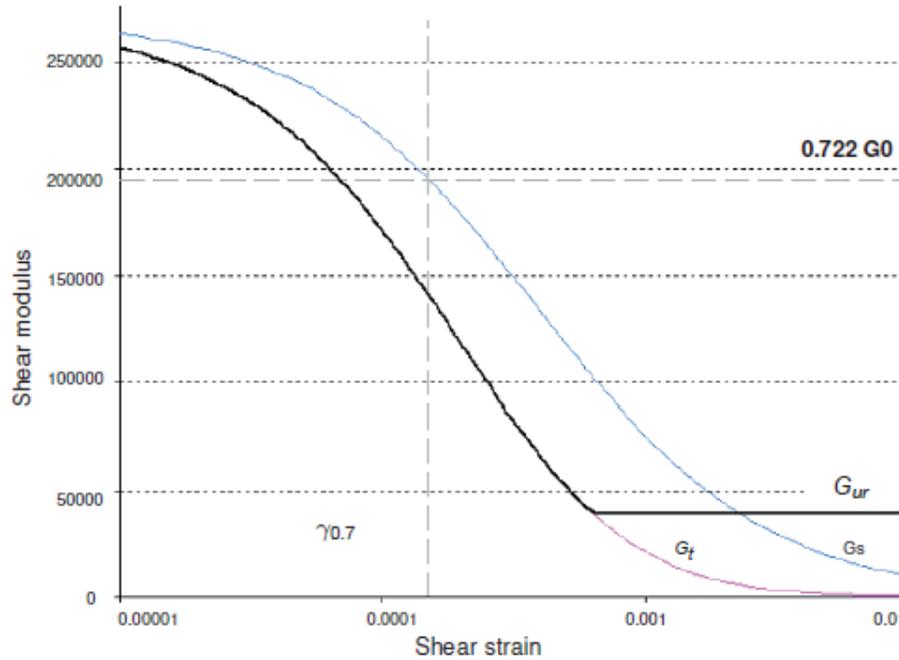


Figura 2.30 Módulos de corte secante y tangente para modelo HS Small (Plaxis 2017 Material Models Manual).

Al igual que los otros módulos de deformación del modelo HS standard, el módulo de corte máximo G_0 es dependiente del nivel de confinamiento siguiendo la misma ley:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.38)$$

El módulo de corte máximo G_0^{ref} para un confinamiento de referencia p^{ref} , puede ser obtenido según Alpan (1970) a través de métodos dinámicos, como lo es la estimación de la velocidad de onda de corte V_s , debido a que en estos casos las deformaciones del suelo ocurren en rangos de muy pequeñas deformaciones ($\gamma < 10^{-5}$).

$$G_0^{ref} = \rho V_s^2 \quad (2.39)$$

Donde:

ρ : Densidad del suelo natural γ_h/g .

V_s : Velocidad de onda de corte, para un confinamiento de referencia igual a p^{ref} .

En cuanto a la estimación del valor $\gamma_{0.7}$, en el presente trabajo se utilizan las correlaciones dadas por Vardanega & Bolton (2013), quienes realizaron ensayos en 21 muestras de arcillas y limos, obteniendo valores de la curva de degradación de rigidez en función del índice de plasticidad del suelo (I_p):

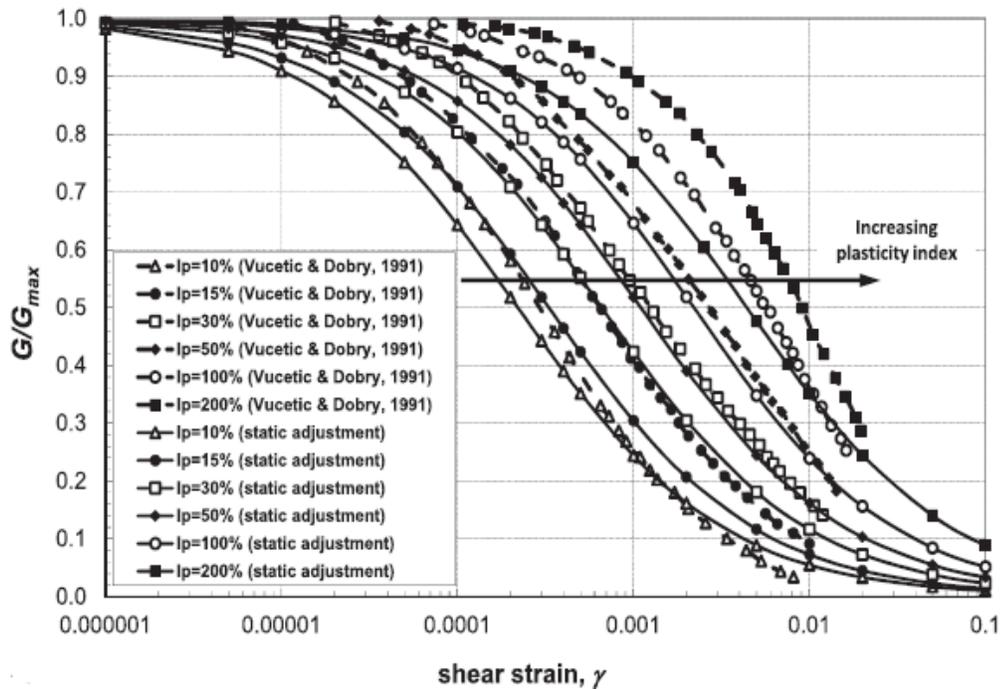


Figura 2.31 Curva de degradación de rigidez en función del índice de plasticidad para aplicaciones estáticas (Vardanega & Bolton, 2013).

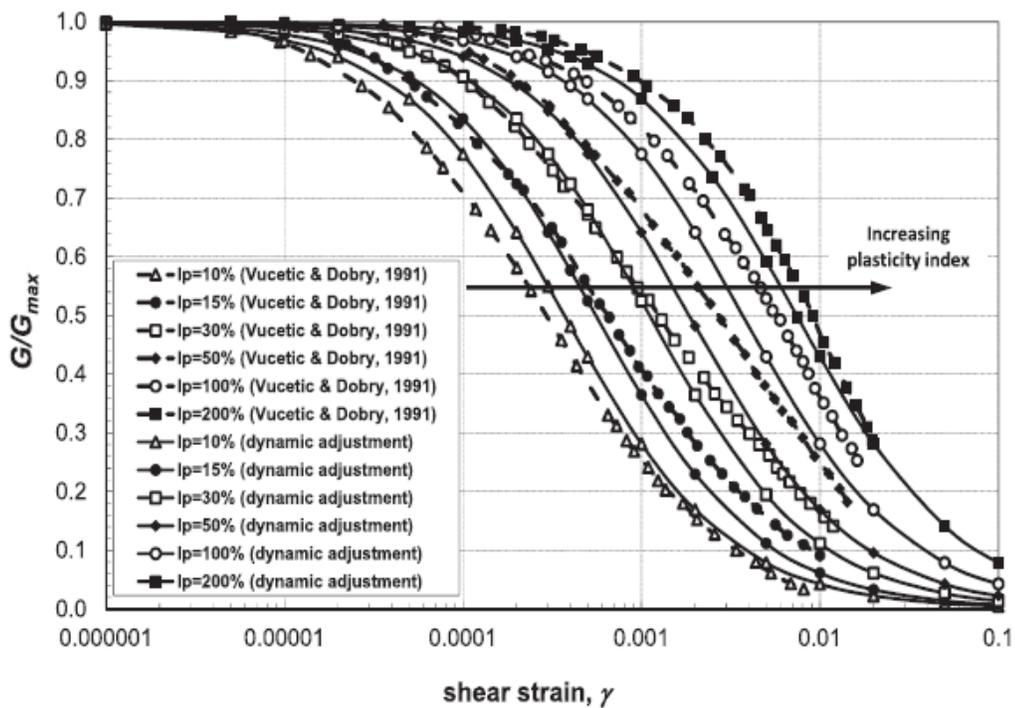


Figura 2.32 Curva de degradación de rigidez en función del índice de plasticidad para aplicaciones dinámicas (Vardanega & Bolton, 2013).

Este conjunto de parámetros permite describir el comportamiento no lineal histerético del suelo para rangos de pequeñas deformaciones, lo cual es de gran relevancia para análisis dinámicos y/o cíclicos. Considerando lo anterior, el modelo describe el comportamiento histerético del suelo siguiendo los principios de Masing (1926):

- El módulo de corte en descarga es igual al módulo de corte tangente de la curva de carga virgen.
- La reducción del módulo de corte para recarga-descarga a su 70% se alcanza al doble de deformación que para el caso de carga virgen.

$$\gamma_{0.7-recarga} = 2 \gamma_{0.7carga_virgen} \quad (2.40)$$

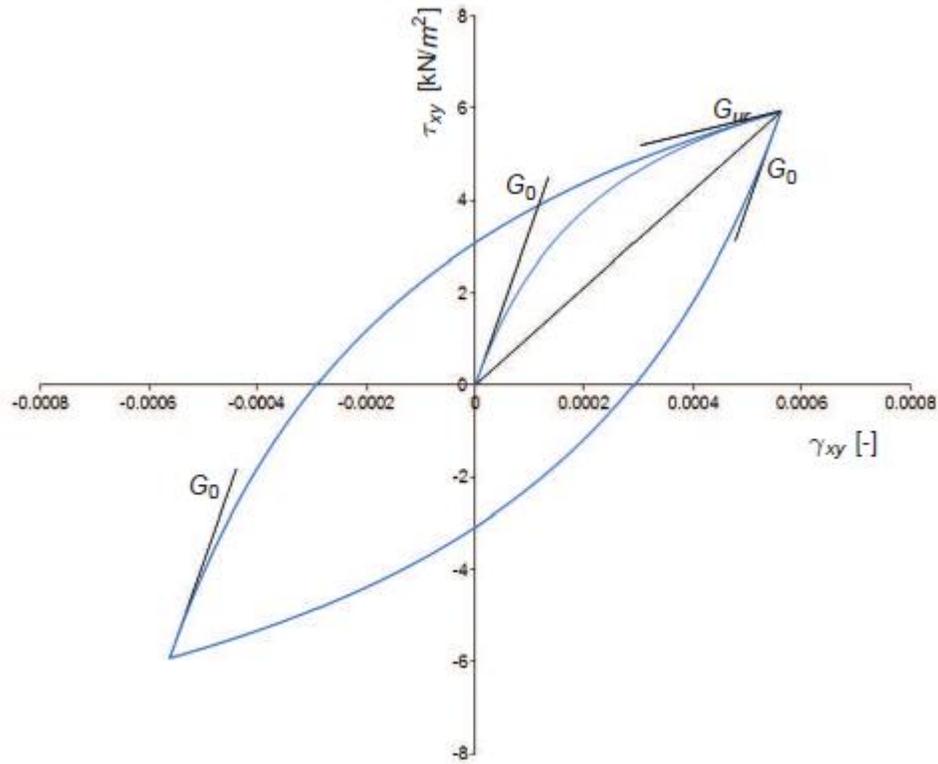


Figura 2.33 Ejemplo de comportamiento histerético de un suelo según modelo HS Small para ensayo de corte cíclico (Plaxis 2017 Material Models Manual).

En resumen, los parámetros adicionales al modelo HS standard (Tabla 2.16), requeridos para utilizar el modelo HS Small, se describen a continuación:

Tabla 2.17 Parámetros adicionales del modelo HS Small.

| | | |
|----------------|---|-------------------|
| G_0^{ref} | Módulo de corte máximo, a muy pequeñas deformaciones, para un confinamiento de referencia p^{ref} . | kN/m ² |
| $\gamma_{0.7}$ | Deformación angular a la cual el módulo de corte secante G_s es igual al 72.2% del módulo de corte máximo G_0 . | - |

3. Estimación de parámetros y propiedades del suelo en base a estudios previos

Los estudios presentados en el Capítulo 2, realizados por Luque y Mahave (1959), Valenzuela (1978) y Poblete (2004), así como los Informes de Mecánica de Suelos realizados por MP Ingenieros (2002), Petrus Ingenieros (2006), y Petrus Ingenieros (2011) para las construcciones de las Líneas 4, 5 y 3 del Metro de Santiago respectivamente, son claros en señalar a los suelos finos del sector oriente de Santiago como una unidad geotécnica con características similares en su extensión, debido a que presentan un origen geológico en común y sus propiedades índice no varían considerablemente.

Pese a lo anterior, por causa de su propia forma de depositación, en sucesivas capas de aluviones, pueden existir diferencias en parámetros tales como los de resistencia al corte aún para dos probetas ensayadas a partir de una misma muestra bloque (Poblete, 2004). Debido a esto, para efectos de modelamiento, resulta conveniente la estimación de parámetros característicos a partir de una base de datos recopilada de estudios de mecánica de suelos realizados en el sector en estudio.

Los resultados que se muestran a continuación han sido obtenidos de 27 estudios de mecánica de suelos elaborado por diversas consultoras del área geotécnica, los cuales han sido utilizados para diseño de entibaciones, socalzados y fundaciones por SUBT SpA en el suelo estudiado. Adicionalmente, se presentan resultados de los informes mencionados en el primer párrafo del presente capítulo, elaborados para construcciones del Metro de Santiago.

Con el análisis a realizar en el presente capítulo no se pretende obtener una caracterización geotécnica definitiva del suelo en estudio, sino obtener una primera aproximación del rango de valores donde se puedan ubicar los parámetros a calibrar para la realización de modelos de elementos finitos. Los parámetros definitivos serán calibrados para cada obra analizada en el presente trabajo según los resultados de instrumentación y monitoreo de entibaciones, considerando las particularidades observadas en cada caso.

3.1. Propiedades índice

3.1.1. Límites de Atterberg

A partir de los resultados de 16 informes de mecánica de suelos realizados en suelos finos de las comunas de Macul, Ñuñoa y Peñalolén, se recopilaron los Límites Líquidos e Índices de Plasticidad de 44 muestras de suelo, con esta información, se elaboró la carta de plasticidad mostrada en la Figura 3.1. El cuadro rojo indica el valor promedio de los resultados obtenidos.

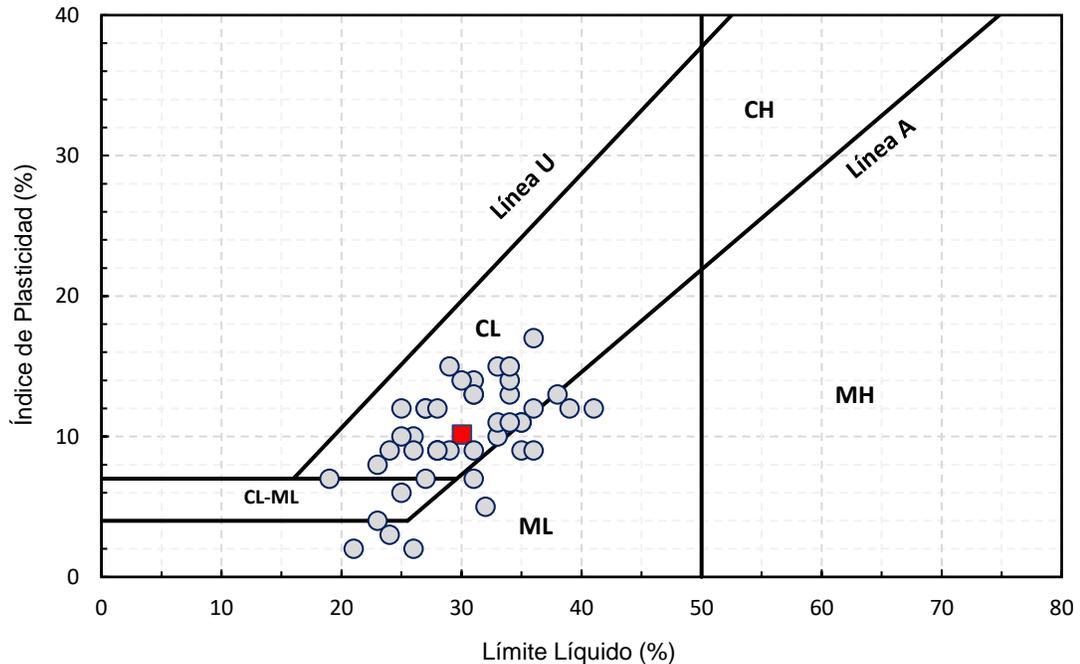


Figura 3.1 Carta de plasticidad de los suelos finos del sector oriente de Santiago.

Como se observa en la figura anterior, la mayor parte de las muestras clasifica como arcilla de baja plasticidad (CL), obteniéndose una menor fracción de muestras que clasifican como limo de baja plasticidad (ML) y como CL-ML. En general se observa una baja dispersión en los resultados, obteniéndose los siguientes valores medios:

$$LL = 30\% \pm 5\%$$

$$I_p = 10.1\% \pm 3.5\%$$

Estos valores concuerdan con lo señalado por Luque y Mahave (1959), quienes clasificaron el suelo como limos de baja plasticidad, y por Poblete (2004), quien estimó que el Límite Líquido variaba en el rango de 25% a 40% y el Índice de Plasticidad entre 5% y 20%.

3.1.2. Pesos unitarios

El peso unitario del suelo es un parámetro necesario para todo análisis geotécnico, debido a esto, su valor siempre debe ser determinado en un estudio de mecánica de suelos. Considerando lo anterior, se muestran en la Tabla 3.1 los pesos unitarios del suelo natural definidos en 26 informes de mecánica de suelos realizados en el sector estudiado.

Tabla 3.1 Pesos unitarios a humedad natural, determinados en 26 informes de mecánica de suelos en suelos finos del sector oriente de Santiago.

| Código | Autor | γ (kN/m^3) |
|---------------|------------------|--|
| 14034 | Geofun | 18.0 |
| 16035 | Geofun | 19.0 |
| 16053 | Geocav | 18.0 |
| 16079 | R&V | 16.0 |
| 16136 | Geofun | 19.0 |
| 17082 | Lucy Magaña | 18.5 |
| 17153 | Lucy Magaña | 17.0 |
| 17179 | R&V | 15.0 |
| 18034 | Geofun | 15.0 |
| 18209 | Lucy Magaña | 17.0 |
| 18131 | Musante | 16.0 |
| 18137 | Lucy Magaña | 18.5 |
| 14029 | R&V | 17.0 |
| 15057 | Geocav | 16.5 |
| 17019 | R&V | 18.0 |
| 17046 | Geocav | 16.5 |
| 17064 | Lucy Magaña | 17.0 |
| 17130 | Geofun | 15.0 |
| 17159 | R&V | 18.0 |
| 18005 | Geoestrata | 17.5 |
| 18201 | Mauricio Poblete | 17.8 |
| 18213 | Geoseismic | 16.0 |
| 15013 | Geofun | 18.0 |
| 16058 | Lucy Magaña | 18.0 |
| 16164 | Lucy Magaña | 18.5 |
| 19061 | R&V | 17.5 |

De la tabla anterior, se observa un rango de valores que varía entre 15 kN/m^3 y 19 kN/m^3 . Además, es posible determinar un valor medio del peso unitario del suelo:

$$\gamma = 17.2 \text{ kN/m}^3 \pm 1.2 \text{ kN/m}^3$$

Estos resultados muestran una dispersión no despreciable, la cual estaría asociada al método de depositación aluvional de los suelos, el cual hace que presente heterogeneidades en la compacidad del suelo aún para muestras obtenidas en un mismo sitio.

3.1.3. Índice de vacíos

Se presentan los valores de índice de vacíos recopilados de informes de mecánica de suelos realizados en las comunas de Macul, Ñuñoa y Peñalolén, obtenidos a partir de 27 muestras distintas de suelos finos. Por el mismo motivo de los pesos unitarios, se observa un grado de dispersión en los valores de índice de vacíos de diferentes muestras del suelo en estudio.

Según se aprecia en la Figura 3.2, los diferentes valores obtenidos son independientes de la profundidad de origen de la muestra, por lo que no se puede suponer un aumento de la compacidad del suelo en función de la profundidad.

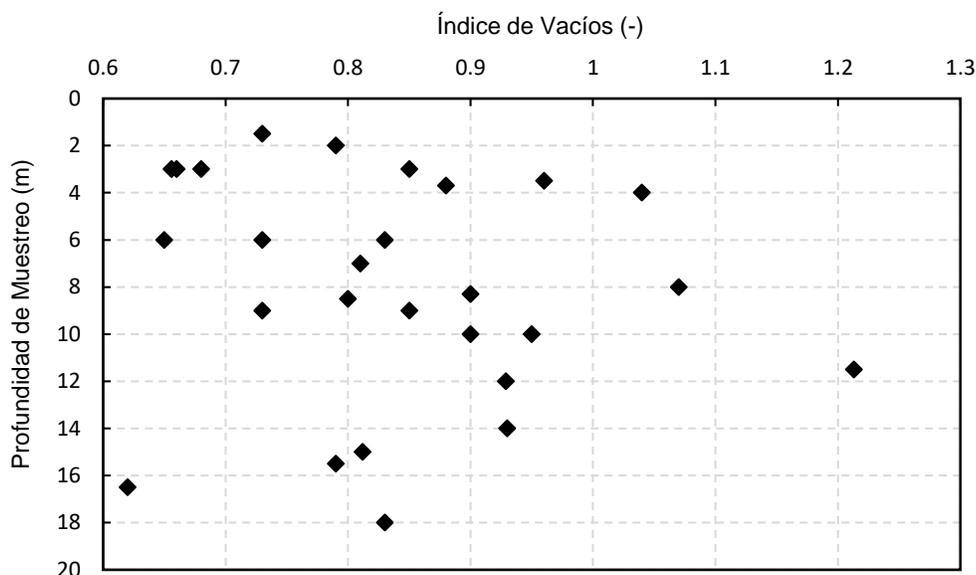


Figura 3.2 Índices de vacíos en función de la profundidad, suelos finos del sector oriente de Santiago.

A partir de los datos recopilados, expuestos en la Figura 3.2, se define un índice de vacíos promedio del suelo en estudio.

$$e = 0.84 \pm 0.14$$

3.1.4. Gravedad específica de la fracción sólida

De forma análoga a los parámetros anteriores, se estimó un valor medio de gravedad específica a partir de 24 muestras del sector en estudio, el cual se muestra a continuación:

$$G_s = 2.62 \pm 0.06$$

Este valor es concordante con la composición mineralógica determinada a partir de difracción de Rayos X en el informe de MP Ingenieros (2002) realizado para Metro de Santiago, el cual muestra que la fracción sólida está compuesta principalmente por cuarzo ($G_s = 2.66$). Valores más bajos de gravedad específica, próximos a 2.55 pueden deberse a un mayor porcentaje de Zeolitas, las cuales también están presentes en los resultados del análisis mineralógico, y que presentan gravedades específicas menores a 2.5.

3.2. Parámetros de resistencia al corte

Como se menciona al inicio del presente capítulo, fueron analizados 27 informes de mecánica de suelos realizados en suelos finos del sector oriente de Santiago disponibles en la base de datos de SUBT SpA. De dichos informes fue posible obtener resultados de tres ensayos de Corte Directo (CD), a partir de los cuales se determina el valor del ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c) del suelo, además de entregar información acerca del comportamiento contractivo o dilatante de este. El resumen de los resultados de los ensayos se muestra en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Resultados de ensayos de Corte Directo realizados en los suelos finos del sector oriente de Santiago (Geofun).

| Código | 16035 | 17130 | 18034 |
|----------------------------------|--|--|--|
| Autor | Geofun | Geofun | Geofun |
| Cota de muestreo | 3.5 m | 3.7 m | 7 m |
| e (σ_v) | 0.92 (50 kN/m ²) 0.90 (100 kN/m ²) 0.87 (200 kN/m ²) | 0.86 (50 kN/m ²) 1.12 (100 kN/m ²) 1.00 (200 kN/m ²) | 0.78 (50 kN/m ²) 0.76 (100 kN/m ²) 0.74 (200 kN/m ²) |
| ϕ | 25° | 35° | 28° |
| c | 34 kN/m ² | 7 kN/m ² | 67 kN/m ² |
| Comportamiento | Contractivo | Contractivo | Dilatante |

De lo expuesto en la tabla anterior, se puede mencionar que los comportamientos observados son coherentes con la compacidad del suelo en términos de índice de vacíos, obteniéndose un comportamiento dilatante para el suelo más compacto (18034, con menor índice de vacíos) y un comportamiento contractivo para los otros dos casos (16035 y 17130). En términos de parámetros de resistencia al corte, no se obtienen resultados concluyentes para el suelo como conjunto, observándose una notoria dispersión tanto en los ángulos de fricción interna como en la cohesión.

En consideración de lo anterior, de forma análoga a lo realizado para los parámetros de los puntos anteriores, se muestra en la Tabla 3.3 los valores de parámetros de resistencia al corte propuestos para el diseño de obras de entibación en 26 estudios de mecánica de suelos en el sector en estudio. Es relevante destacar que no se logró recabar información de ensayos realizados para la obtención de dichos parámetros.

Tabla 3.3 Parámetros de resistencia al corte de diseño, definidos en 26 informes de mecánica de suelos en suelos finos del sector oriente de Santiago.

| Código | Autor | ϕ (°) | c (kN/m²) |
|---------------|------------------|------------------------------|--|
| 14034 | Geofun | 27 | 30 |
| 16035 | Geofun | 25 | 34 |
| 16053 | Geocav | 26 | 20 |
| 16079 | R&V | 26 | 10 |
| 16136 | Geofun | 24 | 20 |
| 17082 | Lucy Magaña | 28 | 15 |
| 17153 | Lucy Magaña | 25 | 15 |
| 17179 | R&V | 25 | 30 |
| 18034 | Geofun | 24 | 20 |
| 18196 | Lucy Magaña | 24 | 4.7 |
| 18209 | Lucy Magaña | 28 | 20 |
| 18131 | Musante | 26 | 20 |
| 18137 | Lucy Magaña | 26 | 15 |
| 14029 | R&V | 28 | 30 |
| 15057 | Geocav | 28 | 10 |
| 17019 | R&V | 20 | 85 |
| 17046 | Geocav | 28 | 10 |
| 17130 | Geofun | 25 | 10 |
| 17159 | R&V | 29 | 61 |
| 18005 | Geoestrata | 28 | 25 |
| 18201 | Mauricio Poblete | 30 | 30 |
| 18213 | Geoseismic | 28 | 15 |
| 15013 | Geofun | 25 | 30 |
| 16058 | Lucy Magaña | 28 | 20 |
| 16164 | Lucy Magaña | 26 | 15 |
| 19061 | R&V | 32 | 25 |

A partir de lo expuesto en la tabla anterior, se definen valores medios para los parámetros de resistencia al corte:

$$\phi = 26.5^\circ \pm 2.4^\circ$$

$$c = 24 \text{ kN/m}^2 \pm 16 \text{ kN/m}^2$$

Se observa que ambos parámetros presenten un importante grado de dispersión en los valores recopilados, siendo particularmente notable en el caso de la cohesión. Esto es esperable según lo expuesto por Poblete (2004), quien observó grandes variaciones en la cohesión hasta para muestras obtenidas a partir de un mismo bloque de suelo.

3.3. Ensayos de Compresión no Confinada

Se recabaron resultados de 10 ensayos de Compresión no Confinada (CNC), a partir de los cuales fue posible determinar la resistencia al corte no drenado (S_u) del suelo, mostrándose los resultados en la Tabla 3.4. Al igual que para el caso de los ensayos de Corte Directo, se observa una amplia dispersión en los resultados, con valores de resistencia al corte no drenado que varían desde $S_u=33 \text{ kN/m}^2$ a $S_u=252 \text{ kN/m}^2$.

No se observa una clara dependencia de los valores de resistencia al corte no drenado con el índice de vacíos. Por otra parte, sí se observa que las muestras obtenidas a profundidades superiores a 8 metros tienden a tener una mayor resistencia que las obtenidas más cerca de la superficie.

Adicionalmente, se calculó el valor del módulo de deformación E_{50} , observándose una correlación entre la resistencia al corte no drenado y el módulo. Los valores obtenidos son muy variables, y en general relativamente altos, lo que podría estar asociado a la velocidad de ejecución de los ensayos. Se concluye que el módulo obtenido a partir del ensayo de compresión no confinada no es un resultado confiable.

Tabla 3.4 Resultados de ensayos de Compresión no Confinada (CNC).

| Código | Autor | Cota muestra (m) | e | γ (kN/m^3) | S_u (kN/m^2) | E_{50} (kN/m^2) |
|-----------|-------------|------------------|------|------------------------------|---------------------------|------------------------------|
| 16035 | Geofun | 3.5 | 0.96 | 15.4 | 58 | 13.368 |
| 18034 | Geofun | 3 | 0.66 | 18.3 | 163 | 24.146 |
| 18196 | Lucy Magaña | 25 | 0.66 | 14.9 | 223 | 21.351 |
| 18131 | Musante | 1.5 | 0.73 | 16.4 | 68 | 14.091 |
| 17130 | Geofun | 3.7 | 0.88 | 15.4 | 33 | 8.840 |
| 18005-3 | Geoestrata | 3 | 0.68 | 18.3 | 123 | 21.133 |
| 18005-6 | Geoestrata | 6 | 0.73 | 17.4 | 42 | 5.647 |
| 18005-8.5 | Geoestrata | 8.5 | 0.80 | 17.7 | 193 | 26.679 |
| 18213 | Geoseismic | 2 | 0.79 | 17.4 | 91 | 24.035 |
| 15013 | Geofun | 8 | 0.85 | 17.0 | 252 | 44.478 |

3.4. Módulo E_{50} a partir de ensayos triaxiales a humedad natural

Dos ensayos de compresión triaxial a humedad natural, en condición drenada, fueron presentados en el informe de mecánica de suelos elaborado por MP Ingenieros (2002) para la construcción de la Línea 4 del Metro de Santiago. Estos ensayos se realizaron a partir de dos muestras provenientes de la calicata C-19 (Estación Los Orientales) a profundidades de 3 y 9 metros, siendo ensayados a tensiones de confinamiento de 60 kN/m^2 y 120 kN/m^2 respectivamente. El hecho de que cada muestra haya sido ensayada a una tensión de confinamiento, y que se presenten solo dos ensayos, no permite determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo, sin embargo, permiten estimar parámetros de deformación, en particular, el módulo de deformación triaxial E_{50} para las tensiones de confinamiento ensayadas.

Las condiciones de elaboración de cada una de las probetas ensayadas se muestran en la Tabla 3.5, mientras que los resultados de deformación axial vs. tensión desviadora se muestran en la Figura 3.3:

Tabla 3.5 Condiciones de elaboración de probetas, ensayos triaxiales a humedad natural (MP Ingenieros, 2002)

| | Probeta N°1 | Probeta N°2 |
|---|-------------|-------------|
| Calicata | C-19 | C-19 |
| Profundidad (m) | 3 | 9 |
| Altura probeta (cm) | 9.54 | 9.60 |
| Área probeta (cm ²) | 19.83 | 20.43 |
| Humedad inicial (%) | 20.2 | 17.7 |
| Densidad seca de montaje (g/cm ³) | 1.29 | 1.32 |
| Densidad húmeda de montaje (g/cm ³) | 1.55 | 1.55 |
| Presión de Cámara (kg/cm ²) | 0.60 | 1.20 |

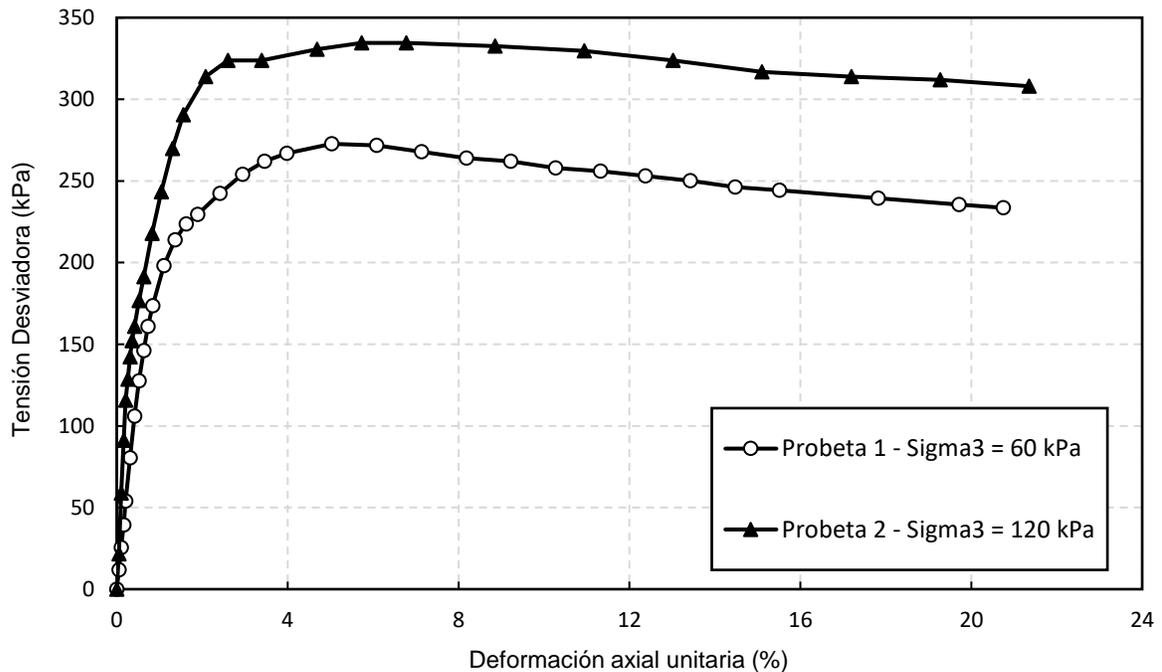


Figura 3.3 Resultados de deformación axial unitaria vs. tensión desviadora, ensayos triaxiales a humedad natural (MP Ingenieros, 2002).

A partir de estos resultados, es posible calcular el módulo de deformación E_{50} para cada una de las probetas ensayadas, siguiendo la definición de la Figura 2.25.

Tabla 3.6 Módulos de deformación E_{50} obtenidos a partir de ensayos triaxiales a humedad natural.

| | Tensión de Confinamiento σ_3 (kPa) | Módulo E_{50} (kN/m ²) |
|-------------|---|--------------------------------------|
| Probeta N°1 | 60 | 23.201 |
| Probeta N°2 | 120 | 33.958 |

3.5. Ensayos de Placa de Carga Horizontal Cíclicos

Con motivo del proyecto de construcción de la Línea 4 del Metro de Santiago, Petrus Ingenieros ejecutó siete ensayos de Placa de Carga Horizontal Cíclicos, presentados en el informe de mecánica de suelos elaborado por MP Ingenieros, y cuyos resultados fueron analizados en el trabajo de Poblete (2004). Los ensayos fueron realizados en tres calicatas ubicadas en las estaciones Plaza Egaña, Los Orientales y Grecia de la mencionada línea, a profundidades de entre 8 a 17 metros. Los gráficos resultantes de los ensayos, extraídos del informe de mecánica de suelos, se muestran en el Anexo A.

Tabla 3.7 Ensayos de Placa de Carga Horizontal Cíclicos realizados (MP Ingenieros, 2002)

| Ensayo | Calicata | Profundidad (m) |
|--------|---------------------|-----------------|
| PCH 1 | C-18 Grecia | 10 |
| PCH 2 | C-18 Grecia | 8 |
| PCH 3 | C-19 Los Orientales | 17 |
| PCH 4 | C-19 Los Orientales | 13 |
| PCH 5 | C-19 Los Orientales | 10 |
| PCH 6 | C-13 Plaza Egaña | 12 |
| PCH 7 | C-13 Plaza Egaña | 17 |

El informe de mecánica de suelos describe los suelos donde se realizaron los ensayos (calicatas C-18, C-19 y C-13 a sus respectivas profundidades) como un estrato homogéneo de arcilla arenosa, que clasifica como CL según USCS, con humedades de alrededor del 20% y grado de saturación característico de entre 41% a 70.5%. La homogeneidad de las plasticidades, en torno al límite líquido $LL=30\%$ e índice de plasticidad $IP=12\%$ indican que se trata de un estrato bastante homogéneo (MP Ingenieros, 2002). Por lo tanto, las propiedades mecánicas estimadas partir de estos ensayos pueden ser extrapoladas para la calibración de los modelos constitutivos utilizados con objetivo de la presente memoria de título.

Considerando lo anterior, se realiza un back-analysis, simulando un ensayo de Placa de Carga Horizontal Cíclico en el software Plaxis 3D, con el objetivo de determinar los módulos E_{ur} , G_0 y verificar el parámetro de degradación de rigidez $\gamma_{0.7}$ obtenido según la curva de Vardanega & Bolton para aplicaciones dinámicas (Figura 2.32), asumiendo un índice de plasticidad $IP=10\%$. Este ensayo permite además determinar el módulo E_{50} , sin embargo, debido a la alta variabilidad de los módulos obtenidos, se utiliza dicho resultado solo como un valor referencial, dejando su estimación definitiva a los resultados de instrumentación y monitoreo de entibaciones (Capítulo N°4).

La metodología de obtención de dichos parámetros se basa en un análisis iterativo, variando los parámetros del suelo hasta obtener una configuración que se adecue a los resultados medidos, los pasos simulados se detallan en la siguiente lista:

1. Excavación de una calicata de sección cuadrada de 1 metro de lado y 20 metros de profundidad.
2. Aplicación de la carga indicada en los ensayos sobre una placa rígida, modelada según se indica en Tabla 3.8. La profundidad de aplicación de la carga es de 13 metros, la cual

se considera extrapolable a todos los ensayos, debido a que los resultados demostraron no depender sensiblemente de la profundidad de ejecución de la prueba.

3. Determinación de las deformaciones inducidas por la aplicación de la carga.

Tabla 3.8 Parámetros utilizados para el modelamiento de la placa ultrarrígida en Plaxis 3D.

| Parámetro | Valor | Unidad |
|---------------------|-----------------|--------|
| Modelo Constitutivo | Lineal Elástico | - |
| Diámetro (D) | 500 | mm |
| Espesor (d) | 50 | mm |
| Módulo Elástico (E) | 210.000 | MPa |

La mayor parte de los parámetros del suelo utilizados para el modelamiento, fueron obtenidos a partir de la recopilación bibliográfica expuesta en el presente y anterior capítulos. Las variables controladas fueron los parámetros relacionados con la respuesta cíclica y en descarga del suelo: G_0 , E_{ur} y $\gamma_{0.7}$. Finalmente, caracterizado el suelo según los parámetros de la Tabla 3.9, se obtiene la simulación del ensayo de placa de carga de la Figura 3.4, la cual se puede comparar con los resultados de los ensayos expuestos en el Anexo A.

Tabla 3.9 Parámetros del Suelo Fino del sector Oriente de Santiago para un modelo constitutivo HS Small, estimados según análisis inverso a partir de resultados de Ensayos de Placa de Carga Horizontal Cíclicos.

| Parámetro | Valor | Unidad |
|-----------------|----------------------|-------------------|
| c | 30 | kN/m ² |
| ϕ | 28 | ° |
| ψ | 0 | ° |
| E_{50}^{ref} | 20.000 | kN/m ² |
| E_{oed}^{ref} | 20.000 | kN/m ² |
| E_{ur}^{ref} | 150.000 | kN/m ² |
| m | 1 | - |
| ν_{ur} | 0.3 | - |
| p^{ref} | 100 | kN/m ² |
| K_0^{NC} | 0.55 | - |
| R_f | 0.9 | - |
| G_0^{ref} | 140.000 | kN/m ² |
| $\gamma_{0.7}$ | 0.1×10^{-3} | - |
| POP | 0 | kN/m ² |

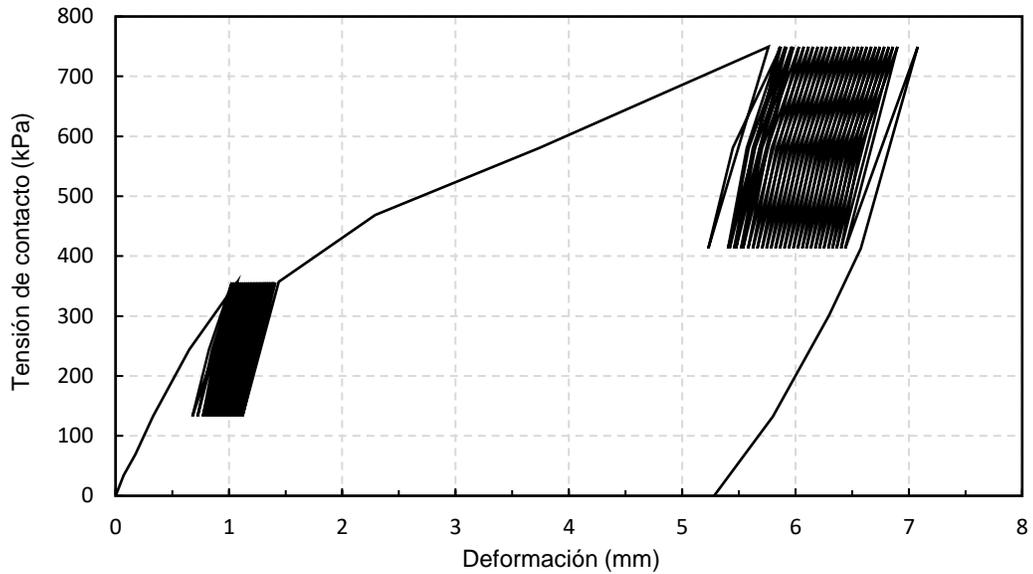


Figura 3.4 Simulación de ensayo de Placa de Carga Horizontal Cíclico en Plaxis 3D.

El valor de E_{ur} definido en la Tabla 3.9, comparado con el módulo E_{50} , concuerda con lo observado por Poblete, quien estimó que la razón E_{ur}/E_{50} variaba entre 4 y 15. Esto difiere de los valores comúnmente recomendados, los cuales establecen que $E_{ur} = 3 E_{50}$, sin embargo, Rozic (2012), determinó que para la Grava de Santiago, la razón E_{ur}/E_{50} variaba entre 8 a 15, por lo que se considera que valores altos de tal razón son posibles.

3.6. Fricción unitaria para modelamiento de anclajes

3.6.1. Resultados de Ensayos de Investigación (Pilotes Terratest)

Con el objetivo de determinar la fricción unitaria para el diseño de la longitud de bulbo de anclajes en los suelos finos del sector oriente de Santiago, Pilotes Terratest realizó una serie de ensayos de investigación durante la construcción de las estaciones Grecia y Los Orientales de la Línea 4 del Metro de Santiago, los ensayos consistieron en el tensado de anclajes inyectados por Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) hasta el 90% de la carga de fluencia del tendón o hasta la ruptura de la interfaz suelo-bulbo.

Considerando lo anterior, la fricción unitaria q_s para el diseño de la longitud de bulbo de anclajes puede calcularse a partir de la Ecuación (3.1):

$$q_s = \frac{F_u}{\pi D_n \alpha L_v} \quad (3.1)$$

Donde:

- F_u : Carga última de ensayo.
- D_n : Diámetro nominal de bulbo
- α : Factor de amplificación de bulbo
- L_v : Longitud de bulbo

Los resultados de la estimación de la fricción unitaria q_s a partir de dichos ensayos se muestra en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Estimación de fricción unitaria q_s a partir de ensayos de investigación (Pilotes Terratest, 2003).

| Ensayo | L_v (m) | D_n (m) | α | F_u (kN) | q_s (kN/m ²) |
|-------------------|-----------|-----------|----------|------------|----------------------------|
| Grecia #1 | 4 | 0.130 | 1.8 | 560 | 190 |
| Grecia #2 | 4 | 0.130 | 2.0 | 560 | 172 |
| Los Orientales #1 | 4 | 0.130 | 2.0 | 1125 | 345 |
| Los Orientales #2 | 4 | 0.130 | 1.8 | 1225 | 416 |

Como se observa en la tabla anterior, los valores obtenidos varían en un amplio rango de entre 172 kN/m² a 416 kN/m², por lo que en sus informes Pilotes Terratest recomienda el uso de valores conservadores de q_s y la utilización de un factor de seguridad de 2.5.

3.6.2. Resultados de Ensayos de Aceptación (SUBT SpA)

La totalidad de los anclajes de un proyecto de entibación o socialzado deben ser sometidos a un ensayo de aceptación donde se verifique su capacidad de resistir por lo menos 1.25 veces su carga de trabajo, debido a esto, la realización de ensayos de aceptación en suelos finos del sector oriente de Santiago permite establecer una cota inferior del valor de q_s a partir de lo enunciado en la Ecuación (3.1). Este valor es conservador, debido a que, de verificarse la suficiencia del anclaje ensayado, a dicha carga de prueba aún no se ha alcanzado la carga última de la interfaz suelo-bulbo, a partir de la cual se define el valor de q_s .

En vista de lo anterior, se presentan en Tabla 3.11, Tabla 3.12 y Tabla 3.13, los resultados del cálculo de q_s a partir de Ensayos de Aceptación realizados por SUBT SpA para los proyectos de entibación de los edificios Premio Nobel, Green Park y Macul, ubicados en suelos finos de la comuna de Macul, estos ensayos fueron realizados para distintos tipos de anclajes, longitudes de bulbo y cargas de prueba, utilizando anclajes de pernos autoperforantes con inyección tipo IRS.

Tabla 3.11 Fricción unitaria q_s calculada a partir de ensayos de aceptación Edificio Premio Nobel.

| | Tipo Perno | L_v (m) | αD_n (m) | F_p (kN) | $q_{s,min}$ (kN/m ²) |
|--------|------------|-----------|------------------|------------|----------------------------------|
| Tipo 1 | R51N | 7 | 0.138 | 454 | 150 |
| Tipo 2 | R51N | 7 | 0.138 | 448 | 148 |
| Tipo 3 | R51N | 6 | 0.138 | 373 | 143 |

Tabla 3.12 Fricción unitaria q_s calculada a partir de ensayos de aceptación Edificio Green Park.

| | Tipo Perno | L_v (m) | αD_n (m) | F_p (kN) | $q_{s,min}$ (kN/m ²) |
|----------|-------------------|-----------|------------------|------------|----------------------------------|
| Tipo 1.1 | 40/16 | 9 | 0.108 | 418 | 137 |
| Tipo 1.2 | 40/16 | 7 | 0.108 | 473 | 199 |
| Tipo 2.1 | 40/16 | 10 | 0.108 | 411 | 121 |
| Tipo 2.2 | 40/16 | 7.5 | 0.108 | 473 | 186 |
| Tipo 3.1 | 40/16 | 9 | 0.108 | 469 | 154 |
| Tipo 3.2 | R51N | 7 | 0.138 | 562 | 185 |

Para el caso del Edificio Macul, existen 25 tipos distintos de anclaje, por lo que solo se muestran los cinco que definen un mayor valor de q_s :

Tabla 3.13 Fricción unitaria q_s calculada a partir de ensayos de aceptación Edificio Macul.

| | Tipo Perno | L_v (m) | αD_n (m) | F_p (kN) | $q_{s,min}$ (kN/m ²) |
|---------|-------------------|-----------|------------------|------------|----------------------------------|
| Tipo 2 | 52/26 | 9.5 | 0.138 | 628 | 152 |
| Tipo 7 | R51N | 6 | 0.138 | 588 | 218 |
| Tipo 10 | 40/16 | 7.5 | 0.108 | 446 | 175 |
| Tipo 14 | 52/26 | 7 | 0.138 | 623 | 205 |
| Tipo 19 | R51N | 7 | 0.138 | 546 | 180 |

A partir de los resultados expuestos en las tablas de los puntos 3.6.1 y 3.6.2, es posible concluir que la utilización de una fricción unitaria de $q_s = 200 \text{ kN/m}^2$ es realista para el modelamiento numérico de la interfaz suelo-bulbo de los anclajes en los suelos finos del sector oriente de Santiago. Para efectos de modelamiento, se asume que la resistencia friccional es uniforme a lo largo de la longitud de bulbo, con lo que se define la resistencia friccional por unidad de largo del bulbo (3.2):

$$T_{skin} = q_s \alpha \pi D_n \quad (3.2)$$

Con:

$$q_s = 200 \text{ kN/m}^2$$

3.7. Velocidad de onda de corte (V_s)

La velocidad de onda de corte del suelo es un parámetro que necesariamente se debe determinar con el objetivo de estimar efectos de amplificación sísmica en suelos. La norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh433.Of1996 Mod.2009 en conjunto con el Decreto Supremo DS61, establecen que para todo edificio se debe realizar un estudio de mecánica de suelos que incluya la determinación de la velocidad de onda de corte para los primeros 30 metros de suelo a partir del nivel del terreno natural.

Dicha norma no establece el método de determinación de tales velocidades. En la práctica, el método ampliamente utilizado es el de Refracción de Microtremores (ReMi), el cual es un

método de ondas sísmicas superficiales que utiliza el ruido ambiental para la obtención de un perfil de velocidades de onda de corte en profundidad. Bajo esta consideración, se presenta en la Figura 3.5 los resultados de mediciones de velocidad de onda de corte medidos mediante el método ReMi para diferentes profundidades en los suelos finos del sector oriente de Santiago.

Los resultados expuestos en la Figura 3.5 fueron obtenidos de 30 arreglos de medición ReMi recopilados de los 26 informes de mecánica de suelos nombrados en la Tabla 3.1 y Tabla 3.3. Adicionalmente, se compararon los resultados de mediciones in situ con la estimación realizada del módulo de corte a pequeñas deformaciones G_0 a partir de resultados de ensayos de placa de carga horizontal cíclicos.

La transformación de módulo de corte a velocidad de onda de corte se realizó mediante la Ecuación (2.39), mientras que la dependencia del módulo de corte con la profundidad se calculó a partir de la Ecuación (2.38). Los parámetros del suelo utilizados son los mostrados en la Tabla 3.9.

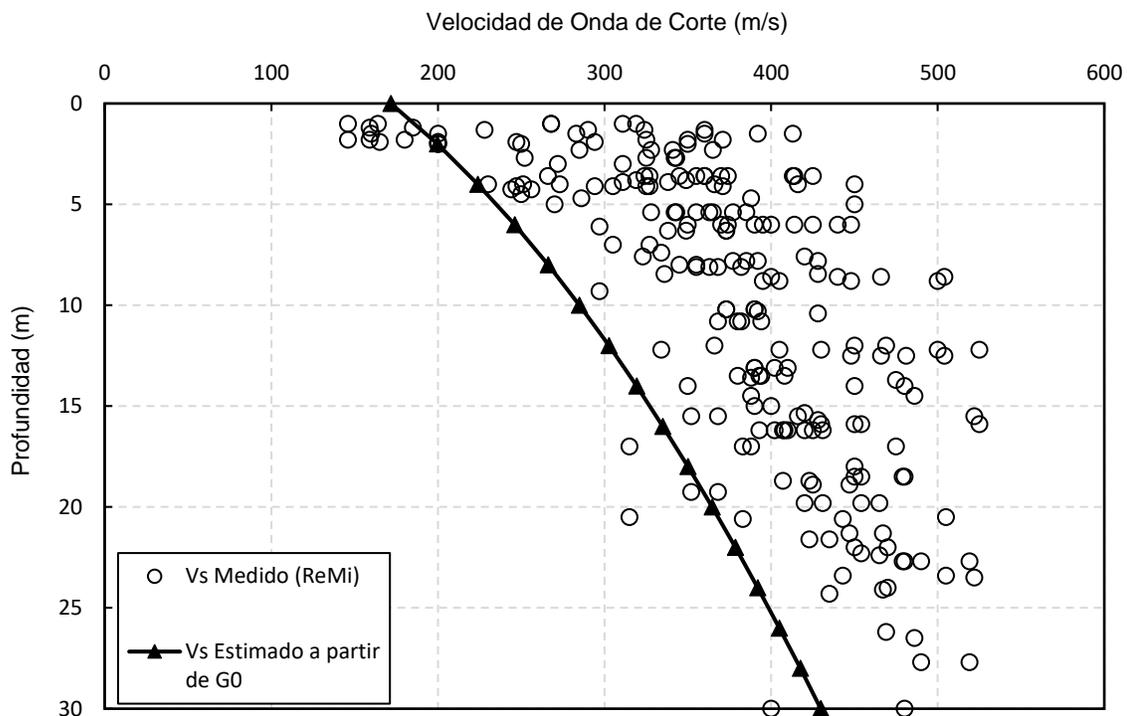


Figura 3.5 Resultados de medición de velocidades de onda de corte V_s y comparación con estimación a partir de G_0 para los suelos finos del sector oriente de Santiago.

De los resultados de la Figura 3.5 se puede observar que la velocidad de onda de corte estimada a partir de G_0 es en general menor a la medida mediante método ReMi. Esto se explica por diferencias en el nivel de deformaciones que se generan en un ensayo de placa de carga versus métodos geofísicos, por lo que se considera un resultado esperable. Por otra parte, se observa una buena correlación de la dependencia de V_s con la profundidad utilizando los parámetros de la Tabla 3.9

4. Calibración de parámetros constitutivos en base a resultados de instrumentación y monitoreo de entibaciones

En el presente capítulo, se presentan los resultados del monitoreo de tres entibaciones instrumentadas con inclinómetro y celdas de carga en el sector de estudio. Todos los casos se ubican en el sector de la intersección de Av. Macul con Av. Quilín, conocido como Punta de Rieles, en la comuna de Macul. En términos de suelos, las obras instrumentadas se encuentran en la zona distal de los conos de deyección, en un sector de transición entre los depósitos de suelos finos y la Grava de Santiago.

Los tres casos instrumentados corresponden a pilas de entibación de hormigón armado ancladas con pernos autoperforantes. En la Figura 4.1 se aprecia la ubicación de las tres obras, los límites de la unidad geotécnica de conos de deyección según Valenzuela (1978) se observan en tono café claro, encontrándose grava hacia el poniente.

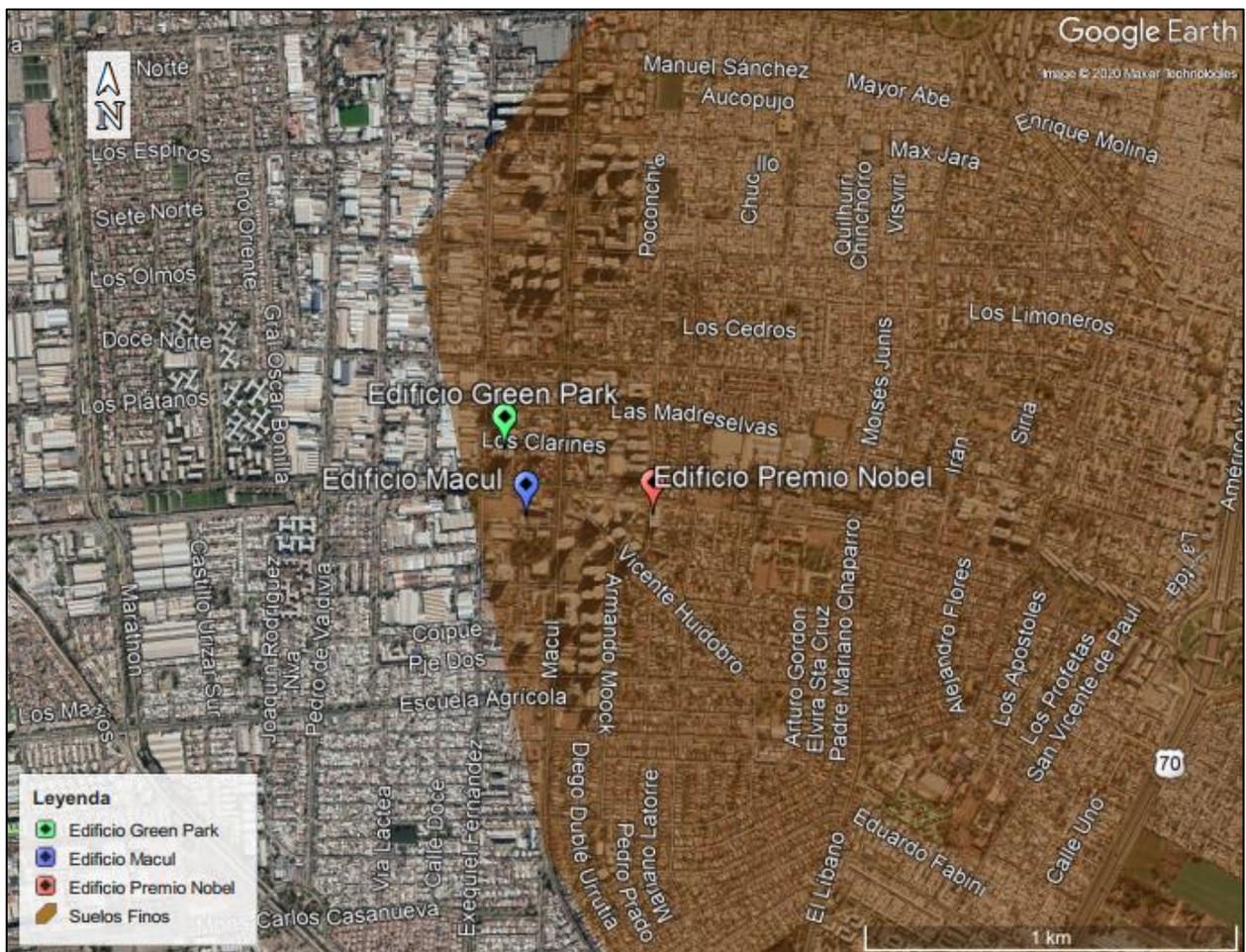


Figura 4.1 Ubicación geográfica de obras instrumentadas (Google Earth, abril 2020).

A continuación, se describen detalladamente las características de cada obra instrumentada, así como los resultados obtenidos tras el monitoreo. Consecutivamente se muestran los resultados de calibración de los parámetros constitutivos del suelo para cada caso.

4.1. Edificio Premio Nobel

El edificio Premio Nobel corresponde a una obra que contempla una excavación de 7 metros de profundidad promedio bajo el nivel del terreno natural. Según la estratigrafía presentada en el informe de mecánica de suelos preparado por Lucy Magaña Ingeniería Ltda., los primeros 30 metros de subsuelo se componen de 5 estratos según se muestra en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Estratigrafía suelo de fundación edificio Premio Nobel (Lucy Magaña Ing. Ltda., 2016).

| Estrato | Profundidad (m) | Descripción |
|----------------|------------------------|---|
| 1 | 0.00 a 0.40 | Relleno antrópico no controlado y capa vegetal en algunos sectores. |
| 2 | 0.40 a 8.00 | Limo arenoso de plasticidad media y consistencia firme. La estructura del material es homogénea, con una distribución volumétrica de 70% de material fino y 30% de material granular, presenta un tamaño máximo de 2", caracterizado por forma sub-redondeada, de dureza alta. En las partículas finas se aprecia una dilatancia lenta y resistencia seca media. El estrato es de color café claro, olor térreo y humedad baja, corresponde a un suelo natural. |
| 3 | 8.00 a 20.00 | Arena limosa o arena arcillosa de plasticidad y compacidad media. El material presenta una estructura homogénea, con una dilatancia lenta y resistencia media. El estrato es de color café claro, olor térreo y humedad alta. El material corresponde a un suelo natural. Clasificación: ML según USCS Porcentaje de partículas que pasa la malla ASTM 200: 73 a 92% Límite líquido: 27 a 32 Límite plástico: 22 a 25 Índice de plasticidad: 5 a 7 Densidad de partículas sólidas: 2,645 a 2,797 [gr/cm ³] Humedad natural: 22,8 a 18,4% |
| 4 | 20.00 a 24.00 | Limo gravoso de plasticidad media y consistencia firme. La estructura del material es homogénea, con una distribución volumétrica de 80% correspondiente a material fino, y 20% de material granular. En las partículas gruesas se aprecia una forma sub-redondeada, con un tamaño máximo de 1 ½" de dureza alta. En el material fino se aprecia una dilatancia lenta y resistencia seca baja. El estrato es de color café claro, olor térreo y humedad alta, corresponde a un suelo natural. |
| 5 | 24.00 a 30.00 | Grava areno limosa o grava areno arcillosa, presenta una estructura homogénea, con un tamaño máximo de 2 ½" (probable) de dureza alta, caracterizado por forma subredondeada. El estrato es de color grisáceo, olor térreo y humedad baja. El material corresponde a un suelo natural. |

A partir de lo expuesto en la Tabla 4.1, se considera que el estrato N°2 de limo arenoso corresponde propiamente a un depósito de suelos finos tal como se define en el presente estudio. El estrato N°3 se describe como de arenas limosas a arcillosas según su descripción visual, sin embargo, según granulometría y Límites de Atterberg de una muestra tomada a 12 metros de profundidad, clasifica como limo de baja plasticidad (ML), con un límite líquido de 27% a 32% e índice de plasticidad de 5% a 7%, por lo que, para efectos de modelamiento, también se categoriza como suelo fino de conos de deyección. En cuanto al estrato N°4 de limos gravosos, es propio de la zona de transición de conos de deyección a gravas fluviales (estrato N°5), por lo que se espera que tenga características más rígidas a lo esperado para los estratos superiores.

Dicho esto, debido a la profundidad de la excavación, las pilas se desarrollan principalmente en el estrato N°2, quedando solo una porción de la longitud de empotramiento en el estrato N°3. Considerando lo anterior, los parámetros geotécnicos propuestos en el informe de mecánica de suelos para el estrato N°2 se definen en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Parámetros geotécnicos del estrato N°2 (Lucy Magaña Ing. Ltda.)

| Parámetro | Valor |
|---|--------------------------|
| Ángulo de fricción interna (ϕ) | 26° |
| Cohesión (c) | 1.50 tonf/m ² |
| Peso unitario natural (γ) | 1.85 tonf/m ³ |
| Módulo de Poisson (ν) | 0.35 |
| Módulo de Young estático (E) | 3500 tonf/m ² |
| Módulo de Young para cargas cíclicas (E _d) | 3E |
| Velocidad de onda de corte media primeros 30 m (V _{s30}) – Todos los estratos | 518 m/s |
| Clasificación sísmica según NCh433+DS61 | Tipo C |

El sistema de entibación de la excavación se compone de pilas discontinuas cuadradas ancladas en un nivel con pernos autopercorantes DSI-DYWIDAG R51N. La altura de las pilas varía entre 5.54 a 7.10 metros, con 1.50 metros de empotramiento. La pila instrumentada corresponde a la N°65, ubicada en el sector nor-poniente de la excavación, de 7.10 metros de altura al sello de fundación; justo bajo ésta, la zanja de la fundación del muro perimetral presenta una discontinuidad, pasando de tener 1.20 m de ancho a 2.90 m. El espaciamiento entre centros con las pilas N°64 y N°66 es de 3.29 m.

La sección transversal de la pila es cuadrada, de b/h = 80/80 cm. La armadura longitudinal comprende doble armadura de 6 barras ϕ 25 por lado, mientras que la armadura transversal consiste en estribos ϕ 10 @15, la calidad del hormigón es H30 (G25). En la Tabla 4.3 se observa la carga de trabajo y características del anclaje utilizado, mientras que en la Figura 4.2 se muestra el plano de corte de la pila N°65.

Tabla 4.3 Propiedades de anclaje Pila N°65 (instrumentada), Edificio Premio Nobel.

| N° Línea | Tipo de Perno | Nivel de Anclaje | Longitud Libre (L _f) | Longitud de Bulbo (L _v) | Ángulo c/r a la horizontal (α_v) | Carga de trabajo (F _t) |
|----------|---------------|------------------|----------------------------------|-------------------------------------|---|------------------------------------|
| 1 | R51N | -2.50 m | 3.00 m | 6.00 m | 20° | 298 kN |

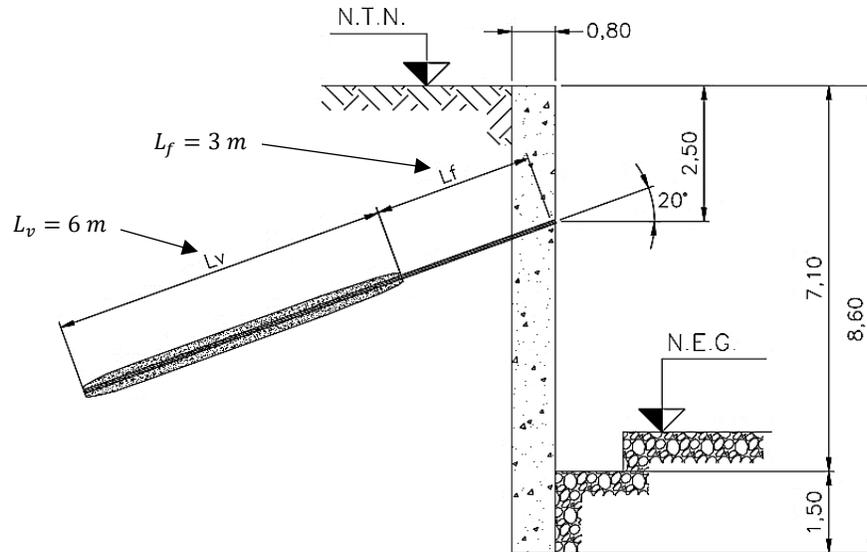


Figura 4.2 Corte pila de entibación N°65, Edificio Premio Nobel.

El procedimiento de monitoreo consistió en 6 mediciones, obteniendo resultados de deformación de la pila mediante inclinometría en cada una de éstas, y carga en el anclaje tras la ejecución y tensado de éste. Se describe cada medición a continuación:

- Medición 0: Medición inicial con la pila recién hormigonada, el hormigón aún se encuentra fresco.
- Medición 1: Medición con hormigón endurecido, aún no se ha iniciado el proceso de excavación.
- Medición 2: Medición con excavación al nivel de instalación del anclaje, a una profundidad aproximada de 2.8 m.
- Medición 3: Medición previa al tensado del anclaje, en las mismas condiciones que la medición anterior, pero una semana después.
- Medición 4: Medición posterior al tensado del anclaje.
- Medición 5: Medición con excavación al nivel del sello de fundación del muro perimetral, a una cota de 7.1 m bajo el nivel del terreno natural.

Tabla 4.4 Fechas de mediciones realizadas, Edificio Premio Nobel.

| Medición | Hito | Fecha |
|----------|--|------------|
| 0 | Medición inicial con pila recién hormigonada | 28-04-2017 |
| 1 | Medición inicial con hormigón endurecido | 02-05-2017 |
| 2 | Excavación a nivel de anclaje | 08-05-2017 |
| 3 | Medición previa al tensado del anclaje | 15-05-2017 |
| 4 | Medición posterior a tensado del anclaje | 15-05-2017 |
| 5 | Excavación a nivel de sello de fundación muro perimetral | 25-05-2017 |

Debido al proceso de endurecimiento del hormigón, se producen deformaciones relevantes en la tubería inclinométrica, por lo que se considera como medición inicial la Medición 1, con el hormigón endurecido, descartando la Medición 0.

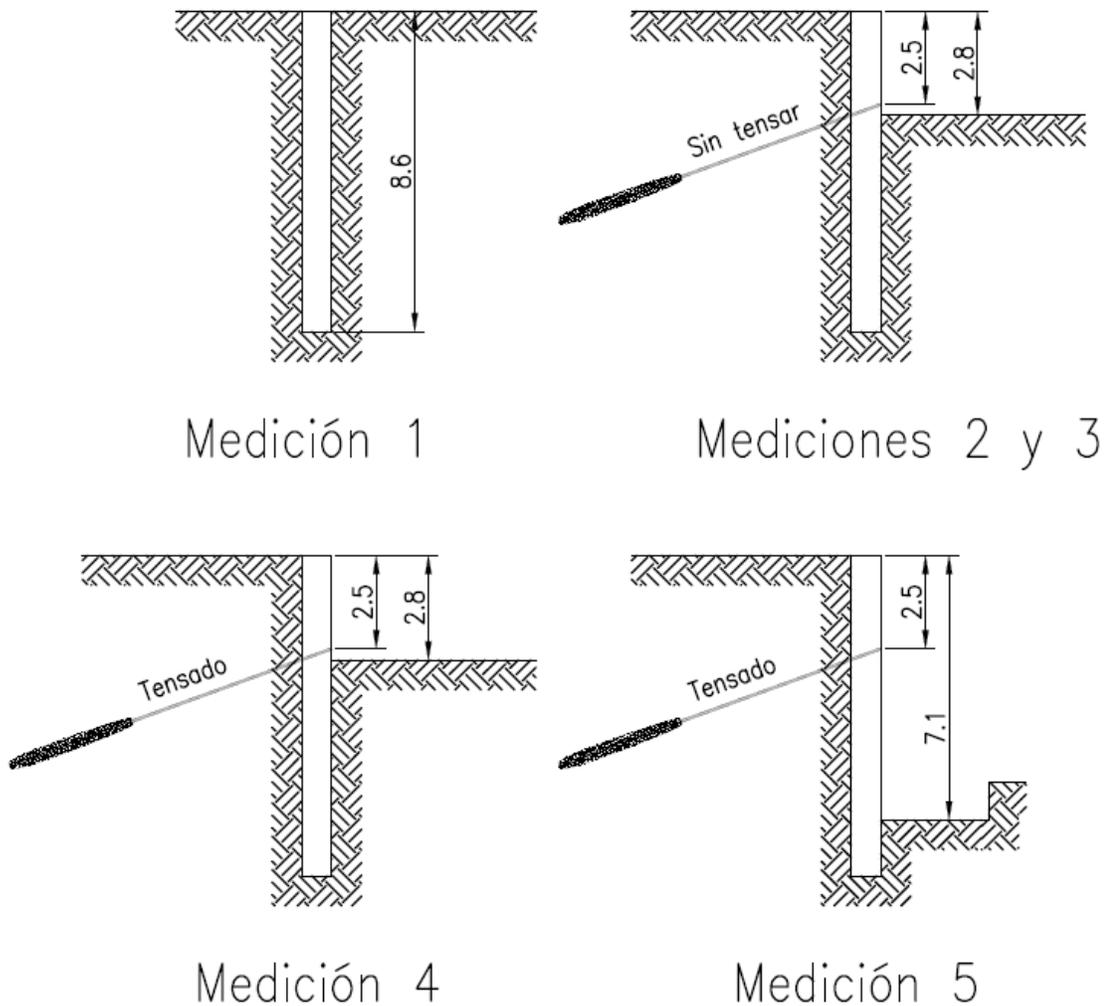


Figura 4.3 Esquema de situación Pila N°65 durante cada medición, Edificio Premio Nobel.

Adicionalmente, realizaron una serie de modelos de elementos finitos utilizando el software Plaxis 3D, con el objetivo de calibrar los parámetros del suelo que mejor se ajusten a los resultados obtenidos en las mediciones, utilizando un modelo constitutivo HS Small. Considerando lo anterior, se modeló el sector de la pila N°65 y las pilas adyacentes N°64 y N°66. Las dimensiones del modelo se determinan a partir de los siguientes preceptos:

1. Para los bordes laterales, eje “x” y eje “y”, el modelo se replica definiendo un plano de simetría en cada borde.
2. Para el eje paralelo a la excavación (eje “x”), los bordes se definen a la mitad del espaciamiento entre las pilas externas (N°64 y N°66 para el caso de Premio Nobel) y las pilas consecutivas a ellas (N°63 y N°67 respectivamente).

3. Para el eje transversal a la excavación (eje “y”), el borde hacia adentro de la excavación se define en la mitad de la longitud total de la excavación. El borde hacia afuera de la excavación no tiene límite máximo, mas se debe asegurar que no influya en las cuñas de falla para el análisis.
4. En el eje vertical, se utiliza como criterio que la profundidad del estrato sea por lo menos 2 veces la profundidad de la excavación.

Dicho esto, en la Tabla 4.5 se muestran los límites del modelo definidos para el análisis, mientras que en la Figura 4.4 se muestra una vista general del modelo.

Tabla 4.5 Límites de modelo Plaxis 3D, Edificio Premio Nobel.

| Eje | Borde | Valor (m) |
|-----|-------|-----------|
| X | -X | -4.935 |
| | +X | 4.935 |
| Y | -Y | -20 |
| | +Y | 60 |
| Z | -Z | -20 |
| | +Z | 0 |

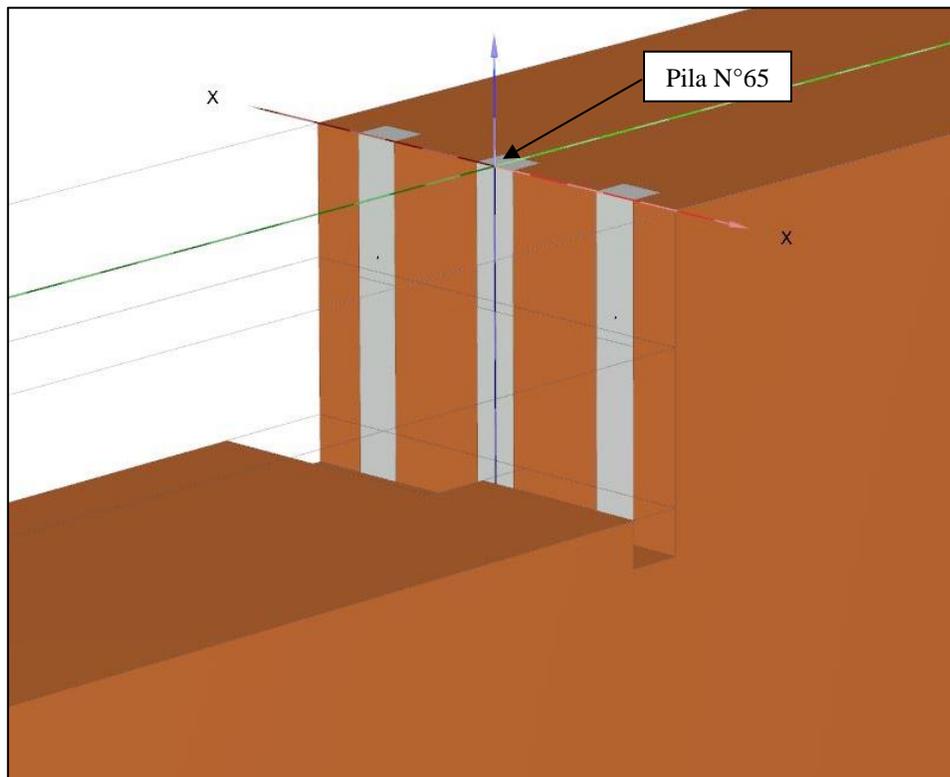


Figura 4.4 Vista general del modelo Plaxis 3D, edificio Premio Nobel.

El modelamiento de las pilas de hormigón armado se realizó mediante elementos volumétricos utilizando sus dimensiones de diseño. Los parámetros del modelamiento de las pilas se muestran en la Tabla 4.6, las inercias y área de la sección se calculan de forma automática al ser un elemento volumétrico, mientras que el módulo elástico considera la rigidez aportada por la armadura longitudinal.

Tabla 4.6 Parámetros de modelamiento de las pilas de hormigón armado, Edificio Premio Nobel.

| Parámetro | Valor |
|-----------------------------|------------------------------------|
| Lado eje principal (h) | 80 cm |
| Lado eje secundario (b) | 80 cm |
| Longitud total (L) | 8.60 m |
| Modelo Constitutivo | Lineal Elástico |
| Módulo Elástico (E) | 30×10^6 kN/m ² |
| Módulo de Poisson (ν) | 0.2 |

El contacto entre pila y suelo se modela mediante un elemento de interfaz, el cual reduce la transmisión de tensiones entre pila y suelo, disminuyendo el ángulo de fricción interna y la cohesión en la superficie de contacto a través del parámetro R_{inter} según se muestra en las Ecuaciones (4.1) y (4.2):

$$R_{inter} = \frac{\tan \phi_{inter}}{\tan \phi} \quad (4.1)$$

$$R_{inter} = \frac{c_{inter}}{c} \quad (4.2)$$

Donde:

R_{inter} : Parámetro de reducción de resistencia por interfaz.

ϕ_{inter} : Ángulo de fricción equivalente en la superficie de contacto suelo-pila.

c_{inter} : Cohesión equivalente en la superficie de contacto suelo-pila.

Considerando que usualmente en el diseño de pilas de entibación se utiliza un ángulo de fricción equivalente en el contacto suelo-pila que varía en el rango $\phi/3 < \phi_{inter} < 2\phi/3$, se utiliza el valor $R_{inter} = 0.6$, el cual se aproxima al valor $\phi_{inter} = 2\phi/3$ para un ángulo de fricción interna $\phi = 28^\circ$.

Por otra parte, el anclaje se modela en dos partes; la longitud libre se modela mediante un elemento tipo Node to node Anchor, el cual solo transmite cargas axiales entre un nodo de inicio y un nodo de final, mientras que la longitud de bulbo se modela mediante un elemento tipo Embedded Beam, el cual además transmite cargas hacia el suelo a lo largo de toda su longitud. Los parámetros utilizados para el modelamiento de los anclajes se muestran en la Tabla 4.7 y Tabla 4.8:

Tabla 4.7 Propiedades del elemento Node to node Anchor para el modelamiento de la longitud libre del anclaje, Edificio Premio Nobel.

| Tipo de Perno | Longitud | Rigidez Axial EA |
|---------------|----------|------------------|
| R51N | 3 m | 210.000 kN |

Tabla 4.8 Propiedades del elemento Embedded Beam para el modelamiento de la longitud de bulbo del anclaje, Edificio Premio Nobel.

| | |
|---|---------------------------------|
| Tipo de Perno | R51N |
| Longitud | 6 m |
| Tipo de Material | Elástico |
| Módulo Elástico (E) | $32 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ |
| Peso Específico (γ) | 25 kN/m^3 |
| Tipo de Viga | Viga maciza sección circular |
| Diámetro | 0.138 m |
| Resistencia de fuste inicial ($T_{skin,start,max}$) | 87 kN/m |
| Resistencia de fuste final ($T_{skin,end,max}$) | 87 kN/m |
| Resistencia de punta | 0 |

El modelamiento en Plaxis 3D considera la definición de etapas constructivas que permiten simular con un alto nivel de precisión la secuencialidad de los procesos geotécnicos involucrados en una obra de excavación, la incorporación de estas etapas también permite hacer la comparación de los resultados obtenidos en cada etapa constructiva, tal como se midió en terreno. Las etapas constructivas definidas en el modelo del Edificio Premio Nobel se detallan a continuación:

0. Fase inicial: simula la situación tensional inicial del suelo, antes de la incorporación de cualquier tipo de estructura y/o carga externa. Para este modelo la fase inicial considera un comportamiento K_0 procedure, con el cual las tensiones verticales son calculadas como $\sigma_v = \gamma z$, y las tensiones horizontales como $\sigma_h = K_0 \gamma z$.
 1. Hormigonado de pilas.
 2. Excavación al nivel de instalación del anclaje, a una profundidad de 2.8 metros.
 3. Activación y tensado del anclaje.
 4. Fase auxiliar de transmisión de carga de anclaje a la pila.
 5. Excavación a nivel de excavación general (6.1 metros).
 6. Excavación a nivel de sello de fundación del muro perimetral (7.1 metros).

El suelo descrito en la estratigrafía de la Tabla 4.1 se modela como un único estrato de suelos finos hasta el límite inferior del modelo (-20 metros), con el objetivo de obtener sus parámetros constitutivos. En base a los antecedentes anteriores, y los resultados de estudios previos indicados en los Capítulos 2 y 3, se realiza una serie de iteraciones donde se concluye que el parámetro crítico para la estimación de deformaciones es el módulo E_{50} .

Los valores de los parámetros de resistencia al corte del suelo c y ϕ son aumentados con respecto a lo definido en el informe de mecánica de suelos, debido a que con estos últimos se obtuvieron deformaciones que superaron largamente las medidas con inclinometría. Los parámetros propuestos se basan en los valores medios estimados por Poblete (2004) y Petrus Ingenieros (2011) para una caracterización general del suelo. Dicho esto, se muestra en la Tabla 4.9 los parámetros calibrados en la iteración final, a partir de los resultados de instrumentación de la Pila N°65 del Edificio Premio Nobel.

Tabla 4.9 Parámetros de Suelo Fino del sector oriente de Santiago para un modelo HS Small, obtenidos a partir de resultados de instrumentación de pila de entibación de Edificio Premio Nobel.

| Parámetro | Valor | Unidad |
|-----------------|----------------------|-------------------|
| γ | 18.5 | kN/m ³ |
| c | 30 | kN/m ² |
| ϕ | 28 | ° |
| ψ | 0 | ° |
| E_{50}^{ref} | 21.000 | kN/m ² |
| E_{oed}^{ref} | 21.000 | kN/m ² |
| E_{ur}^{ref} | 150.000 | kN/m ² |
| m | 1 | - |
| ν_{ur} | 0.3 | - |
| p^{ref} | 100 | kN/m ² |
| K_0^{NC} | 0.55 | - |
| R_f | 0.9 | - |
| G_0^{ref} | 140.000 | kN/m ² |
| $\gamma_{0.7}$ | 0.1×10^{-3} | - |
| POP | 0 | kN/m ² |
| e_{ini} | 0.9 | - |

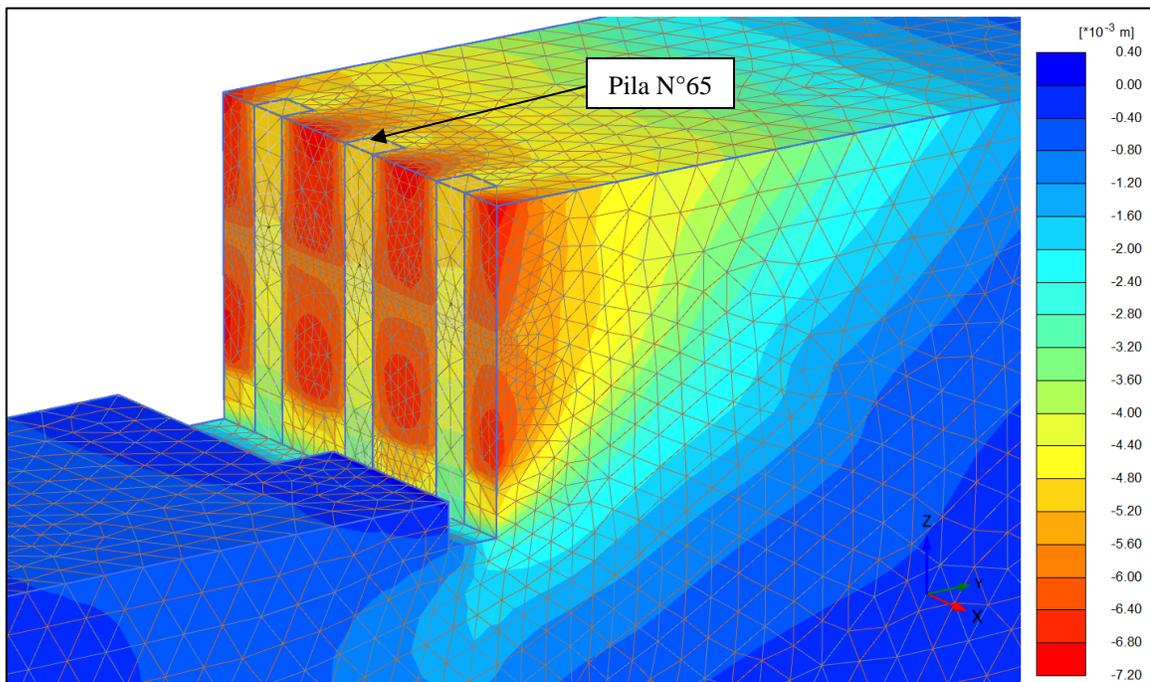


Figura 4.5 Vista general de deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a nivel de sello de fundación, Edificio Premio Nobel.

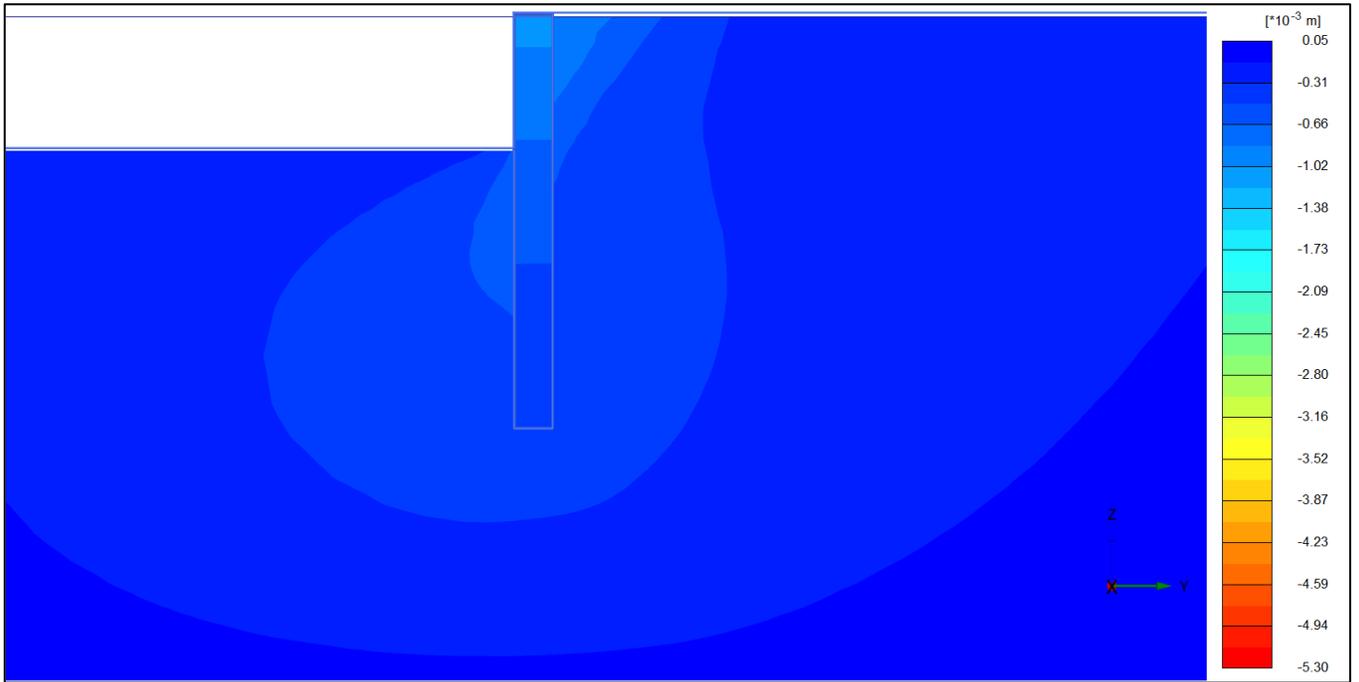


Figura 4.6 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación al nivel de anclaje, vista en corte Pila N°65, Edificio Premio Nobel.

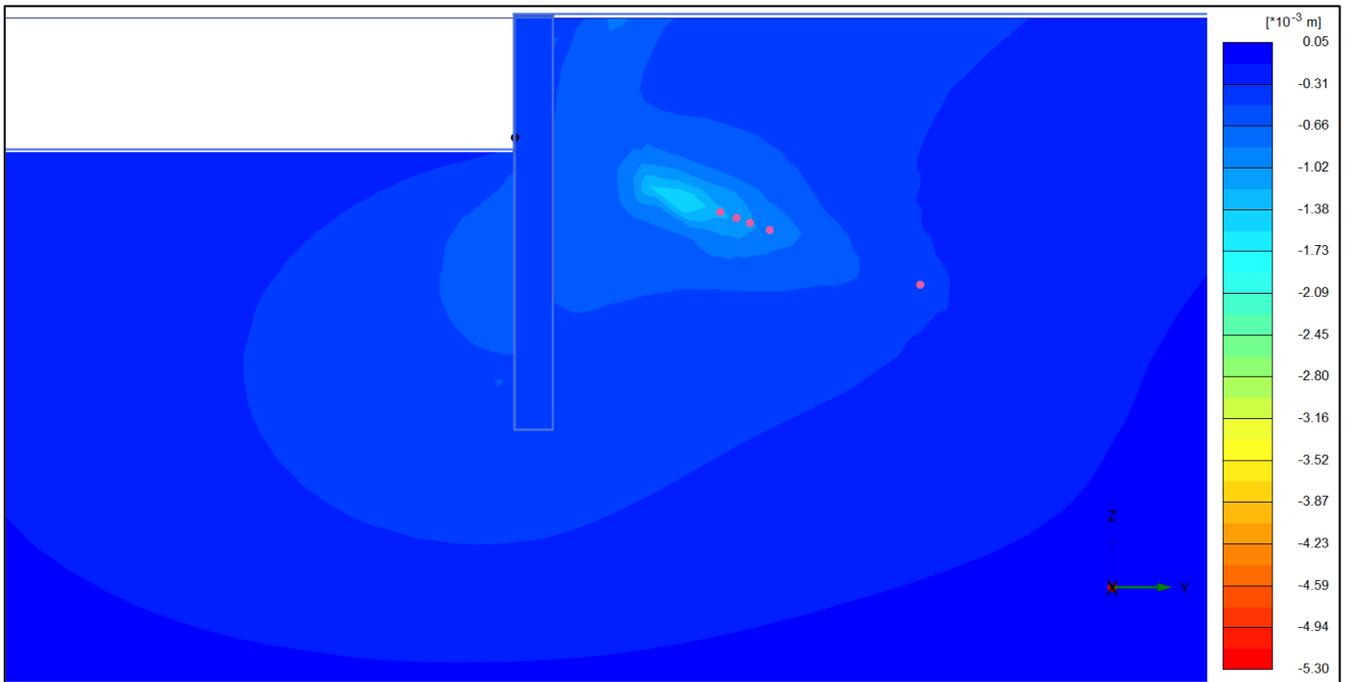


Figura 4.7 Deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de anclaje, vista en corte Pila N°65, Edificio Premio Nobel.

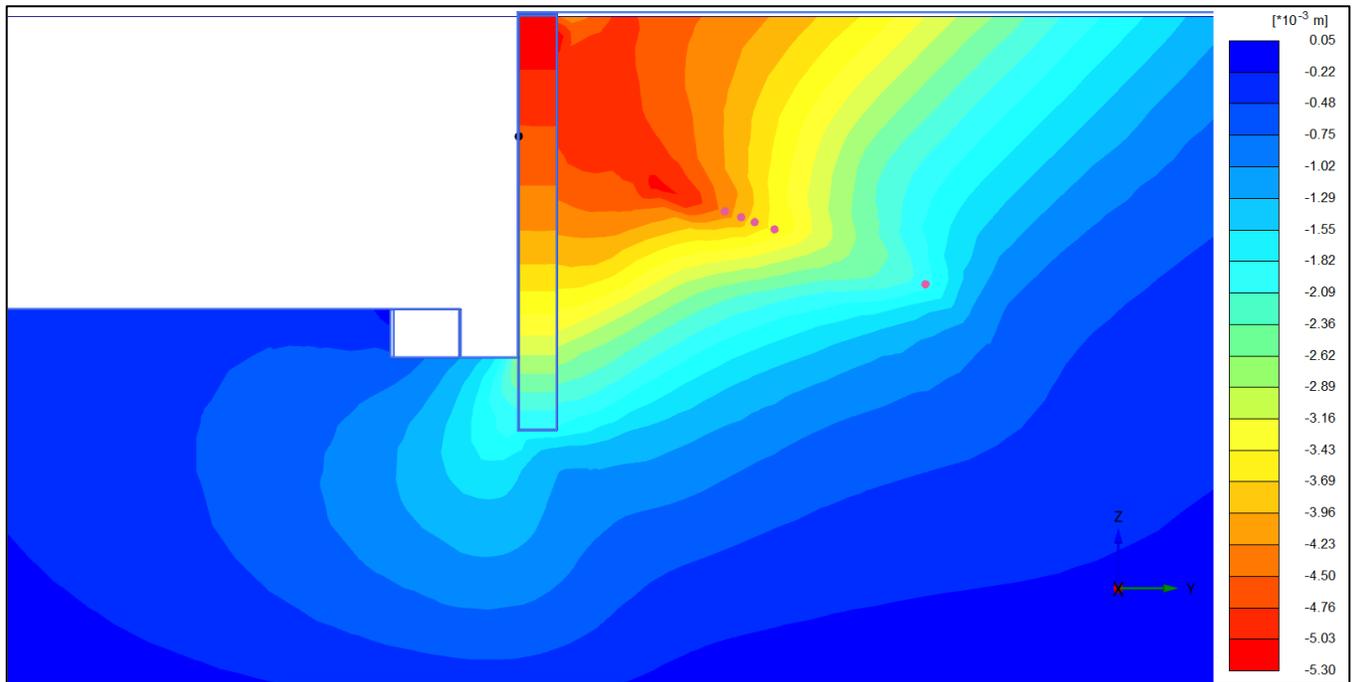


Figura 4.8 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a nivel de sello de fundación, vista en corte Pila N°65, Edificio Premio Nobel.

De los resultados expuestos en la Figura 4.5 a Figura 4.8, se observa que el desplazamiento lateral al nivel de la base de la pila alcanza valores máximos del orden de los 2 mm para la excavación a nivel de sello de fundación. Como se menciona en el Punto 2.4.1, este desplazamiento no puede ser medido por el inclinómetro, por lo que se considera una fuente de incertidumbre en la calibración de los parámetros constitutivos del suelo.

Considerando este hecho, se propone a futuro, instrumentar pilas de entibación con equipos que puedan medir desplazamientos laterales con respecto a un punto fuera de la pila. Esto puede realizarse por medio de extensómetros, o equipos topográficos de alta precisión. De esta forma, adicionalmente a la deformada de la pila medible con inclinometría, es posible medir el movimiento de traslación total.

En la Figura 4.9 y Figura 4.10, se muestran los resultados de las mediciones realizadas con inclinometría para cada etapa constructiva de la Pila N°65 del Edificio Premio Nobel. A su vez, se muestran los resultados del modelamiento en Plaxis 3D para la etapa correspondiente. De esto, se observa un buen grado de correlación en los resultados, con diferencias menores a 1 mm en todas las mediciones.

En cuanto al modo de deformación, se observa escasa influencia del tensado del anclaje en las deformaciones, lo cual se relaciona con los altos valores del módulo de recarga E_{ur} y con el nivel de rigidez de la pila. Para la excavación a nivel de sello de fundación, los resultados del monitoreo muestran un comportamiento asociado en su totalidad a un giro con respecto a la base, mientras que el modelo Plaxis muestra un leve efecto de flexión, lo cual se asocia al efecto del anclaje.

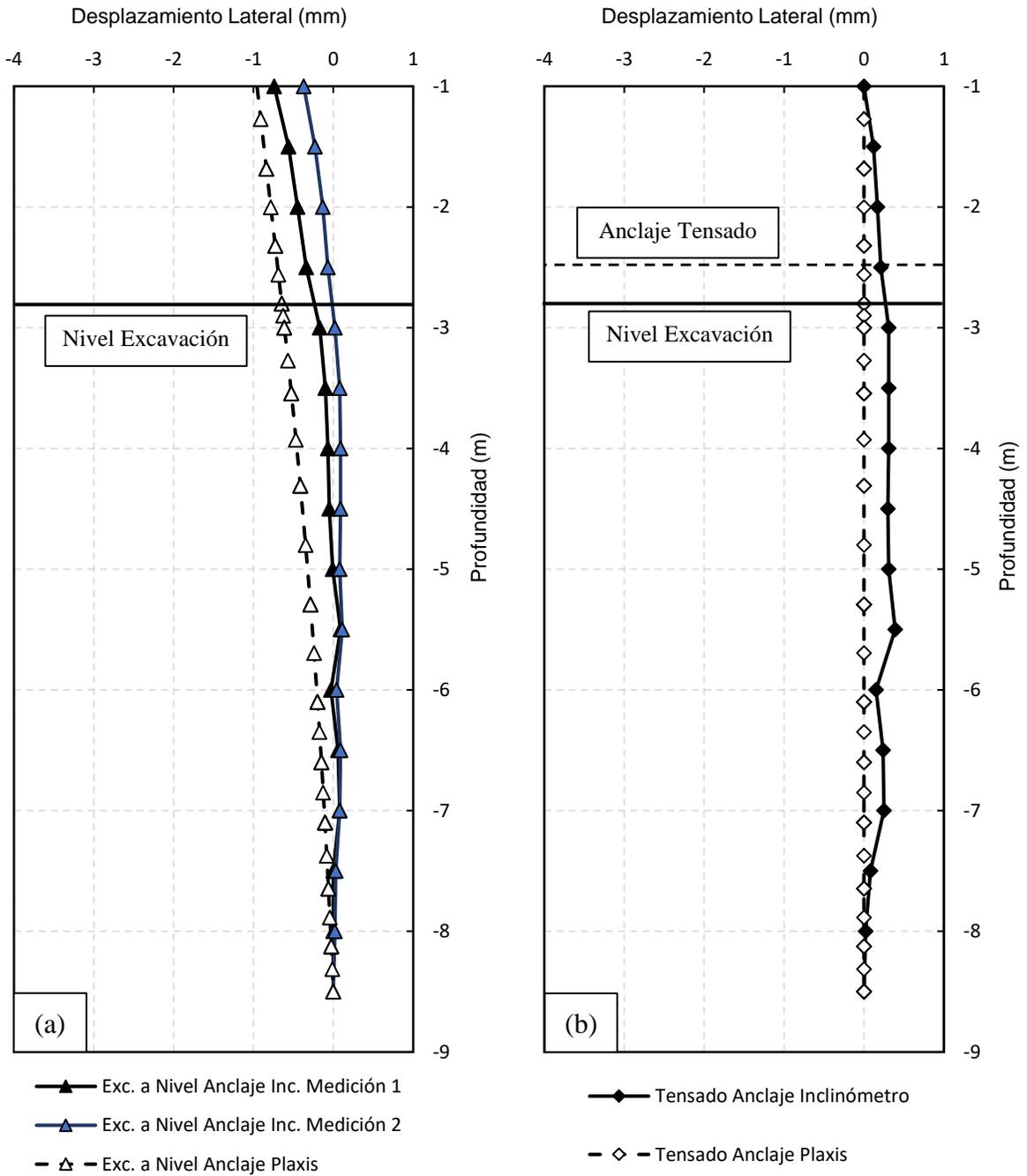


Figura 4.9 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°65 Edificio Premio Nobel. (a) Excavación a nivel de anclaje (b) Tensado de anclaje.

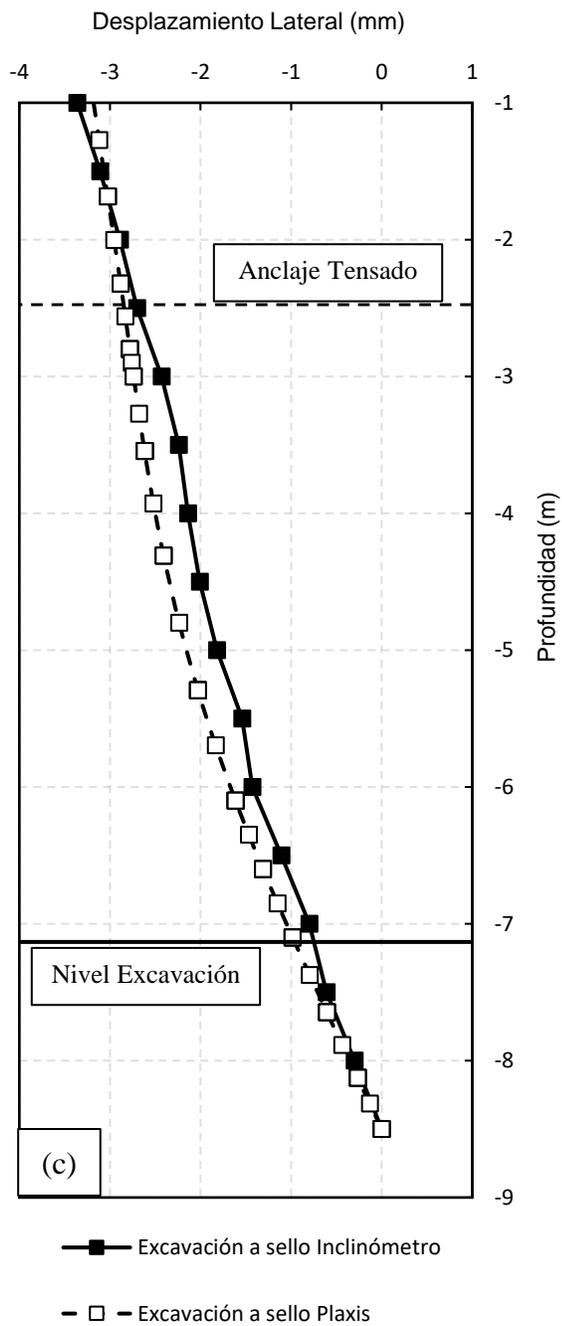


Figura 4.10 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°65 Edificio Premio Nobel. (c) Excavación a nivel de sello de excavación.

Al analizar la razón entre deformación lateral y altura excavada, para la fase de excavación a nivel de sello, se obtiene:

$$\frac{\delta_{H,max}}{H} = \frac{3.5 \text{ mm}}{7.1 \text{ m}} = 0.05\%$$

Este valor es inferior al valor medio de deformaciones observado por Clough & O'Rourke (ver Punto 2.3.2) para entibaciones ancladas, igual a 0.2%, por lo que se considera que el sistema suelo-pila es relativamente rígido. Finalmente, en la Tabla 4.10 y Figura 4.11, se muestra la evolución de la carga en el anclaje medido con celda de carga, y se compara con la evolución de la carga en el anclaje para el modelo Plaxis 3D, y con la carga esperada dada por el diseño.

Tabla 4.10 Resultados de medición de carga en anclaje con celda de carga y comparación con carga de diseño, y carga obtenida en modelo Plaxis 3D, Pila N°65 Edificio Premio Nobel.

| Fecha | Observación o hito | Carga Esperada (kN) | Carga Medida (kN) | Carga Modelo Plaxis (kN) |
|------------|----------------------------------|---------------------|-------------------|--------------------------|
| 15-05-2017 | Tensado Anclaje | 298 | 264 | 264 |
| 24-05-2017 | Excavación con zanja | 298 | 217 | 279 |
| 25-05-2017 | Excavación con zanja (lloviendo) | 298 | 217 | 279 |

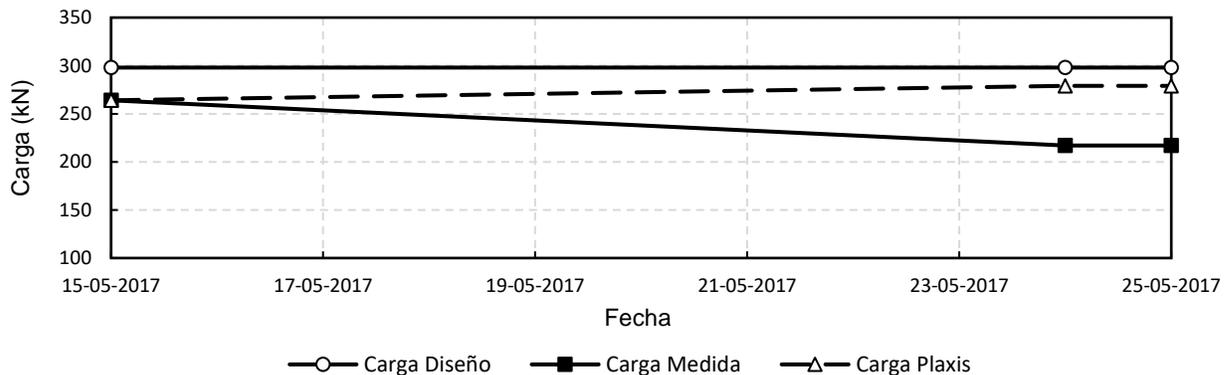


Figura 4.11 Evolución de carga en anclaje, Pila N°65 Edificio Premio Nobel.

Se observan diferencias entre la carga monitoreada y la modelada en Plaxis 3D; para la primera se observa un descenso desde el tensado del anclaje hasta la excavación a sello, mientras que para la segunda se observa un aumento. Esta diferencia puede estar relacionada con efectos de relajación de tensiones que el modelo HS small no es capaz de simular, sin embargo, se concluye que este efecto no es determinante en el análisis realizado. Por otra parte, las diferencias entre la carga medida y la carga de diseño esperada, pueden deberse factores del proceso de tensado, los cuales son ajenos al desarrollo del presente trabajo.

4.2. Edificio Green Park

El edificio Green Park corresponde a una obra que contempla una excavación de 10 m de profundidad promedio bajo el nivel del terreno natural. Según la estratigrafía presentada en el informe de mecánica de suelos preparado por Lucy Magaña Ingeniería Ltda., los primeros 30 metros de subsuelo se componen de 6 estratos según se muestra en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11 Estratigrafía suelo de fundación edificio Green Park (Lucy Magaña Ing. Ltda., 2015).

| Estrato | Profundidad (m) | Descripción |
|----------------|------------------------|--|
| 1 | 0.00 a 0.50 | Relleno Antrópico compuesto por restos de ladrillos y hormigón. Se observa presencia de materia orgánica como raíces y raicillas. |
| 2 | 0.50 a 2.45 | Arcilla de plasticidad media y consistencia alta. La estructura del material es homogénea, con una distribución volumétrica de aproximadamente 80% de finos y un 20% de material granular con tamaño máximo 20 [mm]. En las partículas finas se observa una dilatancia lenta y resistencia seca alta. El estrato exhibe un color café oscuro y humedad media. Corresponde a un suelo de origen natural. Clasificación: CL según USCS Porcentaje de partículas que pasa la malla ASTM 200: 81 % Límite líquido: 36 Límite plástico: 24 Índice de plasticidad: 12 Densidad de partículas sólidas: 2,589 [gr/cm ³] Humedad natural: 18,1% |
| 3 | 2.45 a 9.00 | Limo arenoso de plasticidad media y consistencia alta. Material de estructura homogénea, presenta una dilatancia lenta y resistencia seca media. El estrato es de color café a café claro y humedad media. Corresponde a un suelo de origen natural. Clasificación: ML según USCS Porcentaje de partículas que pasa la malla ASTM 200: 76% a 85% Límite líquido: 31 a 41 Límite plástico: 24 a 29 Índice de plasticidad: 7 a 12 Densidad de partículas sólidas: 2,597 a 2,689 [gr/cm ³] Humedad natural: 12,1 a 25,2% |
| 4 | 9.00 a 9.45 | Arcilla de plasticidad baja a media y consistencia alta. La estructura del material es homogénea, con una distribución volumétrica de aproximadamente 90% de finos y un 10% de material arena con tamaño máximo 2 [mm]. En las partículas finas se observa una dilatancia lenta y resistencia seca alta. El estrato exhibe un color café oscuro y humedad media. Corresponde a un suelo de origen natural. Clasificación: CL según USCS Porcentaje de partículas que pasa la malla ASTM 200: 92 % Límite líquido: 35 Límite plástico: 24 Índice de plasticidad: 11 Densidad de partículas sólidas: 2,377 [gr/cm ³] Humedad natural: 28,6% |

| | | |
|---|---------------|--|
| 5 | 9.45 a 22.30 | <p>Limo y limo arenoso de plasticidad media y alta consistencia. La estructura del material es homogénea, con una distribución volumétrica de aproximadamente 85% a 95 % de material fino y un 5% a un 15% de arenas finas a medias. En las partículas finas se aprecia una dilatancia rápida y lenta en algunos casos y resistencia seca media. El estrato es de color café, variando a café claro y finalmente café grisáceo con humedad media. Corresponde a un suelo de origen natural.</p> <p>Clasificación: ML según USCS Porcentaje de partículas que pasa la malla ASTM 200: 84 a 98 % Límite líquido: 34 a 39 Límite plástico: 26 a 27 Índice de plasticidad: 9 a 12 Densidad de partículas sólidas: 2,556 a 2,733 [gr/cm³] Humedad natural: 3,9 a 32,1%</p> |
| 6 | 22.30 a 30.00 | <p>Grava mal graduada con limo, de baja compacidad. Material de estructura homogénea, contiene partículas redondeadas, caracterizadas por un tamaño máximo de 2 ½” y tamaño medio 1 ½”. El estrato exhibe un color gris y humedad media, suelo de origen natural.</p> <p>Clasificación: GP-GM según USCS Porcentaje de partículas que pasa la malla ASTM 200: 5 % Índice de plasticidad: No Plástico Densidad de partículas sólidas: 2,865 [gr/cm³] Humedad natural: 40,6%</p> |

Visto lo anterior, es posible observar que los estratos 2 a 5 se componen de suelos finos con características bastante homogéneas entre sí, variando ligeramente en la granulometría y manteniendo prácticamente los mismos límites de Atterberg, por lo tanto, se puede concluir que corresponden a estratos de suelos finos con un mismo origen concordante con el objeto del presente estudio. Sus diferencias pueden provenir de ser depositaciones de distintos episodios aluviales, según lo señalado en los estudios previos (Luque-Mahave, Valenzuela, Poblete). Debido a lo anterior, se asumen estos estratos como uno solo de suelos finos con propiedades geotécnicas equivalentes entre sí.

Los parámetros geotécnicos propuestos en el informe de mecánica de suelos para el estrato 5, replicables a los estratos 2 a 4, se muestran en la Tabla 4.12.

Tabla 4.12 Parámetros geotécnicos del estrato 5 (Lucy Magaña Ing. Ltda.).

| Parámetro | Valor |
|--|--------------------------|
| Ángulo de fricción interna (ϕ) | 28° |
| Cohesión (c) | 2.0 tonf/m ² |
| Peso unitario natural (γ) | 1.8 tonf/m ³ |
| Módulo de Poisson (ν) | 0.35 |
| Módulo de Young estático (E) | 1600 tonf/m ² |
| Módulo de Young para cargas cíclicas (E_d) | 3E |
| Velocidad de onda de corte media primeros 30 m (V_{s30}) | 477 m/s |
| Clasificación sísmica según NCh433+DS61 | Tipo C |

El sistema de entibación de la excavación se compone de pilas discontinuas rectangulares ancladas en dos niveles con pernos autoperforantes TITAN 40/16. La pila instrumentada corresponde a la N°15, ubicada en el sector norte de la excavación, en un eje de excavación sin singularidades geométricas tridimensionales. La altura de excavación de la pila instrumentada es de 9.60 metros, mientras que la profundidad de empotramiento es de 2.00, totalizando un largo de 11.60 metros, según se observa en la Figura 4.12. El espaciamiento entre centros de pilas es de 2.90 metros en todo el eje norte de la excavación.

La sección transversal de la pila es rectangular, de $b/h = 100/80$ cm. La armadura longitudinal comprende doble armadura de 8 barras $\phi 22$ por lado, mientras que la armadura transversal consiste en estribos $\phi 10 @ 15$, la calidad del hormigón es H30 (G25). En la Tabla 4.13 se observan las cargas de trabajo y características de los anclajes utilizados.

Tabla 4.13 Propiedades de líneas de anclaje Pila N°15 (instrumentada), Edificio Green Park.

| N° Línea | Tipo de Perno | Nivel de Anclaje | Longitud Libre (L_f) | Longitud de Bulbo (L_v) | Ángulo c/r a la horizontal (α_v) | Carga de trabajo (F_t) |
|----------|---------------|------------------|--------------------------|-----------------------------|---|----------------------------|
| 1 | 40/16 | -2.40 m | 3.00 m | 10.00 m | 20° | 291 kN |
| 2 | 40/16 | -6.50 m | 3.00 m | 7.50 m | 20° | 378 kN |

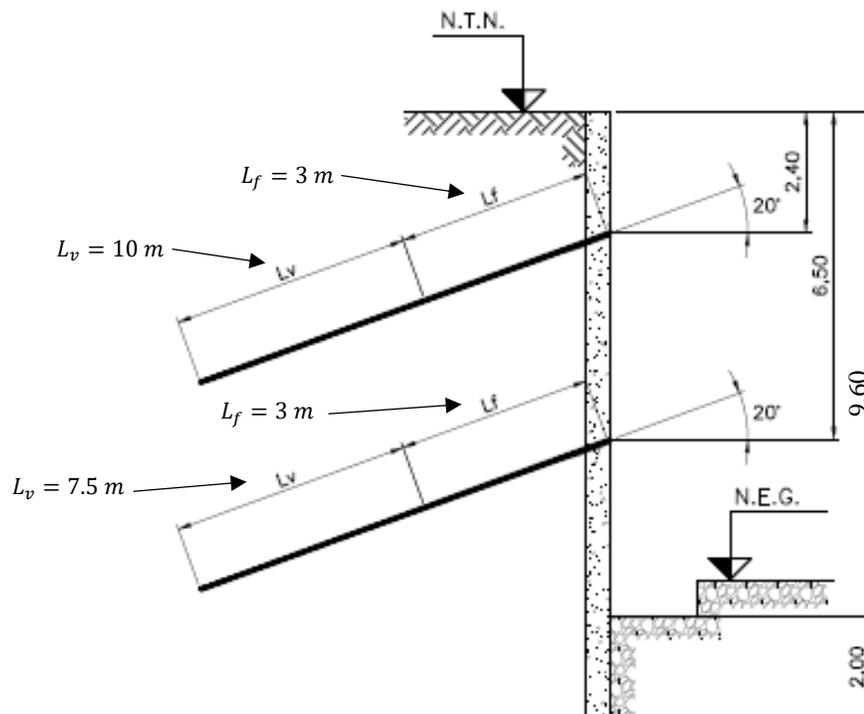


Figura 4.12 Corte pila de entibación N°15 Edificio Green Park.

El procedimiento de monitoreo consistió en 5 mediciones, obteniendo resultados de deformación de la pila mediante inclinometría en cada una de éstas, y carga en los anclajes tras la ejecución y tensado de cada uno de ellos. Se describe cada medición a continuación:

- Medición 0: Situación inicial, con la pila hormigonada, sin que se haya iniciado el proceso de excavación. Se toma como medición inicial, contra la cual se compararán las mediciones de las etapas siguientes.
- Medición 1: Excavación inicial a una profundidad aproximada de 2.9 m, y perforación de anclaje correspondiente a primera línea. Entre la medición inicial y esta, se instaló un contenedor metálico sobre la pila instrumentada.
- Medición 2: Excavación a la profundidad de instalación del segundo anclaje, a una profundidad aproximada de 7.0 m, con la primera línea de anclajes ya tensada previamente.
- Medición 3: Medición inmediatamente posterior al tensado del segundo anclaje.
- Medición 4: Excavación a nivel de sello de fundación, con ambas líneas de anclaje tensadas.

Tabla 4.14 Fechas de mediciones realizadas, Edificio Green Park.

| Medición | Hito | Fecha |
|----------|--|------------|
| 0 | Medición inicial | 13-05-2016 |
| 1 | Excavación a 2.9 m de profundidad | 31-08-2016 |
| 2 | Excavación a 7.0 m de profundidad | 21-09-2016 |
| 3 | Posterior tensado de segunda línea de anclajes | 21-09-2016 |
| 4 | Excavación a nivel de sello de fundación | 20-10-2016 |

En la Figura 4.13 y Figura 4.14 se muestra la situación constructiva de la pila durante cada una de las fases de monitoreo.

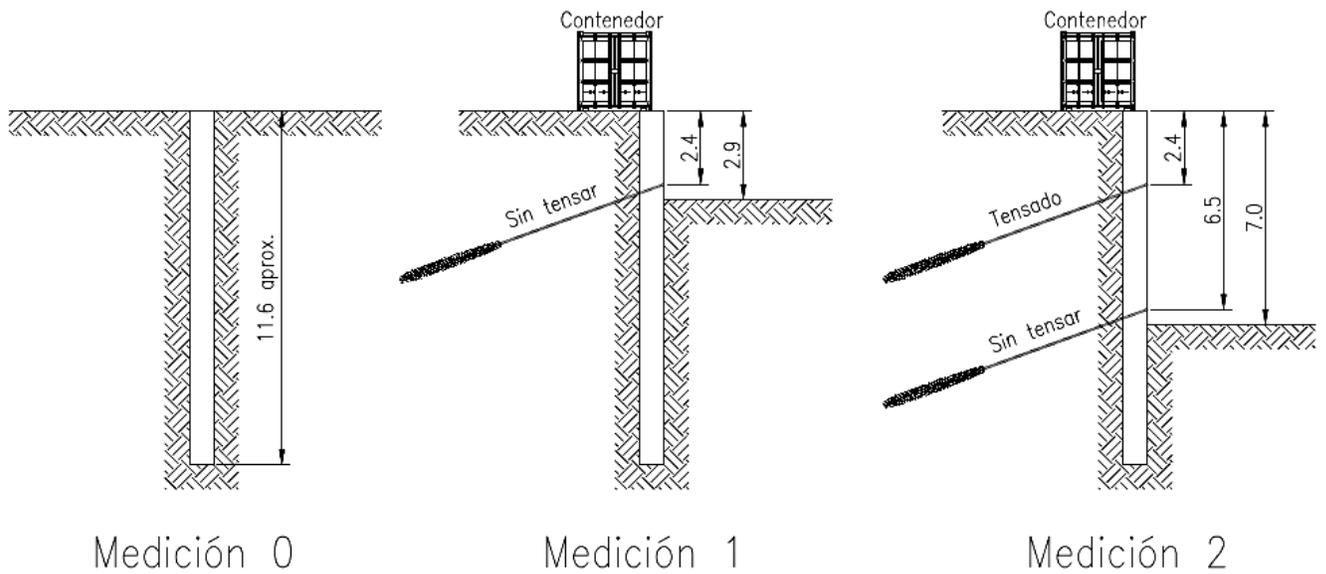


Figura 4.13 Esquema de situación Pila N°15 durante mediciones 0, 1 y 2, Edificio Green Park.

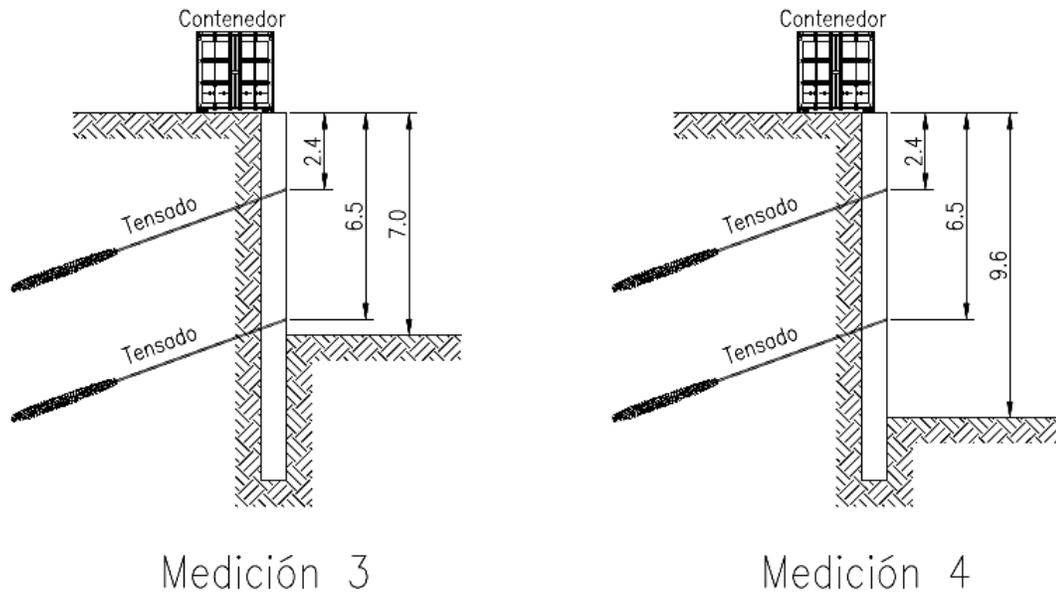


Figura 4.14 Esquema de situación Pila N°15 durante mediciones 3 y 4, Edificio Green Park.

De forma análoga a lo realizado para el Edificio Premio Nobel, se realizaron modelos de elementos finitos para calibrar los parámetros constitutivos del modelo HS Small. En este caso, se modeló un borde uniforme compuesto por las pilas N°13, N°14, N°15, N°16 y N°17, a lo que se añadió una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2 , que representa el contenedor ubicado sobre el sector de la pila instrumentada.

Los límites del modelo se determinan bajo la misma metodología descrita para el Edificio Premio Nobel. En la Tabla 4.15 se muestran los límites del modelo definidos para el análisis, mientras que en la Figura 4.15 se muestra una vista general del modelo.

Tabla 4.15 Límites del modelo Plaxis 3D, Edificio Green Park.

| Eje | Borde | Valor (m) |
|-----|-------|-----------|
| X | -X | -7.25 |
| | +X | 7.25 |
| Y | -Y | -14.5 |
| | +Y | 40 |
| Z | -Z | -20 |
| | +Z | 0 |

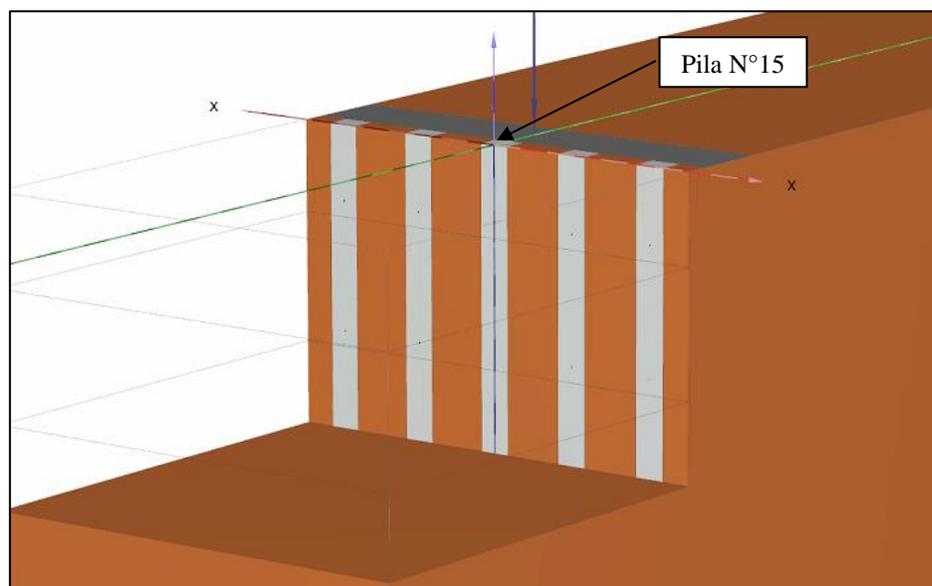


Figura 4.15 Vista general del modelo Plaxis 3D, edificio Green Park.

Los elementos estructurales, tanto pilas de hormigón armado, como anclajes, fueron modelados siguiendo las mismas bases planteadas para el Edificio Premio Nobel. Considerando esto, en la Tabla 4.16 se muestran los parámetros de modelamiento de las pilas de hormigón armado, mientras que en la Tabla 4.17 y Tabla 4.18 se muestran las características de los anclajes, para su longitud libre, y su longitud de bulbo respectivamente.

Tabla 4.16 Parámetros de modelamiento de las pilas de hormigón armado, Edificio Green Park.

| Parámetro | Valor |
|-----------------------------|---------------------------------|
| Lado eje principal (h) | 80 cm |
| Lado eje secundario (b) | 100 cm |
| Longitud total (L) | 11.60 m |
| Modelo Constitutivo | Lineal Elástico |
| Módulo Elástico (E) | $30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ |
| Módulo de Poisson (ν) | 0.2 |

Tabla 4.17 Propiedades del elemento Node to node Anchor para el modelamiento de la longitud libre del anclaje, Edificio Green Park.

| Nivel de Anclaje | Tipo de Perno | Longitud | Rigidez Axial EA |
|-------------------------|----------------------|-----------------|-------------------------|
| 1 | 40/16 | 3 m | 180.000 kN |
| 2 | 40/16 | 3 m | 180.000 kN |

Tabla 4.18 Propiedades del elemento Embedded Beam para el modelamiento de la longitud de bulbo del anclaje, Edificio Green Park.

| Nivel de Anclaje | 1 | 2 |
|--|---------------------------------|---------------------------------|
| Tipo de Perno | 40/16 | 40/16 |
| Longitud | 10 m | 7.5 m |
| Tipo de Material | Elástico | Elástico |
| Módulo Elástico (E) | $35 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ | $35 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ |
| Peso Específico (γ) | 25 kN/m^3 | 25 kN/m^3 |
| Tipo de Viga | Viga maciza sección circular | Viga maciza sección circular |
| Diámetro | 0.108 m | 0.108 m |
| Resistencia de fuste inicial ($T_{skin,start,max}$) | 67 kN/m | 67 kN/m |
| Resistencia de fuste final ($T_{skin,end,max}$) | 67 kN/m | 67 kN/m |
| Resistencia de punta | 0 | 0 |

Las etapas constructivas definidas en el modelo del Edificio Green Park se detallan a continuación:

0. Fase inicial: tensiones iniciales calculadas mediante K_0 procedure.
1. Hormigonado de pilas.
2. Excavación al nivel de instalación de la primera línea de anclajes, a una profundidad de 2.9 metros. En esta etapa también se añade la sobrecarga de 10 kN/m^2 que simula el contenedor sobre las pilas.
3. Activación y tensado del primer nivel de anclajes.
4. Fase auxiliar de transmisión de carga de anclaje a la pila.
5. Excavación al nivel de instalación de la segunda línea de anclajes, a una profundidad de 7.0 metros.
6. Activación y tensado del segundo nivel de anclajes.
7. Fase auxiliar de transmisión de carga de anclaje a la pila.
8. Excavación a nivel de sello de fundación (9.6 metros).

El modelamiento del suelo se realiza en base a los resultados obtenidos del análisis inverso realizado para el Edificio Premio Nobel, utilizando los parámetros de la Tabla 4.9. En general se observa que las deformaciones obtenidas con dichos parámetros se aproximan en magnitud a las mediciones de inclinometría para el Edificio Green Park, sin embargo, la deformada de la pila muestra diferencias, particularmente asociadas a un menor nivel de deformaciones en el sector del coronamiento de la pila.

Teniendo en cuenta lo anterior, se considera la aplicación de una tensión de precarga con el objetivo de visualizar su efecto en términos de deformaciones del sistema de entibación. Plaxis permite la incorporación de dicha tensión mediante la aplicación de un valor constante en toda la profundidad del estrato, (Pre-overburden pressure, POP). Para el caso en análisis, se propone utilizar una tensión $POP=300 \text{ kN/m}^2$ obtenida a partir de resultados de ensayos edométricos realizados por Poblete (2004) en suelos finos del sector oriente de Santiago, y presentados en la Tabla 2.5. Finalmente, los parámetros del suelo fino del sector oriente de Santiago utilizados para

el modelamiento de la pila de entibación N°15 del Edificio Green Park se muestran en la Tabla 4.19.

Tabla 4.19 Parámetros de Suelo Fino del sector oriente de Santiago para un modelo HS Small, obtenidos a partir de resultados de instrumentación de pila de entibación de Edificio Green Park.

| Parámetro | Valor | Unidad |
|-----------------|----------------------|-------------------|
| γ | 18 | kN/m ³ |
| c | 30 | kN/m ² |
| ϕ | 28 | ° |
| ψ | 0 | ° |
| E_{50}^{ref} | 21.000 | kN/m ² |
| E_{oed}^{ref} | 21.000 | kN/m ² |
| E_{ur}^{ref} | 150.000 | kN/m ² |
| m | 1 | - |
| ν_{ur} | 0.3 | - |
| p^{ref} | 100 | kN/m ² |
| K_0^{NC} | 0.55 | - |
| R_f | 0.9 | - |
| G_0^{ref} | 140.000 | kN/m ² |
| $\gamma_{0.7}$ | 0.1×10^{-3} | - |
| POP | 300 | kN/m ² |
| e_{ini} | 0.9 | - |

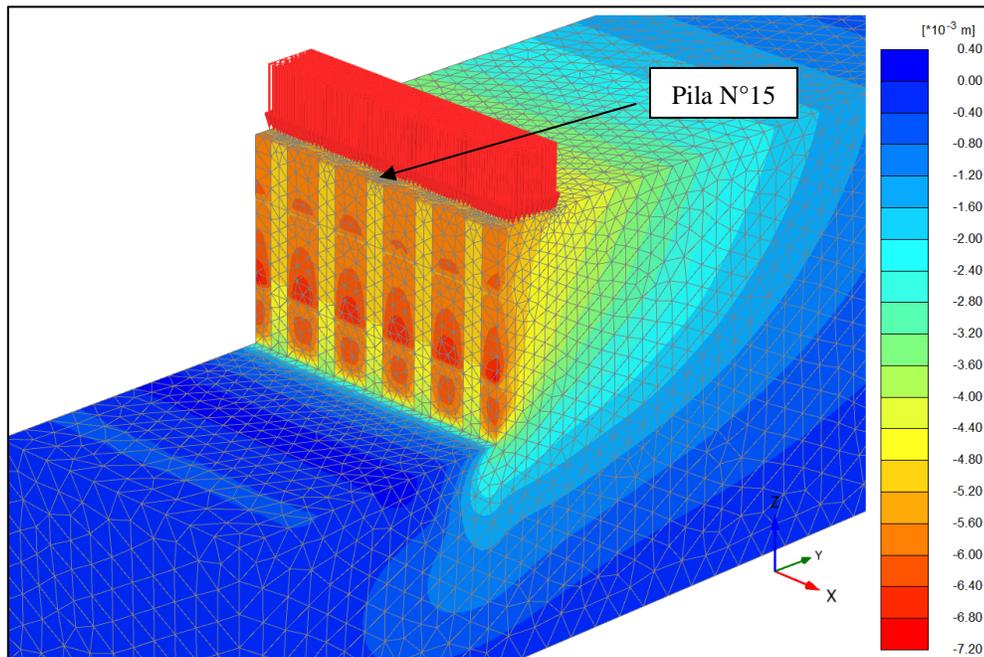


Figura 4.16 Vista general de deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a nivel de sello de fundación, Edificio Green Park.

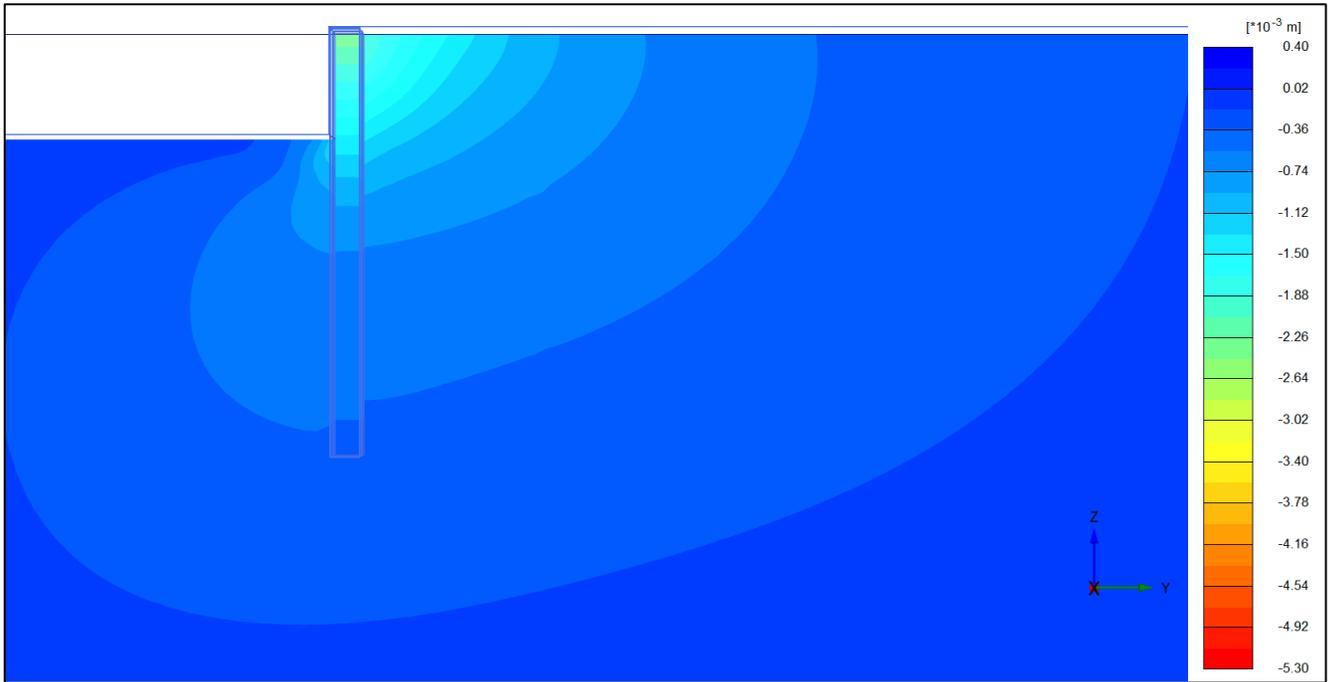


Figura 4.17 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a primer nivel de anclaje, vista en corte Pila N°15, Edificio Green Park.

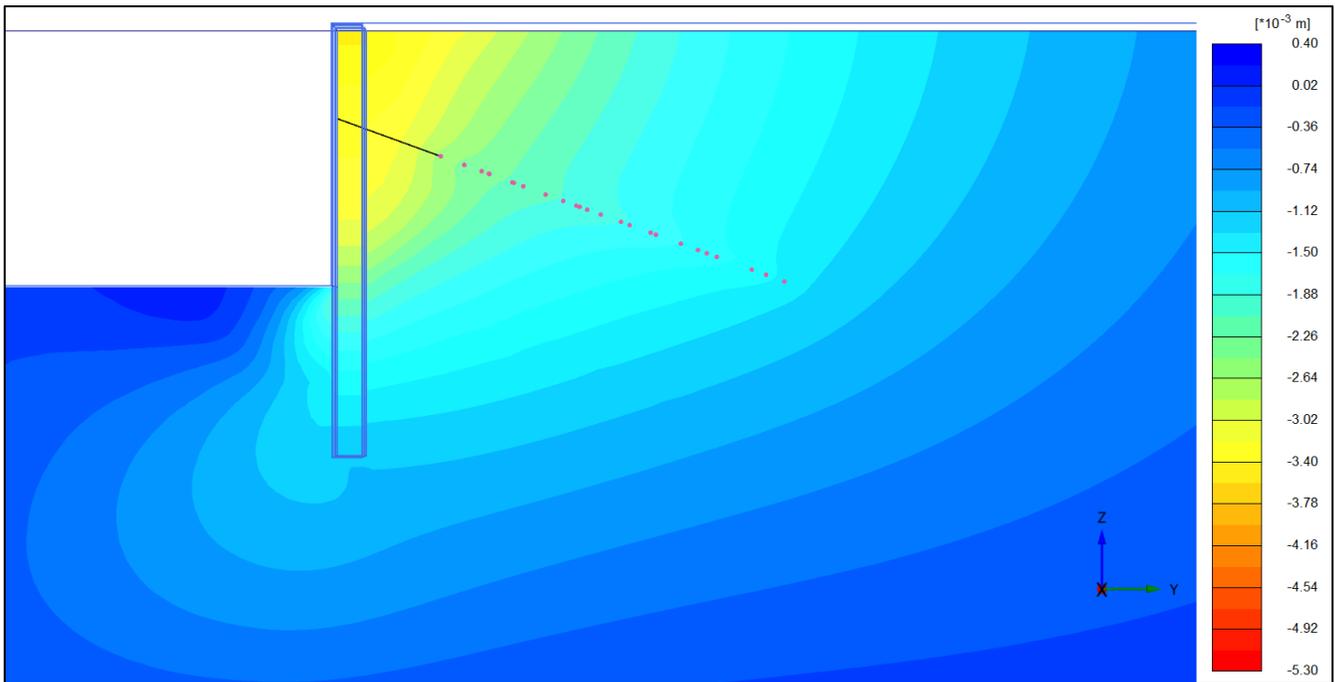


Figura 4.18 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a segundo nivel de anclaje, vista en corte Pila N°15, Edificio Green Park.

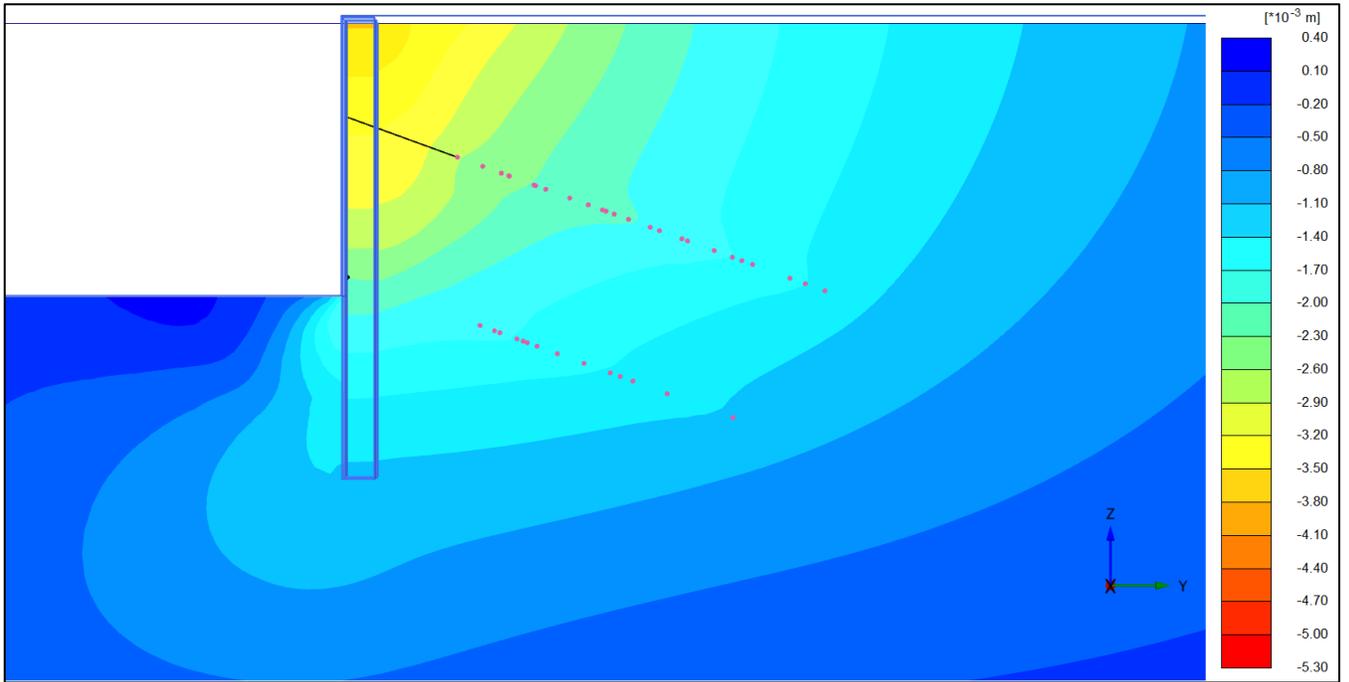


Figura 4.19 Deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de segundo nivel de anclaje, vista en corte Pila N°15, Edificio Green Park.

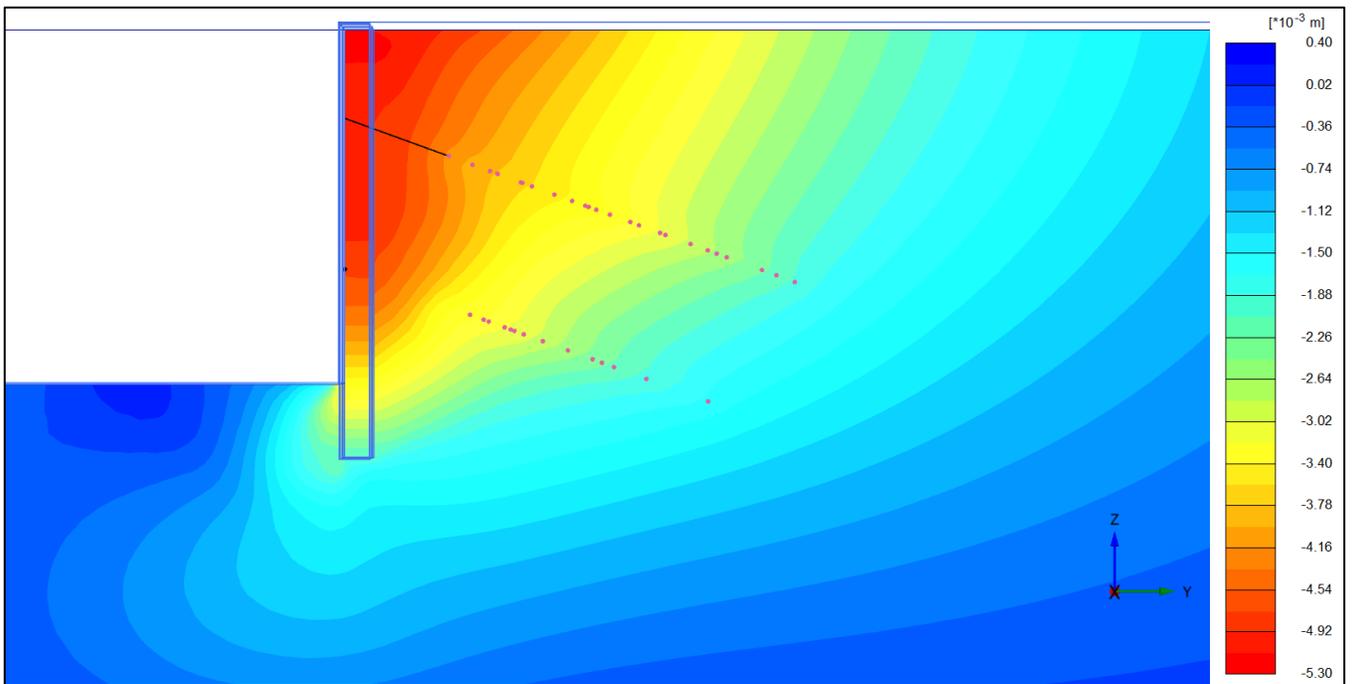


Figura 4.20 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a sello de fundación, vista en corte Pila N°15, Edificio Green Park.

Considerando los resultados anteriores, se muestra en la Figura 4.21 y Figura 4.22 los resultados de las mediciones de desplazamiento lateral de la pila instrumentada, a partir de los resultados de inclinometría y su comparación con el modelamiento en Plaxis 3D. Es relevante comentar que las mediciones fueron corregidas por error Bias-shift según la metodología establecida por Mikkelsen (2003).

Se observa que la medición con la excavación al nivel del primer anclaje muestra una discordancia entre los resultados de inclinometría y el modelamiento numérico. El inclinómetro muestra un abultamiento bajo el nivel de excavación que difiere de lo esperable para esa situación: un comportamiento tipo cantiléver. Esto puede deberse al efecto del posicionamiento del contenedor de instalación de faenas, a errores de medición o registro, o producto de deformaciones de la tubería inclinométrica. Sin embargo, las diferencias observadas con el modelo numérico son del orden de 1 mm, por lo que no se consideran significativas.

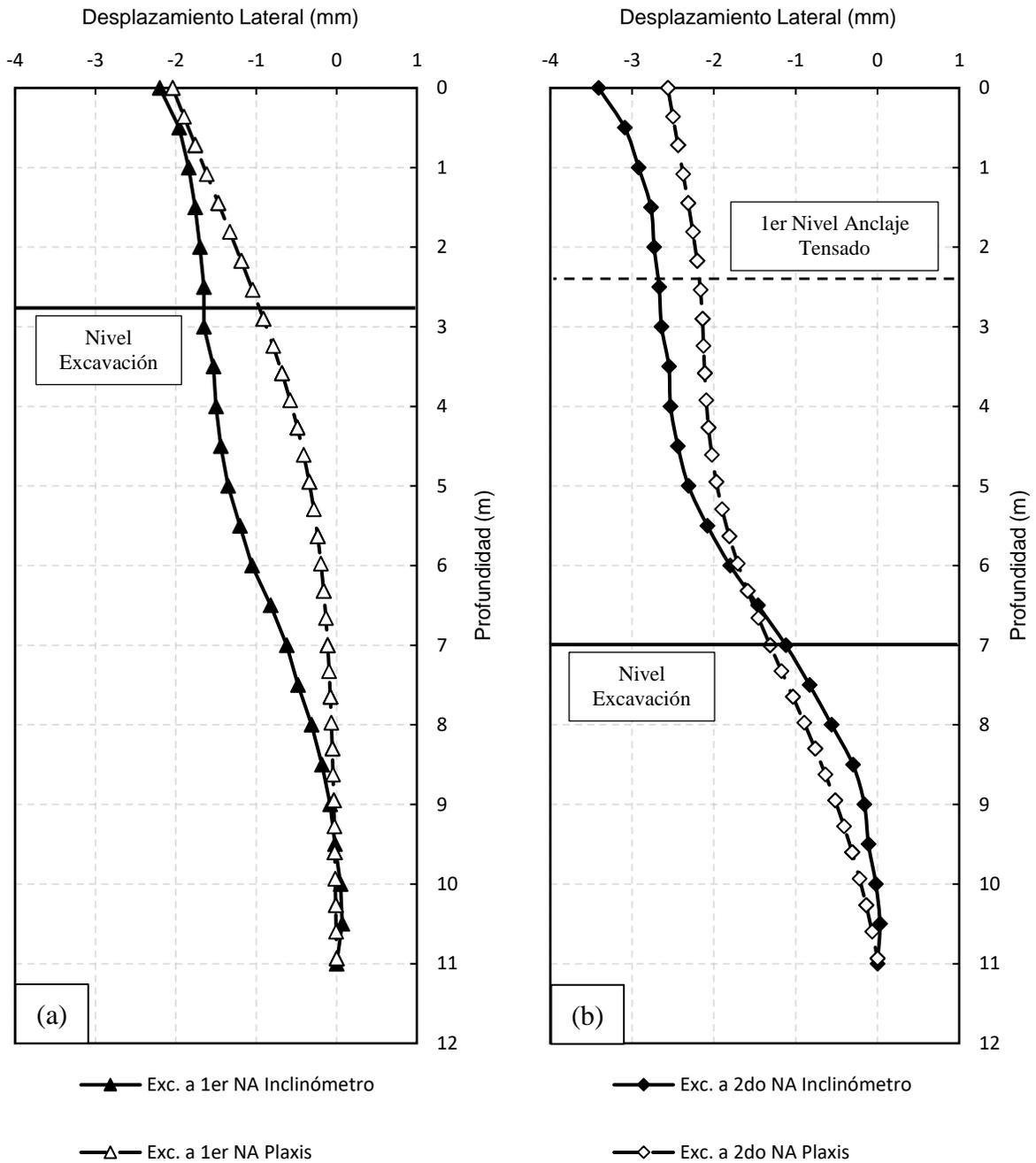


Figura 4.21 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°15 Edificio Green Park. (a) Excavación a primer nivel de anclaje (b) Excavación a segundo nivel de anclaje.

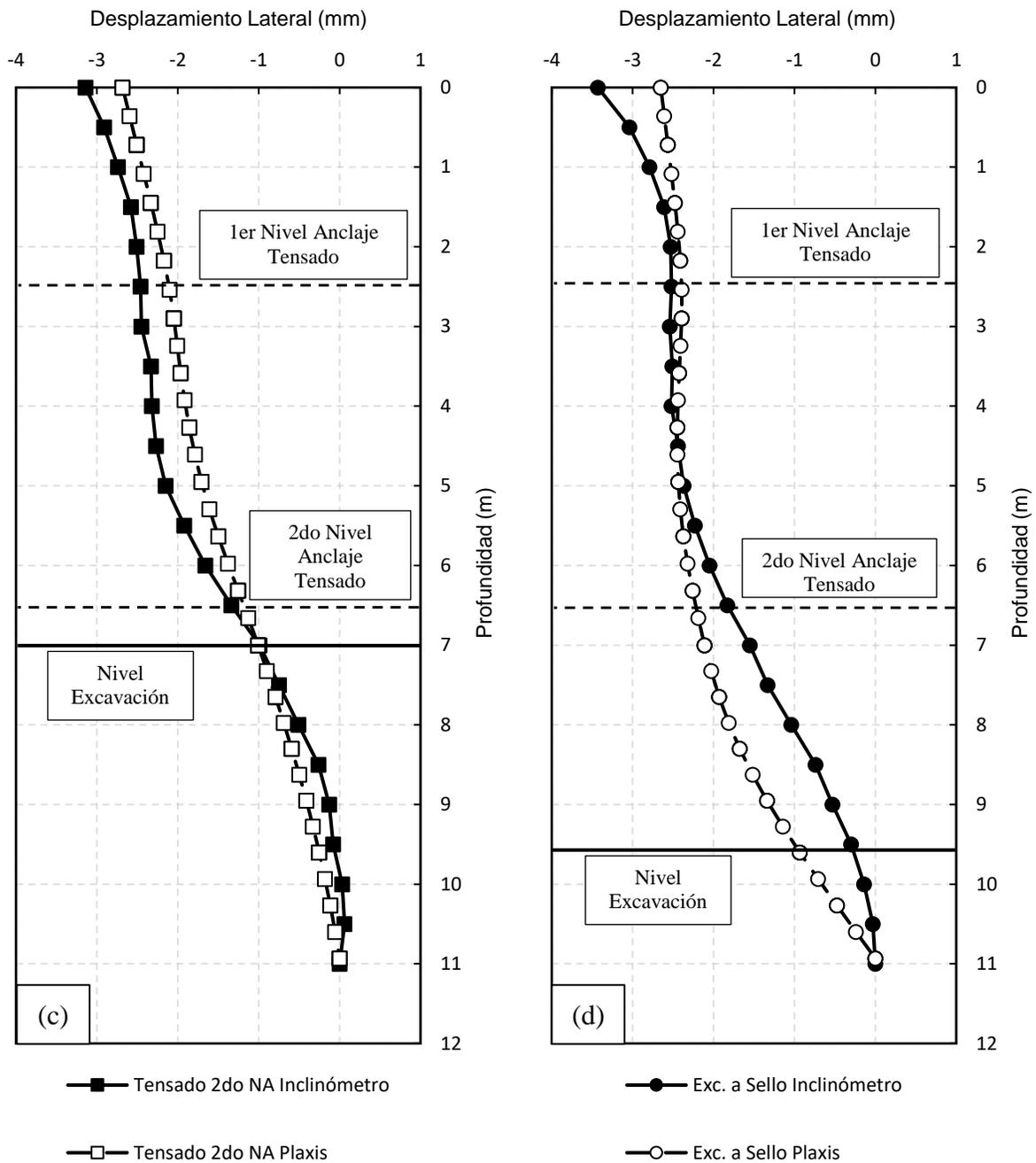


Figura 4.22 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°15 Edificio Green Park. (c) Tensado de segundo nivel de anclaje (d) Excavación a nivel de sello de excavación.

Para las restantes fases constructivas, se aprecia una buena correlación entre las mediciones de inclinometría y el modelamiento numérico. Como se menciona en párrafos anteriores, se observa un importante nivel de deformación en el tramo superior de la pila, sobre el primer nivel de anclaje, lo que se asocia a un aumento del empuje por efecto de preconsolidación.

Un punto de diferencia entre lo medido y lo modelado se da para el tramo embebido de la pila, particularmente para la fase de excavación a sello. En ella, se aprecia que el modelo en Plaxis otorga una menor rigidez que la observada en la realidad, lo que provoca un marcado giro en la

base, en comparación con el mayor grado de empotramiento observado en las mediciones con inclinómetro.

Al igual que para el caso de Premio Nobel, es posible analizar la razón entre el desplazamiento lateral y la altura excavada. Para la fase de excavación a nivel de sello se obtiene:

$$\frac{\delta_{H,max}}{H} = \frac{3.5 \text{ mm}}{9.6 \text{ m}} = 0.04\%$$

De la misma forma que en Premio Nobel, el nivel de deformación estática para el edificio Green Park está por debajo de los valores medios observados por Clough & O'Rourke, lo que reafirma la teoría del comportamiento rígido del sistema suelo-pila. Por otra parte, en la Tabla 4.20 y Figura 4.23, se muestra la evolución de la carga en el primer nivel de anclaje, medido con celda de carga, y se compara con la evolución de dicha carga para el modelo Plaxis 3D, y con la carga esperada dada por el diseño. De forma análoga, en la Tabla 4.21 y Figura 4.24, se muestran tales resultados para el segundo nivel de anclaje.

Los resultados obtenidos reflejan el mismo tipo de comportamiento observado en Premio Nobel, registrándose una disminución de la carga con el avance de la excavación en las mediciones con celda de carga, en contraste con un aumento de estas en el modelo Plaxis. Esta situación se observa para ambos niveles de anclaje, y como se comenta para el caso de Premio Nobel, puede deberse a efectos de relajación de tensiones que el modelo constitutivo no logra simular. Adicionalmente, se observan diferencias entre la carga medida y la carga de diseño esperada, lo que se debe a factores relativos al tensado del anclaje ajenas al desarrollo del presente trabajo.

Tabla 4.20 Resultados de medición de carga en anclajes con celda de carga y comparación con cargas de diseño y de modelo Plaxis. Primer nivel de anclaje Pila N°15 Edificio Green Park.

| Fecha | Observación o hito | Carga Esperada (kN) | Carga Medida (kN) | Carga Modelo Plaxis (kN) |
|------------|---|---------------------|-------------------|--------------------------|
| 31-08-2016 | Tensado Anclaje | 291 | 350 | 350 |
| 01-09-2016 | Excavación a nivel de segundo anclaje en pila vecina | 291 | 346 | - |
| 21-09-2016 | Anterior a tensado de segunda línea | 291 | 344 | 370 |
| 21-09-2016 | Posterior a tensado de segunda línea | 291 | 344 | 364 |
| 29-09-2016 | Excavación a sello sin zanja de fundación muro perimetral | 291 | 341 | 373 |
| 20-10-2016 | Excavación a sello sin zanja de fundación muro perimetral (post lluvia) | 291 | 337 | 373 |

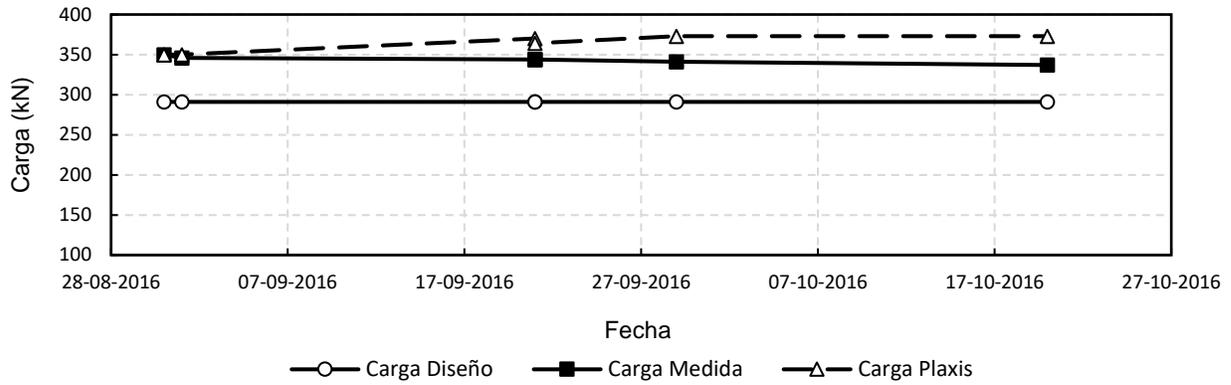


Figura 4.23 Evolución de carga en primer nivel de anclaje, Pila N°15 Edificio Green Park.

Tabla 4.21 Resultados de medición de carga en anclajes con celda de carga y comparación con cargas de diseño y de modelo Plaxis. Segundo nivel de anclaje Pila N°15 Edificio Green Park.

| Fecha | Observación o hito | Carga Esperada (kN) | Carga Medida (kN) | Carga Modelo Plaxis (kN) |
|------------|---|---------------------|-------------------|--------------------------|
| 21-09-2016 | Tensado anclaje | 378 | 313 | 313 |
| 29-09-2016 | Excavación a sello sin zanja de fundación muro perimetral | 378 | 314 | 343 |
| 20-10-2016 | Excavación a sello sin zanja de fundación muro perimetral (post lluvia) | 378 | 318 | 343 |

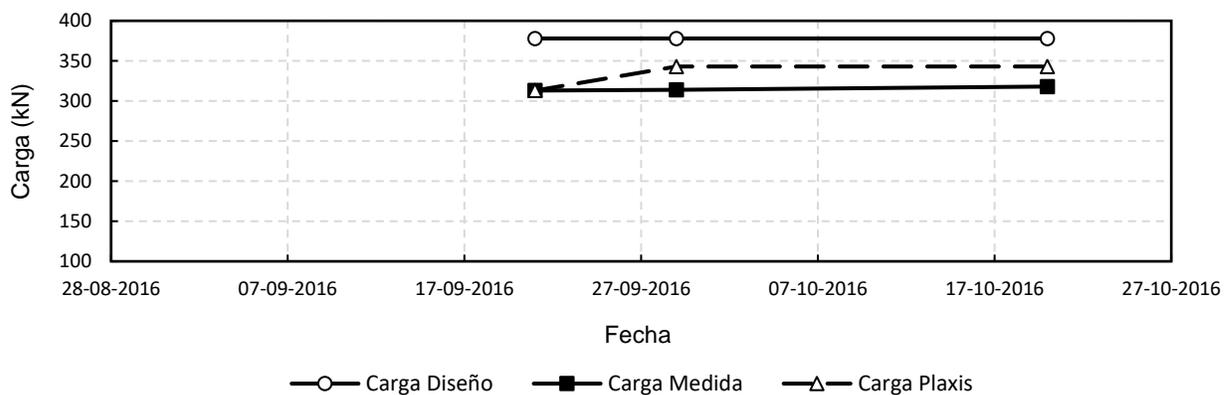


Figura 4.24 Evolución de carga en segundo nivel de anclaje, Pila N°15 Edificio Green Park.

4.3. Edificio Macul

La tercera obra instrumentada corresponde al Edificio Macul, el cual contempla una excavación de 12.5 m de profundidad máxima bajo el nivel del terreno natural. Según la estratigrafía presentada en el informe de mecánica de suelos preparado por R & V Ingenieros, los primeros 30 metros de subsuelo se componen de 6 estratos según se muestra en la Tabla 4.22.

Tabla 4.22 Estratigrafía suelo de fundación edificio Macul (R & V Ingenieros, 2018).

| Estrato | Profundidad (m) | Descripción |
|----------------|------------------------|---|
| 1 | 0.00 a 0.50 | Relleno compuesto por limo de plasticidad baja, humedad baja y color café claro. Suelo de estructura homogénea, de porosidad nula y consistencia blanda, con aproximadamente 10% de arena y aproximadamente 2% de grava. Existe presencia de raíces y raicillas en contenido bajo. No presenta agrietamiento y no se observan características expansivas. De acuerdo con el sistema USCS, clasifica como ML. |
| 2 | 0.50 a 12.50 | Suelos finos de plasticidad media a baja, humedad media y color café a café claro. Suelo de estructura frágil, de porosidad baja y consistencia media, con aproximadamente 3% a 31% de arena. Existe presencia de raíces y raicillas en contenido bajo. No presenta agrietamiento y no se observan características expansivas. De acuerdo con el sistema USCS, clasifica como CL a ML. |
| 3 | 12.50 a 15.00 | Arena con finos de plasticidad nula, color café, forma de partículas subangular, compacidad incrementando en profundidad de densa a muy densa, estructura homogénea, cementación baja sin presencia de materia orgánica. De acuerdo con el sistema USCS, clasifica como SM a ML. |
| 4 | 15.00 a 24.60 | Arena limosa de grano fino conocida como pomacita, de plasticidad nula, color café claro a blanquecino, compacidad densa desde los 15.00 m a 21.00 m y entre los 24.00 m a 24.60 m, en tramo restante tiene compacidad muy densa. Estructura homogénea, cementación variable en profundidad de baja a media, origen volcánico, sin presencia de materia orgánica. De acuerdo con el sistema USCS, clasifica como SM a ML. |
| 5 | 24.60 a 26.80 | Finos con gravas de plasticidad media, color café, forma de partículas subangular a subredondeadas, consistencia muy firme, estructura homogénea, cementación media, sin presencia de materia orgánica. De acuerdo con el sistema USCS, clasifica como CL a GP-GC. |
| 6 | 26.80 a 30.00 | Gravas con arena de plasticidad nula, color café, forma de partículas subredondeadas, compacidad densa, estructura homogénea, cementación media, origen fluvial sin presencia de materia orgánica. De acuerdo con el sistema USCS, clasifica como GP. |

A partir de lo expuesto en la tabla anterior, se deduce que el estrato N°2 de suelos finos es consistente con los suelos estudiados en el presente trabajo de título, estando el área excavada de la pila instrumentada totalmente en este estrato, mientras que el tramo embebido se encuentra mayormente en el estrato N°3 de arena con finos. Los estratos inferiores (del N°3 al N°6) difieren del suelo en estudio, por lo que para efectos de modelamiento se utilizarán los parámetros definidos en el Informe de Mecánica de Suelos.

Los parámetros geotécnicos propuestos en el informe de mecánica de suelos para los estratos 2, 3 y 4, se muestran en la Tabla 4.23.

Tabla 4.23 Parámetros geotécnicos de Estratos 2, 3 y 4 (R & V Ingenieros, 2018).

| Parámetro | Estrato 2 (Finos) | Estrato 3 (Arena con Finos) | Estrato 4 (Arena limosa tipo pomacita) |
|--|--------------------------|-----------------------------|--|
| Ángulo de fricción interna (ϕ) | 32° | 25° | 47° |
| Cohesión (c) | 2.5 tonf/m ² | 2.5 tonf/m ² | 2.5 tonf/m ² |
| Peso unitario natural (γ) | 1.75 tonf/m ³ | 1.80 tonf/m ³ | 1.70 tonf/m ³ |
| Módulo de Elasticidad (E) | 5780 tonf/m ² | - | - |
| Índice de compresión ensayo edométrico (C_c) | 0.01 | - | - |
| Índice de recompresión ensayo edométrico (C_r) | 0.001 | - | - |

La pila instrumentada corresponde a la N°29 y consiste en una pila de sección cuadrada de lado 60 cm, anclada en dos niveles con pernos autoperforantes DSI-DYWIDAG R51N en el primer nivel y TITAN 52/26 en el segundo, siendo la altura de excavación de 11.2 metros, con 4 metros de empotramiento. La pila se ubica en el sector sur de la excavación, en un sector de singularidad tridimensional en planta generada por una entrada del terreno excavado que interrumpe la continuidad del eje sur de la excavación, según se observa en la Figura 4.25.

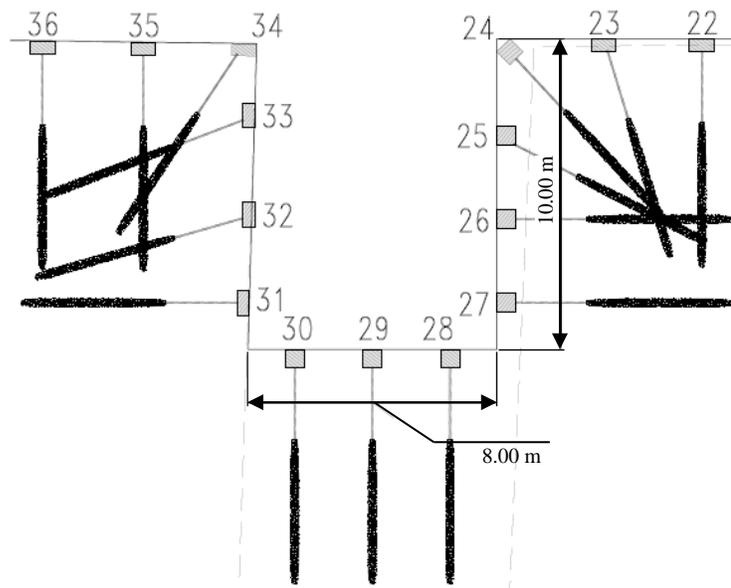


Figura 4.25 Vista en planta de pila N°29 y pilas adyacentes, se observa singularidad tridimensional.

La pila instrumentada presenta un espaciamiento de 2.50 metros entre centros con las pilas N°28 y N°30, la armadura longitudinal está compuesta de doble armadura de 6 barras $\phi 25$ por lado, mientras que la armadura transversal consiste en estribos $\phi 12@10$, la calidad del hormigón es H25 (G20). En la Tabla 4.24 se muestran las cargas de trabajo y características de los anclajes utilizados, mientras que en la Figura 4.26 se muestra el plano de corte de la pila N°29.

Tabla 4.24 Propiedades de líneas de anclaje Pila N°29 (instrumentada), Edificio Macul.

| N° Línea | Tipo de Perno | Nivel de Anclaje | Longitud Libre (L_f) | Longitud de Bulbo (L_v) | Ángulo c/r a la horizontal (α_v) | Carga de trabajo (Ft) |
|----------|---------------|------------------|--------------------------|-----------------------------|---|-----------------------|
| 1 | R51N | -2.50 m | 3.00 m | 12.00 m | 20° | 438 kN |
| 2 | 52/26 | -7.50 m | 3.00 m | 10.00 m | 20° | 512 kN |

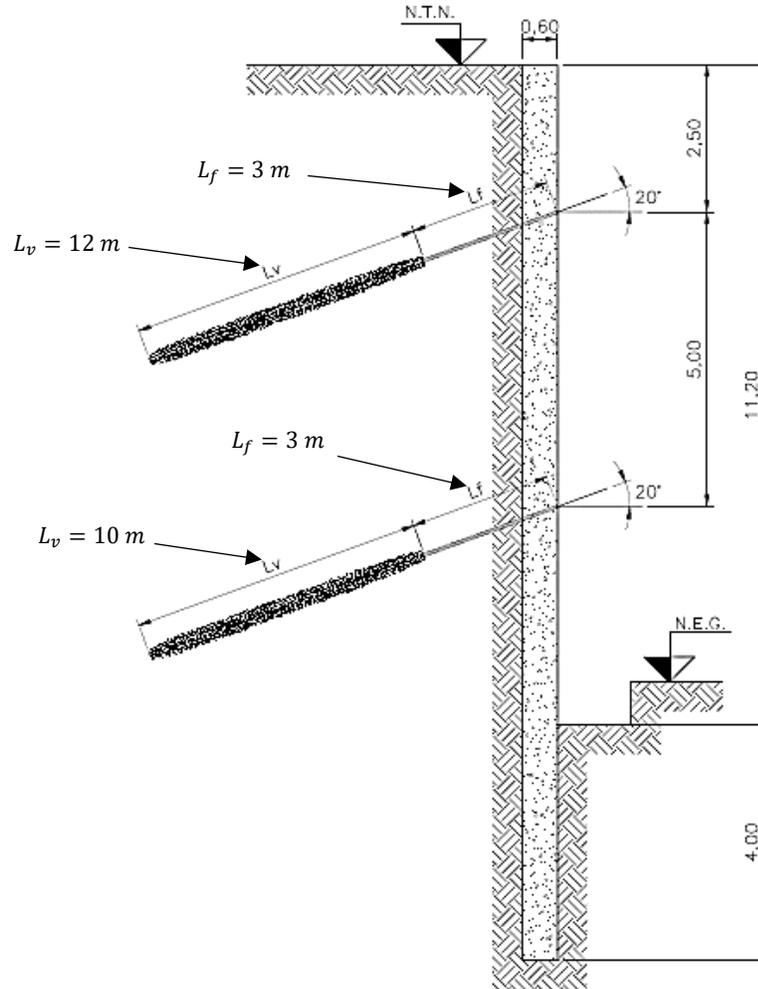


Figura 4.26 Corte pila N°29, edificio Macul.

El procedimiento de monitoreo consistió en 5 mediciones, obteniendo resultados de deformación de la pila mediante inclinometría en cada una de éstas, y carga en los anclajes tras la ejecución y tensado de cada uno de ellos. Se describe cada medición a continuación:

- Medición 0: Situación inicial, con la pila hormigonada, sin que se haya iniciado el proceso de excavación. Se toma como medición inicial, contra la cual se compararán las mediciones de las etapas siguientes. Pevio a esta medición se ubicaron las instalaciones de faena de la obra en el sector del coronamiento de la pila instrumentada, esta instalación se compone de seis contenedores dispuestos en dos grupos de tres contenedores de altura, más losas de hormigón en cada nivel y una estructura de acero.

- Medición 1: Excavación inicial, a una profundidad de 2.89 m.
- Medición 2: Ídem a Medición 1, dos semanas después, con la primera línea de anclaje perforada, pero sin tensar, la ubicación real del anclaje fue medida a 2.7 metros bajo el nivel del terreno natural.
- Medición 3: Medición inmediatamente posterior al tensado del primer nivel de anclaje, el mismo día que Medición 2.
- Medición 4: Medición realizada 5 días después de la Medición 3, con la excavación en las mismas condiciones que esta.
- Medición 5: Excavación a una profundidad de 6.40 metros.
- Medición 6: Excavación a nivel de segundo anclaje, a una profundidad de 7.70 m, el anclaje se encuentra perforado, pero no tensado.
- Medición 7: Medición inmediatamente posterior al tensado del segundo anclaje.
- Medición 8: Medición realizada 1 mes después de la medición 7, en las mismas condiciones que esta.

Tabla 4.25 Fechas de mediciones realizadas, Edificio Macul.

| Medición | Hito | Fecha |
|----------|--|------------|
| 0 | Medición inicial | 16-12-2019 |
| 1 | Excavación a 2.89 m de profundidad | 24-12-2019 |
| 2 | Excavación a 2.89 m, anclaje perforado, no tensado | 08-01-2020 |
| 3 | Posterior a tensado primera línea de anclaje | 08-01-2020 |
| 4 | Ídem a Medición 3 | 13-01-2020 |
| 5 | Excavación a cota 6.40 m | 21-01-2020 |
| 6 | Excavación a cota 7.70 m, previo a tensado de segunda línea de anclaje | 30-01-2020 |
| 7 | Posterior a tensado de segunda línea de anclaje | 04-02-2020 |
| 8 | Ídem a Medición 7 | 06-03-2020 |

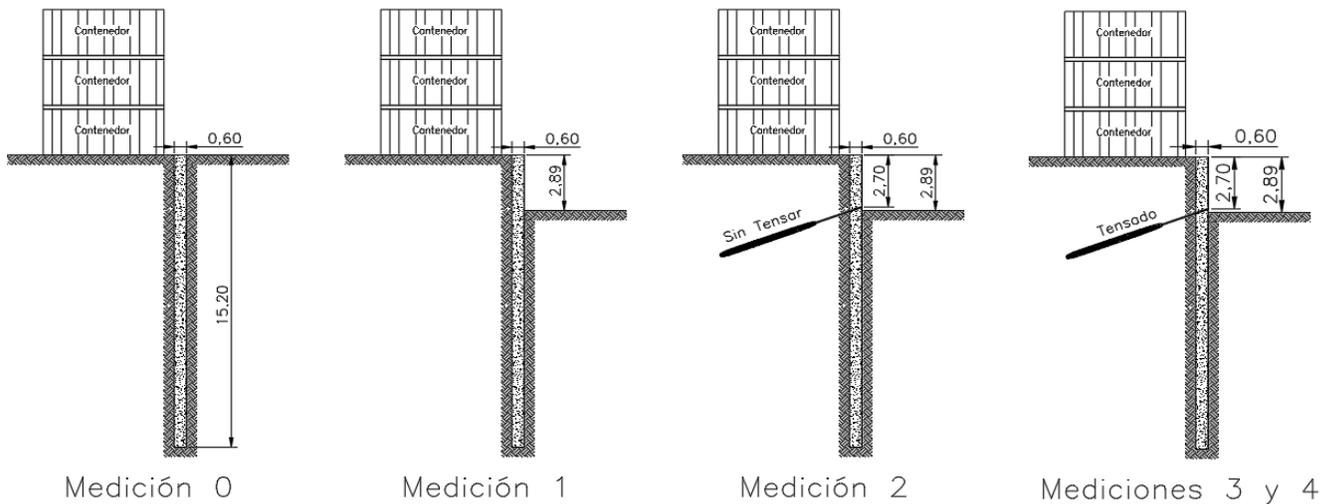


Figura 4.27 Esquema de situación Pila N°29 durante mediciones 0 a 4, Edificio Macul.

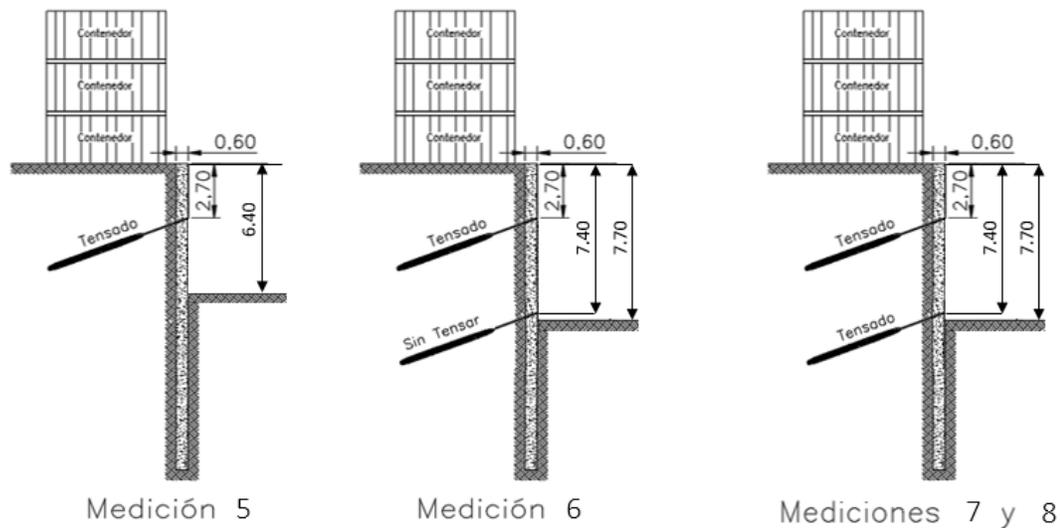


Figura 4.28 Esquema de situación Pila N°29 durante mediciones 5 a 8, Edificio Macul.

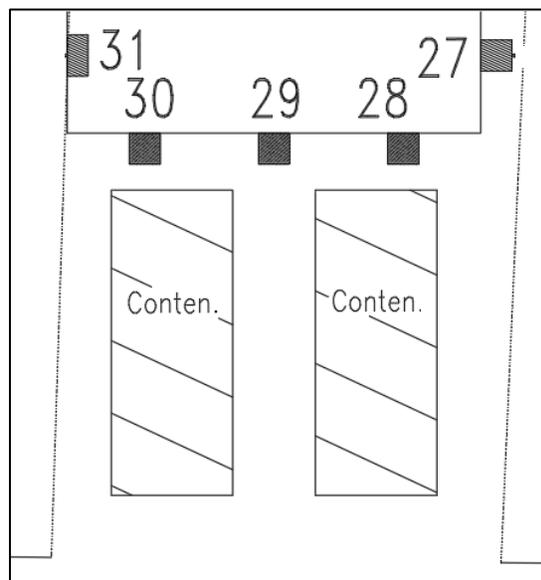


Figura 4.29 Vista en planta de disposición de contenedores de instalación de faena.

Considerando las particularidades antes expuestas, se procedió a la elaboración del modelo de elementos finitos en Plaxis 3D. En este caso, a diferencia de las otras dos obras instrumentadas, se debió realizar un modelo más extenso que permitiera describir adecuadamente las características tridimensionales del sector de la pila instrumentada. El modelo consideró una geometría de acuerdo a lo indicado en la Figura 4.25, extendiéndose en el eje “x” lo suficiente para que todos los anclajes se desarrollen adecuadamente dentro de los límites del modelo.

Para simular la sobrecarga producto de los contenedores de instalación de faena, se consideró que cada grupo de tres contenedores se encuentra apoyado en 4 zapatas, por lo que su peso se aplica en forma de 4 cargas puntuales en el modelo. Asumiendo un peso total por

contenedor de 30 kN, se puede determinar que cada carga puntual es de 22.5 kN. En base a ello, se muestra en la Figura 4.30 una vista general del modelo del Edificio Macul.

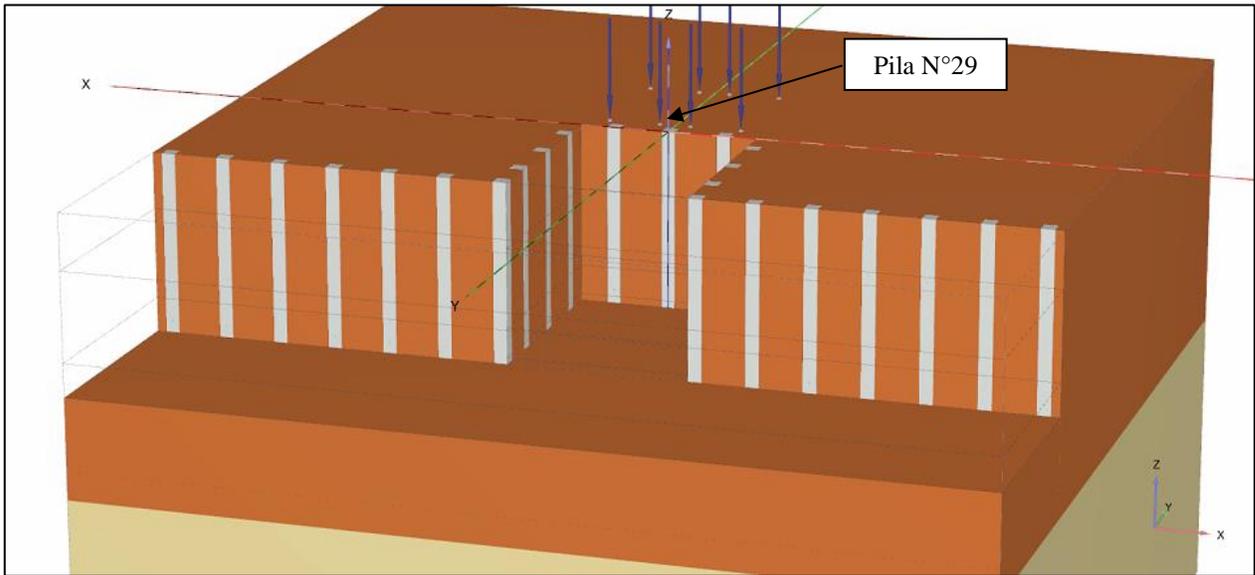


Figura 4.30 Vista general del modelo Plaxis 3D, edificio Macul.

Tabla 4.26 Límites del modelo Plaxis 3D, Edificio Macul.

| Eje | Borde | Valor (m) |
|-----|-------|-----------|
| X | -X | -20 |
| | +X | 20 |
| Y | -Y | -20 |
| | +Y | 30 |
| Z | -Z | -20 |
| | +Z | 0 |

De forma análoga a las dos obras descritas anteriormente, se presentan en la Tabla 4.27 los parámetros de modelamiento de las pilas de hormigón armado, mientras que en la Tabla 4.28 y Tabla 4.29 se muestran las características de los anclajes, tanto para su longitud libre, como para la de bulbo, respectivamente.

Tabla 4.27 Parámetros de modelamiento de las pilas de hormigón armado, Edificio Macul.

| Parámetro | Valor |
|-----------------------------|------------------------------------|
| Lado eje principal (h) | 60 cm |
| Lado eje secundario (b) | 60 cm |
| Longitud total (L) | 15.20 m |
| Modelo Constitutivo | Lineal Elástico |
| Módulo Elástico (E) | 30×10^6 kN/m ² |
| Módulo de Poisson (ν) | 0.2 |

Tabla 4.28 Propiedades del elemento Node to node Anchor para el modelamiento de la longitud libre del anclaje, Edificio Macul.

| Nivel de Anclaje | Tipo de Perno | Longitud | Rigidez Axial EA |
|------------------|---------------|----------|------------------|
| 1 | R51N | 3 m | 210.000 kN |
| 2 | 52/26 | 3 m | 267.000 kN |

Tabla 4.29 Propiedades del elemento Embedded Beam para el modelamiento de la longitud de bulbo del anclaje, Edificio Macul.

| Nivel de Anclaje | 1 | 2 |
|--|---------------------------------|---------------------------------|
| Tipo de Perno | R51N | 52/26 |
| Longitud | 12 m | 10 m |
| Tipo de Material | Elástico | Elástico |
| Módulo Elástico (E) | $32 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ | $38 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ |
| Peso Específico (γ) | 25 kN/m^3 | 25 kN/m^3 |
| Tipo de Viga | Viga maciza sección circular | Viga maciza sección circular |
| Diámetro | 0.138 m | 0.138 m |
| Resistencia de fuste inicial ($T_{skin,start,max}$) | 87 kN/m | 87 kN/m |
| Resistencia de fuste final ($T_{skin,end,max}$) | 87 kN/m | 87 kN/m |
| Resistencia de punta | 0 | 0 |

Las etapas constructivas definidas en el modelo del Edificio Macul se detallan a continuación:

0. Fase inicial: tensiones iniciales calculadas mediante K_0 procedure.
1. Incorporación de sobrecarga producto de contenedores de instalación de faena.
2. Hormigonado de pilas.
3. Excavación al nivel de instalación de la primera línea de anclajes, a una profundidad de 2.89 metros.
4. Activación y tensado del primer nivel de anclajes.
5. Fase auxiliar de transmisión de carga de anclaje a la pila.
6. Excavación al nivel de instalación de la segunda línea de anclajes, a una profundidad de 7.7 metros.
7. Activación y tensado del segundo nivel de anclajes a una carga de 446 kN (Lock off 1).
8. Descarga del segundo nivel de anclajes a una carga de 383 kN.
9. Fase auxiliar de transmisión de carga de anclaje a la pila.

Los parámetros del suelo utilizados para el modelamiento son una combinación de los utilizados para el Edificio Green Park y los establecidos en el informe de mecánica de suelos del edificio (Tabla 4.23). Para esta pila, al igual que en Green Park, se observó un efecto de mayor deformación al nivel de coronamiento de la pila, lo que se atribuye a la preconsolidación del suelo.

En la Tabla 4.30 se observan los parámetros del suelo fino del sector oriente de Santiago determinados para el Edificio Macul.

Tabla 4.30 Parámetros de Suelo Fino del sector oriente de Santiago para un modelo HS Small, obtenidos a partir de resultados de instrumentación de pila de entibación de Edificio Macul.

| Parámetro | Valor | Unidad |
|------------------|----------------------|-------------------|
| γ | 17.5 | kN/m ³ |
| c | 25 | kN/m ² |
| ϕ | 32 | ° |
| ψ | 0 | ° |
| E_{50}^{ref} | 21.000 | kN/m ² |
| E_{oed}^{ref} | 21.000 | kN/m ² |
| E_{ur}^{ref} | 150.000 | kN/m ² |
| m | 1 | - |
| ν_{ur} | 0.3 | - |
| p^{ref} | 100 | kN/m ² |
| K_0^{NC} | 0.55 | - |
| R_f | 0.9 | - |
| G_0^{ref} | 140.000 | kN/m ² |
| $\gamma_{0.7}$ | 0.1×10^{-3} | - |
| POP | 300 | kN/m ² |
| e_{ini} | 0.9 | - |

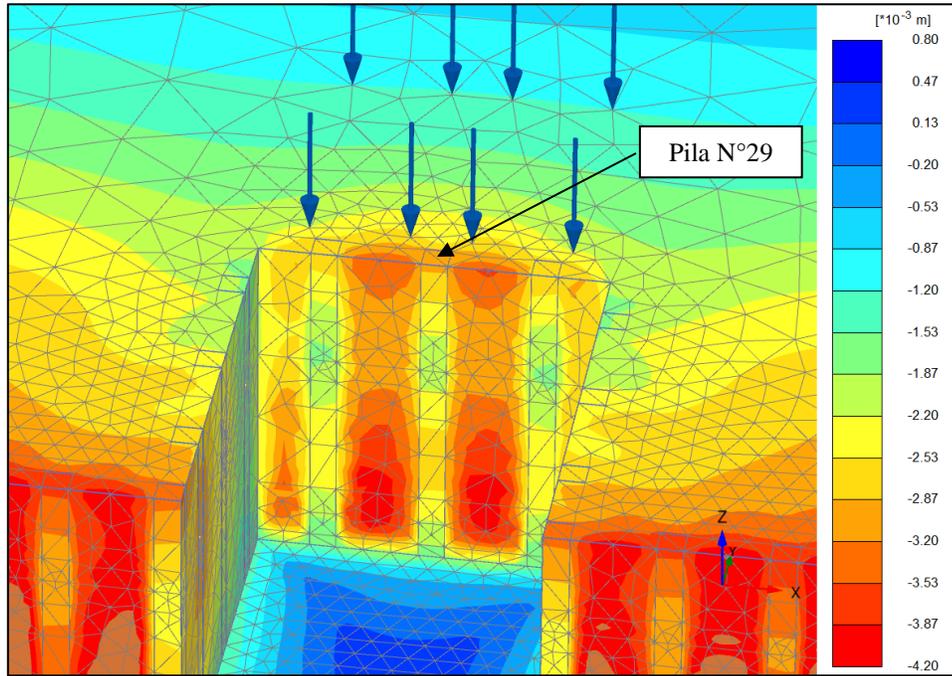


Figura 4.31 Vista general de deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de segundo nivel de anclaje, Edificio Macul.

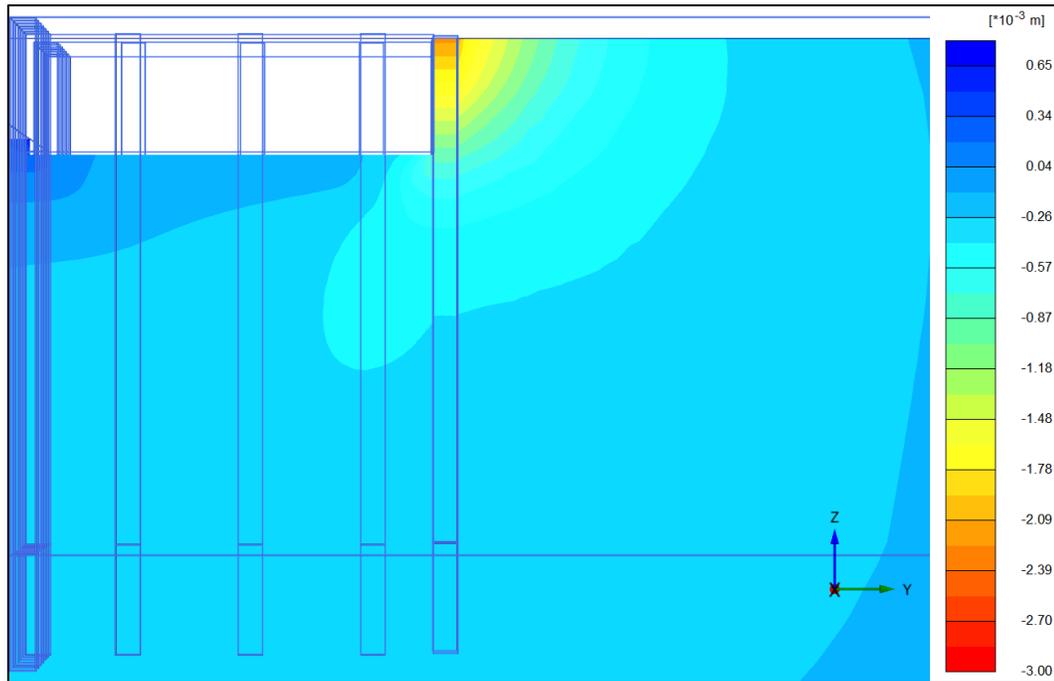


Figura 4.32 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a primer nivel de anclaje, vista en corte Pila N°29, Edificio Macul.

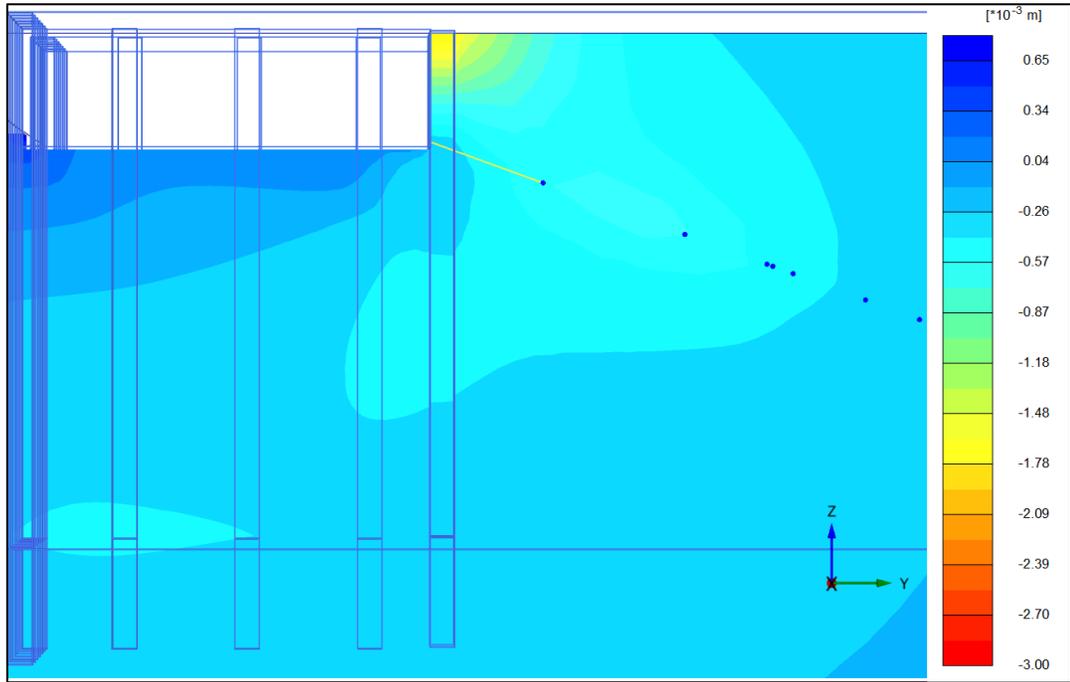


Figura 4.33 Deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de primer nivel de anclaje, vista en corte Pila N°29, Edificio Macul.

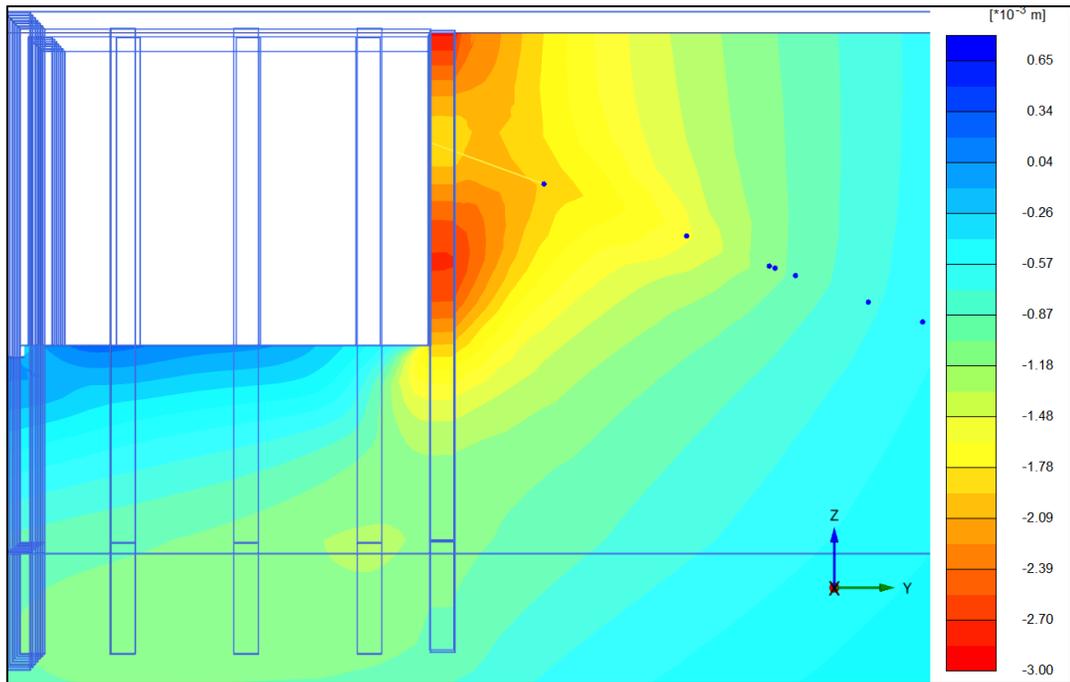


Figura 4.34 Deformaciones laterales hacia la excavación, excavación a segundo nivel de anclaje, vista en corte Pila N°29, Edificio Macul.

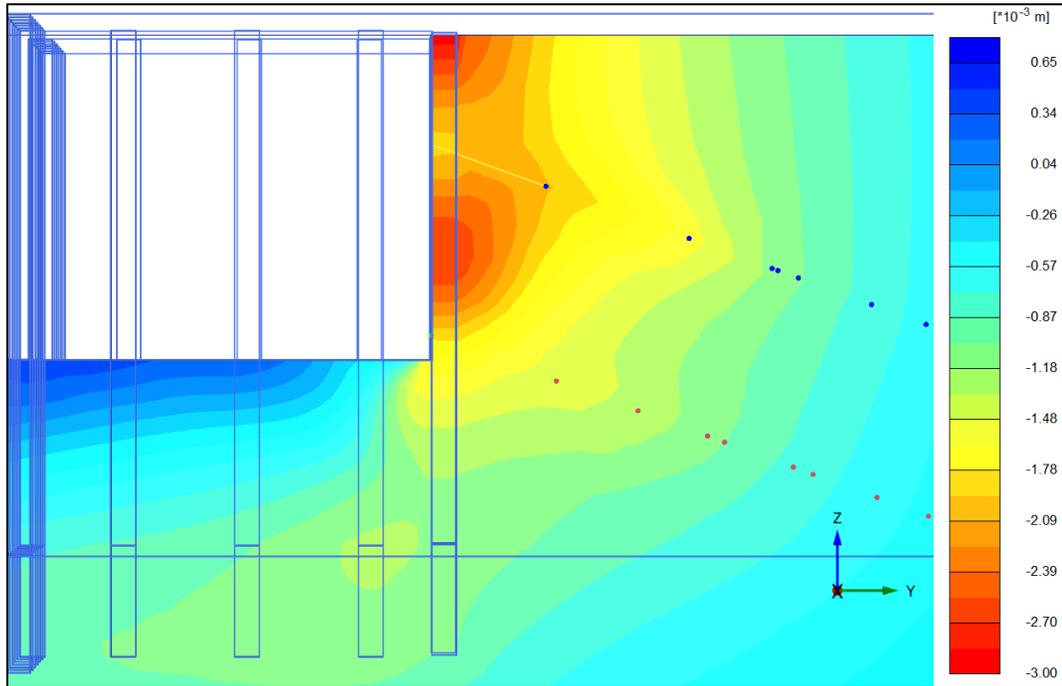


Figura 4.35 Deformaciones laterales hacia la excavación, posterior a tensado de segundo nivel de anclaje, vista en corte Pila N°29, Edificio Macul.

Se presenta en la Figura 4.36 y Figura 4.37 los resultados del monitoreo de la pila instrumentada, así como los resultados del modelo Plaxis del edificio Macul. Se observa, en general, un buen nivel de correlación en los resultados obtenidos, registrándose diferencias máximas de alrededor de 1 mm entre lo medido y lo modelado. El comportamiento de la pila se aprecia más flexible en comparación con Premio Nobel y Green Park, esto se debe a su menor sección transversal, lo que implica una menor rigidez.

La razón entre deformación lateral máxima y altura excavada, para la última fase medida se calcula a continuación:

$$\frac{\delta_{H,max}}{H} = \frac{3 \text{ mm}}{7.7 \text{ m}} = 0.04\%$$

Este valor concuerda con lo observado para Premio Nobel y Green Park, manteniéndose prácticamente en el mismo rango de deformaciones. Este número, al igual que para los otros dos casos, es inferior al valor medio determinado por Clough & O'Rourke de 0.2%, por lo que se considera que se está ante un suelo rígido.

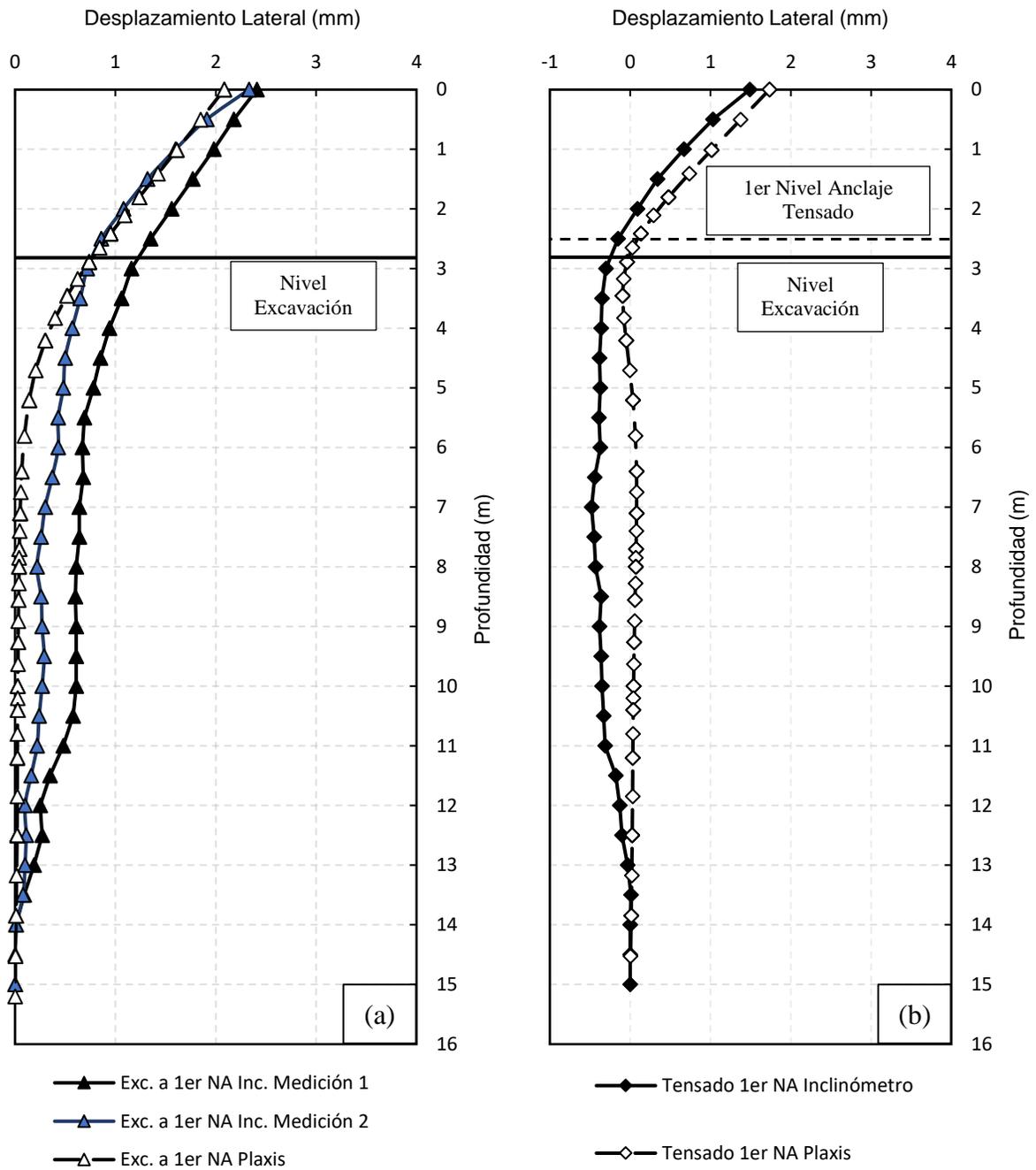


Figura 4.36 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°29 Edificio Macul. (a) Excavación a primer nivel de anclaje (b) Tensado primer nivel de anclaje.

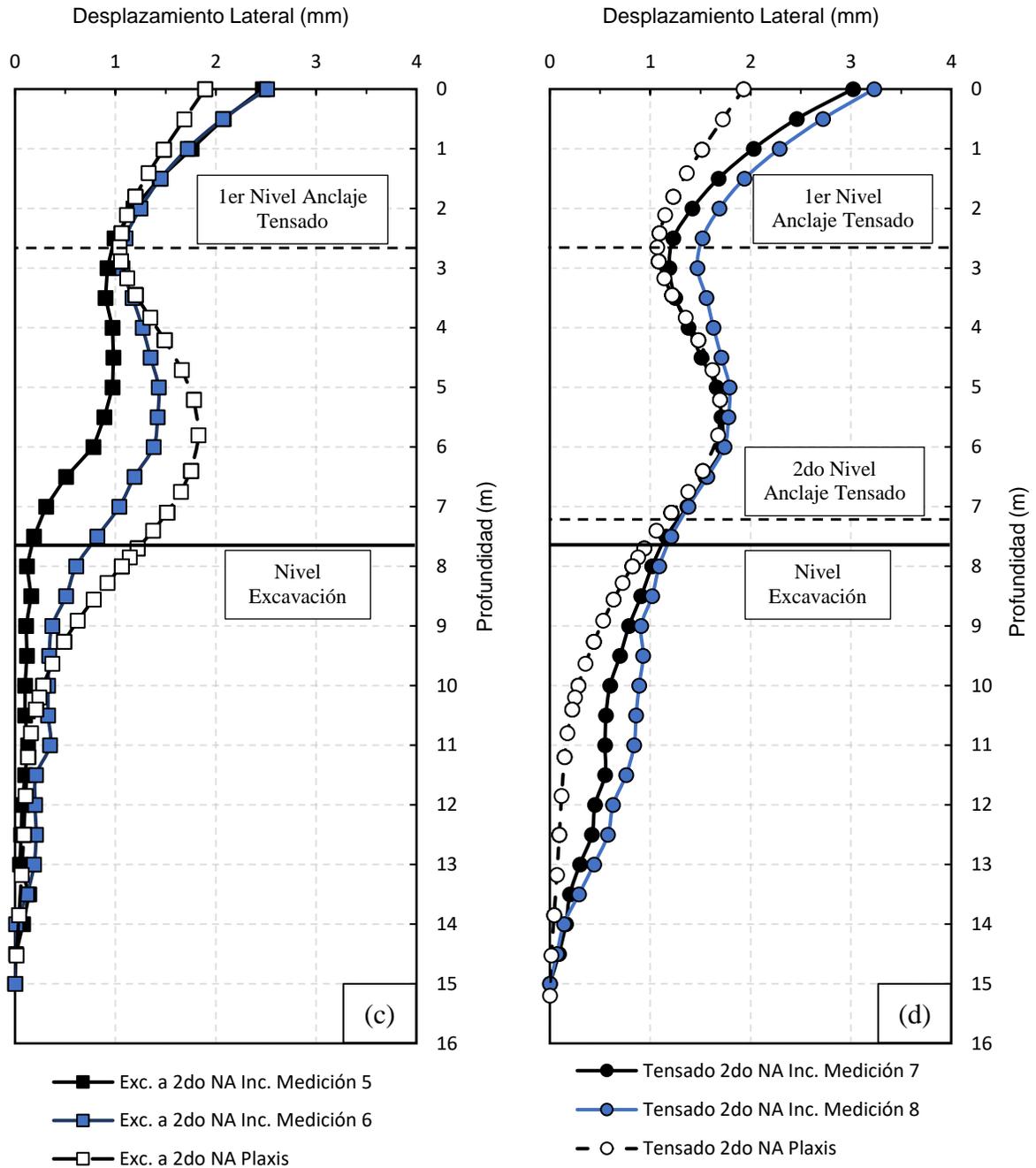


Figura 4.37 Deformaciones laterales medidas con inclinometría, y comparación con resultados de modelamiento en Plaxis 3D, pila N°29 Edificio Macul. (c) Excavación a segundo de anclaje (d) Tensado de segundo nivel de anclaje.

En la Tabla 4.31 y Figura 4.38, se muestra la evolución de la carga del primer nivel de anclaje, comparándose con la evolución de la carga del mismo anclaje en el modelo Plaxis, y la carga esperada dada por el diseño. A diferencia de lo que ocurre en Premio Nobel y Green Park, en el caso de Macul se observa una buena correlación entre la carga medida y la obtenida del modelamiento.

Tabla 4.31 Resultados de medición de carga en anclajes con celda de carga y comparación con cargas de diseño y de modelo Plaxis. Primer nivel de anclaje Pila N°29 Edificio Macul.

| Fecha | Observación o hito | Carga Diseño (kN) | Carga Medida (kN) | Carga Modelo Plaxis (kN) |
|------------|---|-------------------|-------------------|--------------------------|
| 08-01-2020 | Tensado primer nivel de anclaje | 438 | 471 | 471 |
| 13-01-2020 | Ídem a anterior, 5 días después | 438 | 443 | 448 |
| 21-01-2020 | Excavación a 6.4 metros | 438 | 455 | 448 |
| 30-01-2020 | Excavación a nivel de segundo anclaje, 7.7 metros | 438 | 453 | 448 |
| 04-02-2020 | Tensado segundo nivel de anclaje | 438 | 456 | 448 |
| 06-03-2020 | Ídem a anterior, 1 mes después | 438 | 454 | 448 |

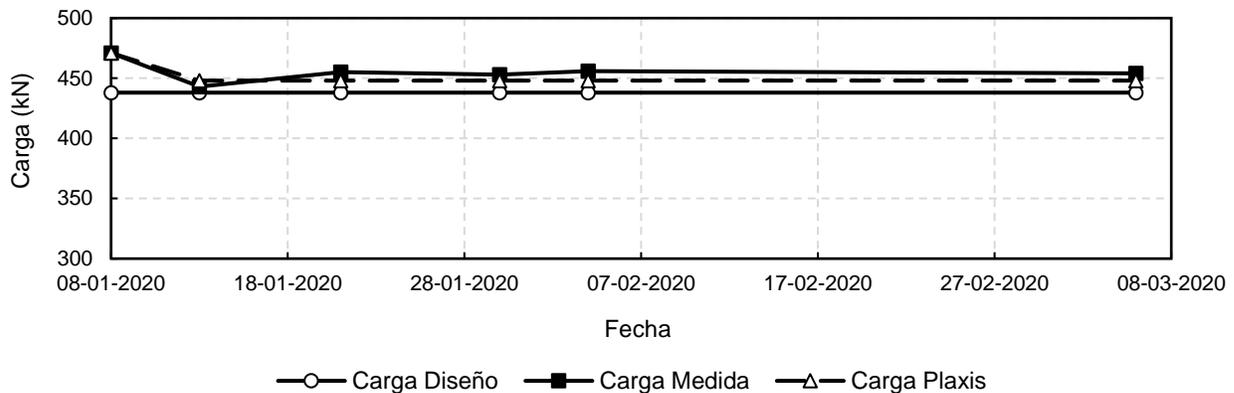


Figura 4.38 Evolución de carga en primer nivel de anclaje, Pila N°29 Edificio Macul.

De manera análoga, se muestra en la Tabla 4.32 y Figura 4.39 las mismas cargas para el segundo nivel de anclaje. En contraste con caso anterior, aquí hay mayores diferencias entre el modelo y las mediciones, sin embargo, ambas siguen el mismo comportamiento a la baja.

Tabla 4.32 Resultados de medición de carga en anclajes con celda de carga y comparación con cargas de diseño y de modelo Plaxis. Segundo nivel de anclaje Pila N°29 Edificio Macul.

| Fecha | Observación o hito | Carga Diseño (kN) | Carga Medida (kN) | Carga Modelo Plaxis (kN) |
|------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|
| 04-02-2020 | Tensado segundo nivel de anclaje | 512 | 383 | 383 |
| 06-03-2020 | Ídem a anterior, 1 mes después | 512 | 373 | 338 |

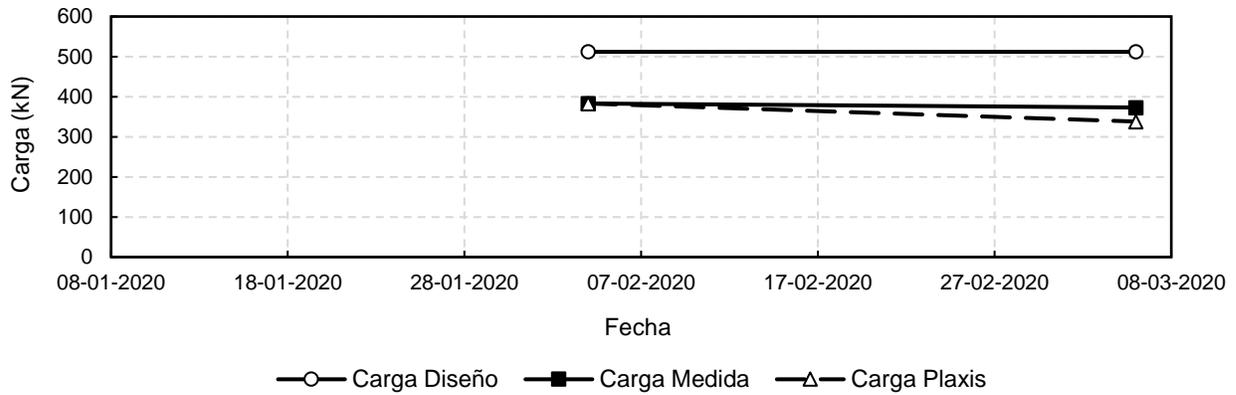


Figura 4.39 Evolución de carga en segundo nivel de anclaje, Pila N°29 Edificio Macul.

4.4. Resumen de calibración de parámetros

La calibración de parámetros constitutivos del suelo se centró en dos parámetros para los que se observó un mayor efecto en el comportamiento de las pilas: el módulo de deformación E_{50} y el coeficiente de empuje en reposo K_0 . Esto no solo obedece al grado de influencia de tales parámetros en las deformaciones finales, sino que también se debe a que son parámetros de difícil medición, y para los que existe un amplio rango de valores posibles.

Dicho esto, los parámetros de resistencia al corte del suelo fueron variados mínimamente con respecto a los establecidos en los informes de mecánica de suelos, de hecho, para el caso particular de Macul se mantuvieron dichos valores sin variación. Misma situación se da para los pesos unitarios, para los cuales se utiliza directamente el estimado en el informe de mecánica de suelos, y para el módulo de Poisson, para el cual se utiliza un valor referencial de $\nu = 0.3$. Por su parte, la dependencia de los módulos de deformación con el confinamiento se consideró lineal, por lo que se utilizó $m = 1$.

Con respecto al coeficiente de empuje en reposo K_0 , se observa un buen comportamiento al utilizar un valor similar al dado por la fórmula de Jacky para $\phi = 28^\circ$, con lo que se decide utilizar el valor de $K_0 = 0.55$. Para los casos de las obras Green Park y Macul, se observa un mayor nivel de deformación hacia la zona superior de la pila, lo cual se asocia a efectos de preconsolidación, lo cual aumenta el coeficiente de empuje en reposo.

En cuanto al módulo E_{50} , se observa que la utilización de valores provenientes de otros estudios en el sector (Poblete, Petrus Ingenieros, Arcadis) tienden a subestimar el nivel de deformaciones en pilas de entibación. Esto puede deberse a que son valores propuestos para su uso en tunelería, por lo que tienen un menor rango de definición en sectores superficiales del suelo, donde se desarrollan las obras de entibación. En la Figura 4.40, se muestra el valor del módulo E_{50} en función de la profundidad, utilizando los parámetros obtenidos del análisis de la obra Premio Nobel y la Ecuación (2.21). Debido a que los parámetros utilizados en las otras dos obras son prácticamente los mismos, el gráfico de E_{50} en función de la profundidad es equivalente al mostrado para Premio Nobel.

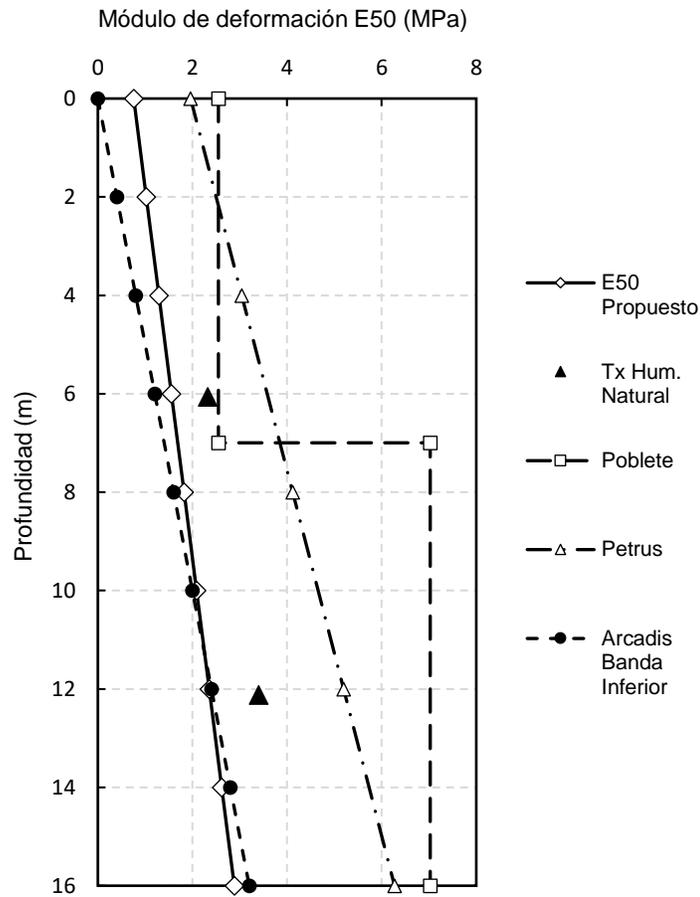


Figura 4.40 Módulo E_{50} propuesto en función de la profundidad y comparación con otros autores.

Debido a que la evolución en profundidad del módulo de deformación en descarga-recarga, sigue la misma ecuación que el módulo en carga E_{50} , se resume su valor en la razón entre los módulos de referencia:

$$\frac{E_{ur}}{E_{50}} = 7.1$$

Aproximando, se puede considerar la siguiente relación como válida para los suelos finos del sector oriente de Santiago:

$$E_{ur} = 7E_{50}$$

5. Análisis Sísmico

5.1. Definición de modelos

Para la realización de los análisis dinámicos, se elaboraron tres modelos que adaptaran las geometrías de las tres obras instrumentadas. Dichos modelos consisten básicamente en una representación bidimensional de la excavación, con dos pilas simétricas enfrentadas, separadas por el ancho total de la excavación. El sismo se aplica representado por un registro de aceleraciones en la base del modelo, en su dirección principal “y”. La dirección secundaria “x” permite definir el espaciamiento con las pilas vecinas, considerando que el modelo se replica simétricamente hacia los costados en dirección “x”.

Basado en las estratigrafías definidas en el Capítulo 4 para cada obra, y la revisión de estratigrafías típicas en el sector de estudio, se decide utilizar un modelo estratigráfico simplificado, consistente en un primer estrato de 25 metros de suelos finos, subyaciéndole un estrato profundo de la primera depositación de la Grava de Santiago. Esto es consistente con lo observado en calicatas profundas como las realizadas para el Metro de Santiago (Petrus Ingenieros, 2011) y (MP Ingenieros, 2001).

La profundidad total del modelo se define con el objetivo de proveer una base con un comportamiento semejante a una roca. Bard (2004), realizó modelos dinámicos para túneles, donde definió como base un “suelo duro” con una velocidad de onda de corte (V_s) superior a 700 m/s. Bajo estos preceptos, utilizando los parámetros constitutivos definidos por Salas (2018) para un modelo HS Small de la primera depositación de la Grava de Santiago (Tabla 5.1), y los parámetros del suelo fino del sector oriente de Santiago definidos en la Tabla 4.9, Tabla 4.19 y Tabla 4.30, se establece la profundidad total del modelo en 70 metros. Debido a que los registros sísmicos, según se menciona en el Punto 5.2, son medidos en afloramientos rocosos, la aplicación del registro la base del modelo debe ser multiplicada por un factor de 0.5 por efecto de amplificación.

Tabla 5.1 Parámetros para modelo HS Small, primera depositación de la Grava de Santiago (Salas, 2018).

| Parámetro | Valor | Unidad |
|-----------------|----------------------|-------------------|
| γ | 23 | kN/m ³ |
| c | 35 | kN/m ² |
| ϕ | 45 | ° |
| ψ | 15 | ° |
| E_{50}^{ref} | 275.000 | kN/m ² |
| E_{oed}^{ref} | 190.000 | kN/m ² |
| E_{ur}^{ref} | 750.000 | kN/m ² |
| m | 0.51 | - |
| ν_{ur} | 0.2 | - |
| p^{ref} | 100 | kN/m ² |
| K_0^{NC} | 0.43 | - |
| R_f | 0.9 | - |
| G_0^{ref} | 750.000 | kN/m ² |
| $\gamma_{0.7}$ | 1.1×10^{-3} | - |

Vistos los parámetros de la Tabla 5.1, en conjunto con los parámetros del suelo fino expuestos en el Capítulo 4, se define el perfil de velocidades de onda de corte del suelo, según se observa en la Figura 5.1.

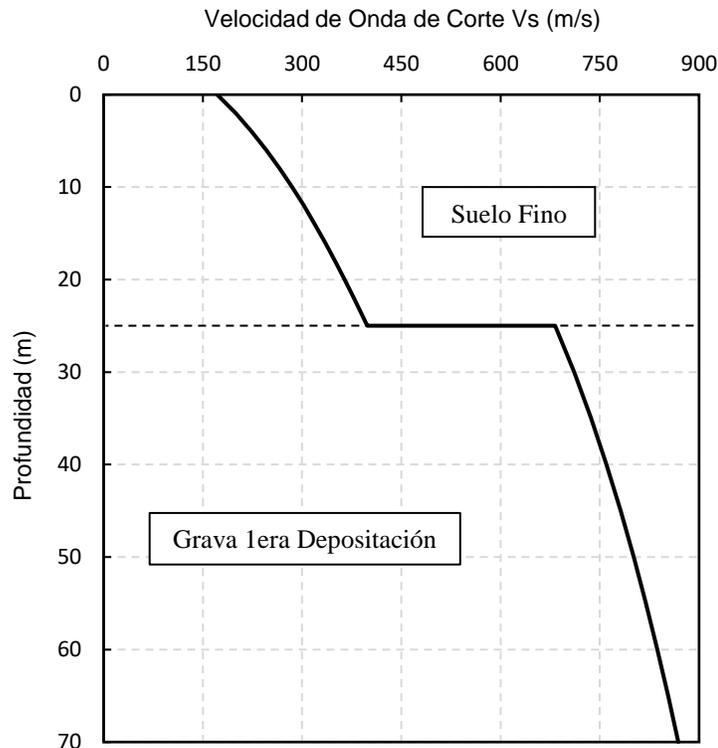


Figura 5.1 Perfil de velocidades de onda de corte en profundidad.

Teniendo en cuenta las dimensiones establecidas previamente, resta definir el ancho (en el eje “y”) del modelo. Existen diferencias entre lo expuesto por distintos autores para el cálculo del ancho óptimo para el modelamiento. Jara et al. (2015), propone un ancho igual a dos veces la altura total del modelo, mientras que Visone et al. (2011) cita a Amorosi et al. (2007), quien tuvo que utilizar modelos con un ancho igual a 8 veces la altura para obtener resultados aceptables en un análisis dinámico.

En general, se observa que para relaciones ancho/alto bajas (del orden de 1 o menos), se generan comportamientos indeseados tales como reflexiones de la onda sísmica, las cuales tienden a amplificar las respuestas en términos de aceleraciones y desplazamientos. Por otra parte, en general los bordes tienden a acumular deformaciones permanentes en los análisis dinámicos, por lo que es recomendable que las estructuras a analizar se encuentren alejadas de ellos.

A raíz de lo anterior, el ancho de los modelos a analizar se establece en 5 veces el alto, totalizando 350 metros en los tres casos, con el objetivo de reducir efectos de borde. Cabe destacar que debido a esto se generan modelos de grandes dimensiones, con un elevado costo computacional, debiéndose optar por un mallado de elementos finitos relativamente grueso, refinándolo en los sectores de mayor interés. Dicho esto, se muestra desde la Figura 5.2 a Figura 5.7 las dimensiones de los modelos utilizados.

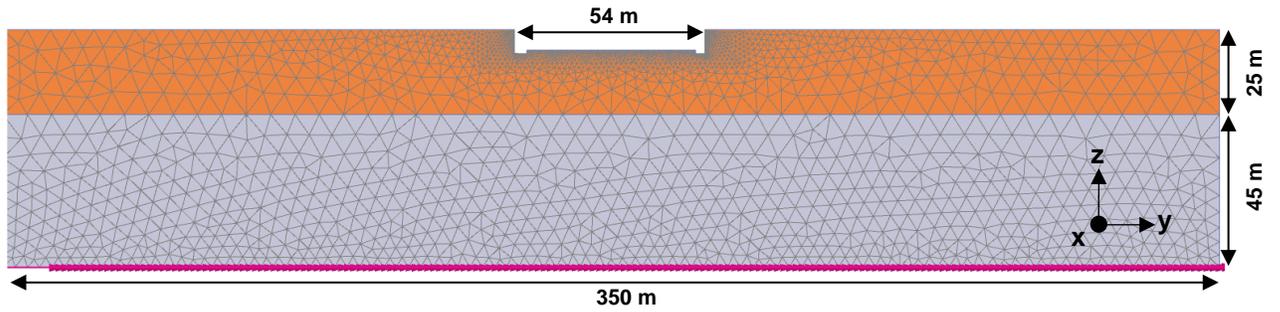


Figura 5.2 Dimensiones modelo para análisis dinámico, vista en elevación, Edificio Premio Nobel.

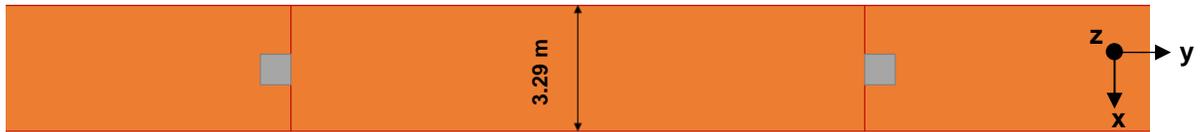


Figura 5.3 Ancho de modelo para análisis dinámico, vista en planta (esquema sin escala), Edificio Premio Nobel.

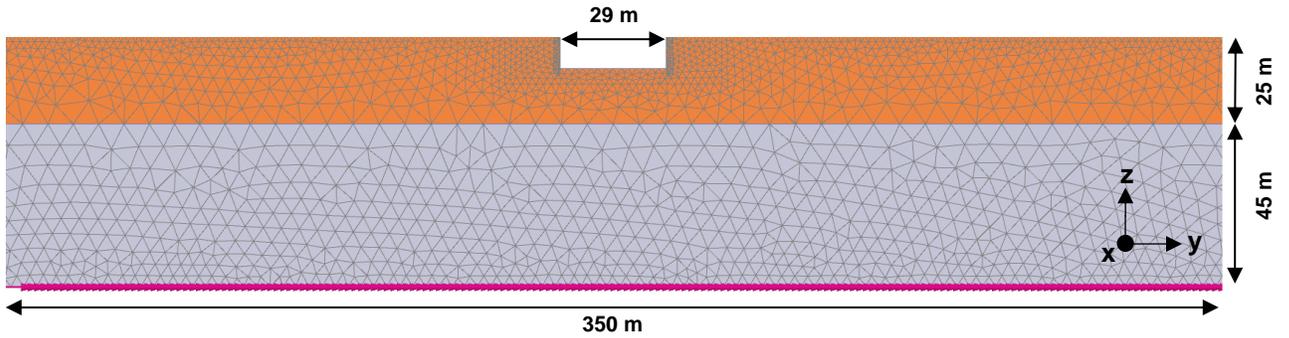


Figura 5.4 Dimensiones modelo para análisis dinámico, vista en elevación, Edificio Green Park.

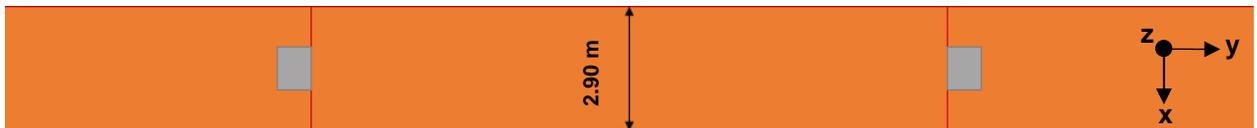


Figura 5.5 Ancho de modelo para análisis dinámico, vista en planta (esquema sin escala), Edificio Green Park.

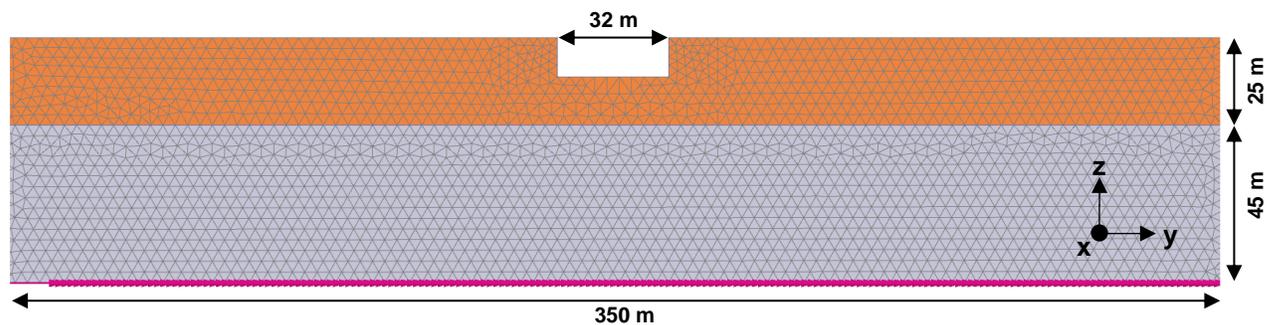


Figura 5.6 Dimensiones modelo para análisis dinámico, vista en elevación, Edificio Macul.

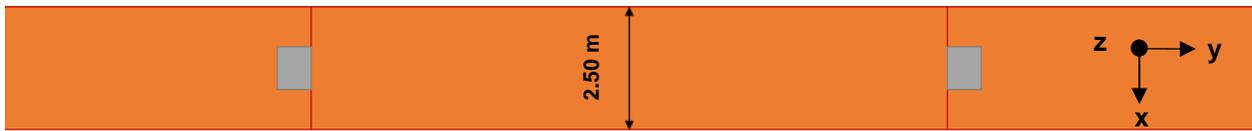


Figura 5.7 Ancho de modelo para análisis dinámico, vista en planta (esquema sin escala), Edificio Macul.

Determinadas las dimensiones de los modelos, se deben definir las condiciones de borde de estos, las cuales se describen en la Tabla 5.2 para ambos casos a analizar:

Tabla 5.2 Condiciones de borde utilizadas para el análisis dinámico.

| Borde | Condición de Borde | Descripción |
|--------------|---------------------------|--|
| $z_{mín}$ | Compliant Base | Consiste en la combinación de un desplazamiento prescrito y un borde viscoso. |
| $z_{máx}$ | None | No se define condición de borde dinámica, corresponde a un borde libre de condición de apoyo. |
| $y_{mín}$ | Viscous | Consiste en amortiguadores viscosos aplicados en las 3 direcciones en el límite. El borde viscoso absorbe la energía proveniente de las ondas. |
| $y_{máx}$ | | |
| $x_{mín}$ | None | No se definen condiciones de borde dinámicas, se mantiene la condición de apoyo del caso estático. |
| $x_{máx}$ | | |

Finalmente, el último parámetro a definir en el presente punto corresponde al tamaño máximo de la malla de elementos finitos. Kuhlmeier & Lysmer (1973) establecieron que el tamaño máximo de los elementos depende de la longitud de las ondas de corte y de la frecuencia representativa de la onda incidente ($L_{máx} \leq \lambda/5$). Salas (2018) utiliza una ecuación que se basa en lo definido por Kuhlmeier & Lysmer:

$$L_{máx} = \frac{\lambda}{8} = \frac{V_{s,30}}{8 \times f_{máx}} \quad (5.1)$$

Donde:

$V_{s,30}$: Velocidad de onda de corte media de los primeros 30 metros de subsuelo.

$f_{máx}$: Frecuencia más representativa de la onda incidente.

A partir de lo expuesto en la Figura 5.1, se obtiene que $V_{s,30} = 352 \text{ m/s}$, mientras que de los resultados de espectros mostrados en el Punto 5.2, se define que $f_{máx} = 5 \text{ s}^{-1}$ para el caso más desfavorable. Con ello:

$$L_{máx} = \frac{352 \text{ m/s}}{8 \times 5 \text{ s}^{-1}} = 8.79 \text{ m}$$

5.2. Registros sísmicos

Como input para el análisis dinámico, fueron seleccionados tres registros de aceleraciones obtenidos en afloramientos rocosos para los sismos del 3 de marzo de 1985 (Valparaíso, 7.8 M_w) y 27 de febrero de 2010 (Maule, 8.8 M_w), eventos tipo interplaca característicos del margen de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana, y cuyas zonas de falla se registraron en la zona central de Chile, en las proximidades de Santiago. La elección de registros en roca tiene como objetivo evitar la realización del proceso de deconvolución de los registros en suelo, el que requiere tener información precisa de la estratigrafía del sitio en estudio.

Tabla 5.3 Descripción de registros sísmicos utilizados para análisis dinámico en Plaxis 3D.

| Estación | Sismo | Ubicación Geográfica* | Componente | PGA (g) | Duración Registro (s) | Frecuencia de Muestreo (s^{-1}) |
|---------------------|----------------------|-----------------------|------------|---------|-----------------------|-------------------------------------|
| Las Tórtolas | 2010 (8.8 M_w) | 33.10° S 70.75° W | EW | 0.171 | 300 | 200 |
| | | | NS | 0.175 | 300 | 200 |
| Rapel | 2010 (8.8 M_w) | 34.02° S 71.67° W | EW | 0.195 | 87.960 | 100 |
| | | | NS | 0.198 | 87.960 | 100 |
| UTFSM Valparaíso | 1985 (7.8 M_w) | 33.03° S 71.62° W | EW | 0.350 | 79.435 | 200 |
| | | | NS | 0.300 | 79.435 | 200 |

(*) Obtenido de Jorquera (2014)

En la Figura 5.8, se muestra la ubicación geográfica de cada una de las estaciones registradas y de los suelos finos del sector oriente de Santiago.

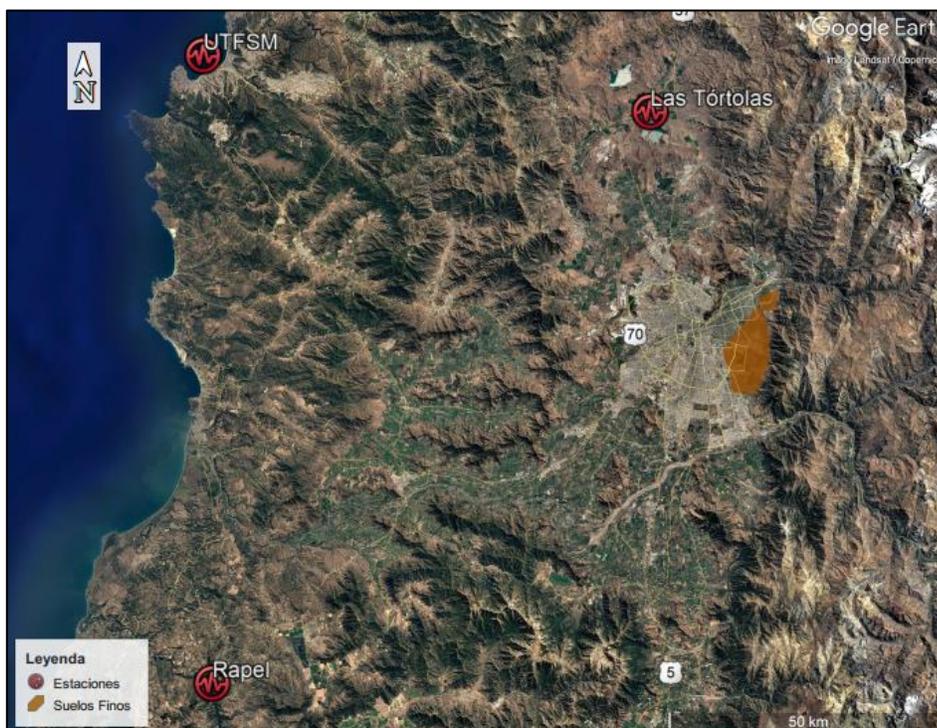


Figura 5.8 Ubicación geográfica de estaciones de registros sísmicos (Google Earth, diciembre 2016).

Los acelerogramas registrados en cada una de las estaciones anteriores se muestran en la Figura 5.9, Figura 5.10 y Figura 5.11, observándose las aceleraciones máximas (PGA) medidas, publicadas en la Tabla 5.3.

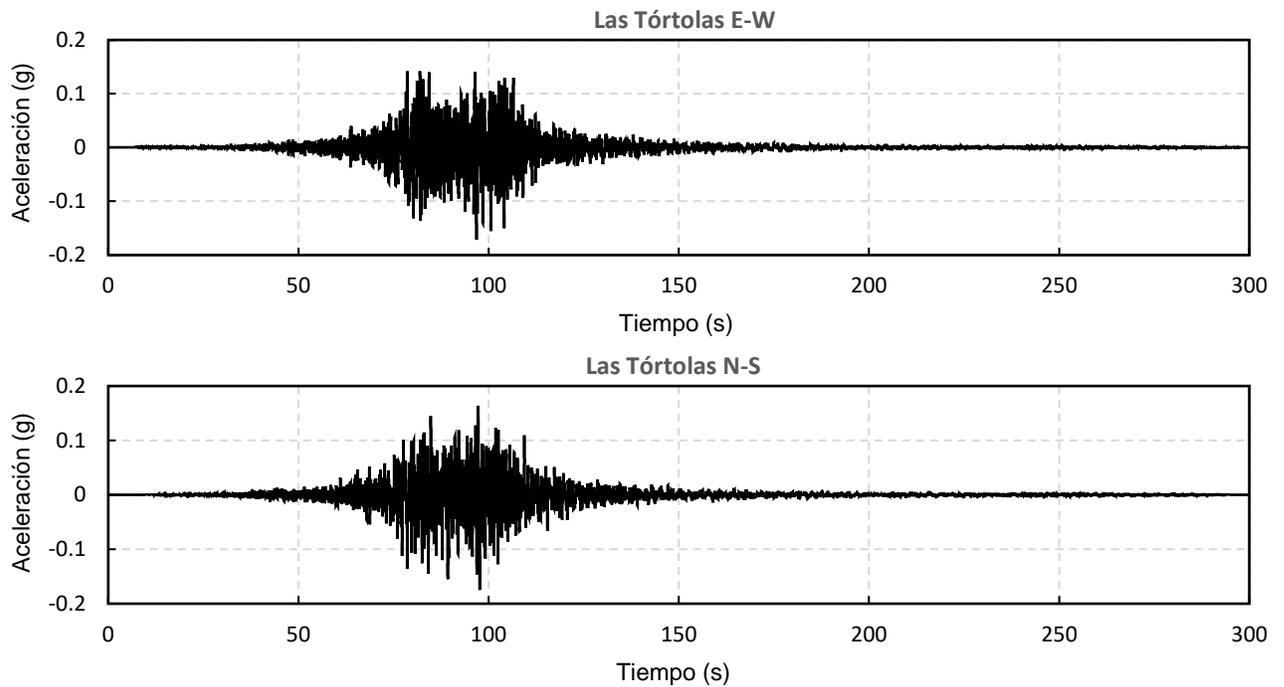


Figura 5.9 Registros de aceleraciones estación Las Tórtolas, sismo 2010 (8.8 M_w), componentes EW y NS.

Para efectos de análisis, se utiliza un fragmento de los registros de la estación Las Tórtolas, entre los 40 y 150 segundos de los registros originales, con el fin de disminuir el costo computacional del análisis. Este fragmento abarca entre el 0.1% y el 99.1% de la Intensidad de Arias del registro para cada una de sus componentes, por lo que se asume representativo del evento sísmico registrado.

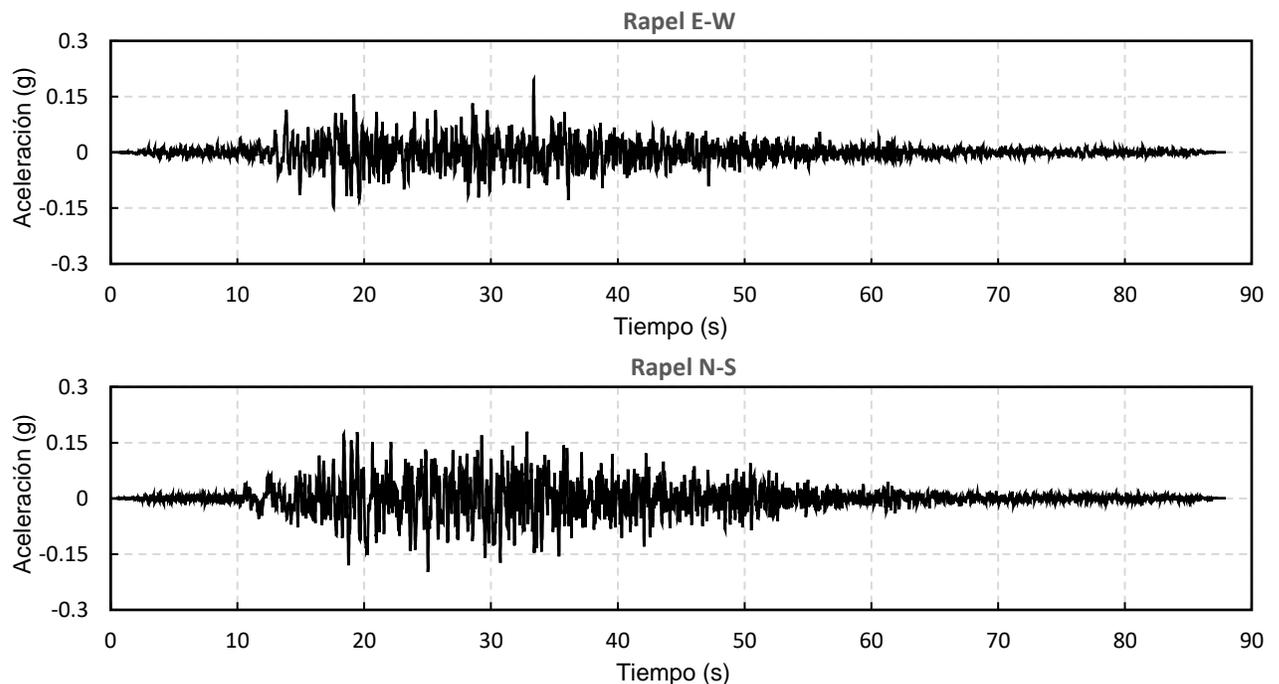


Figura 5.10 Registros de aceleraciones estación Rapel, sismo 2010 (8.8 M_w), componentes EW y NS.

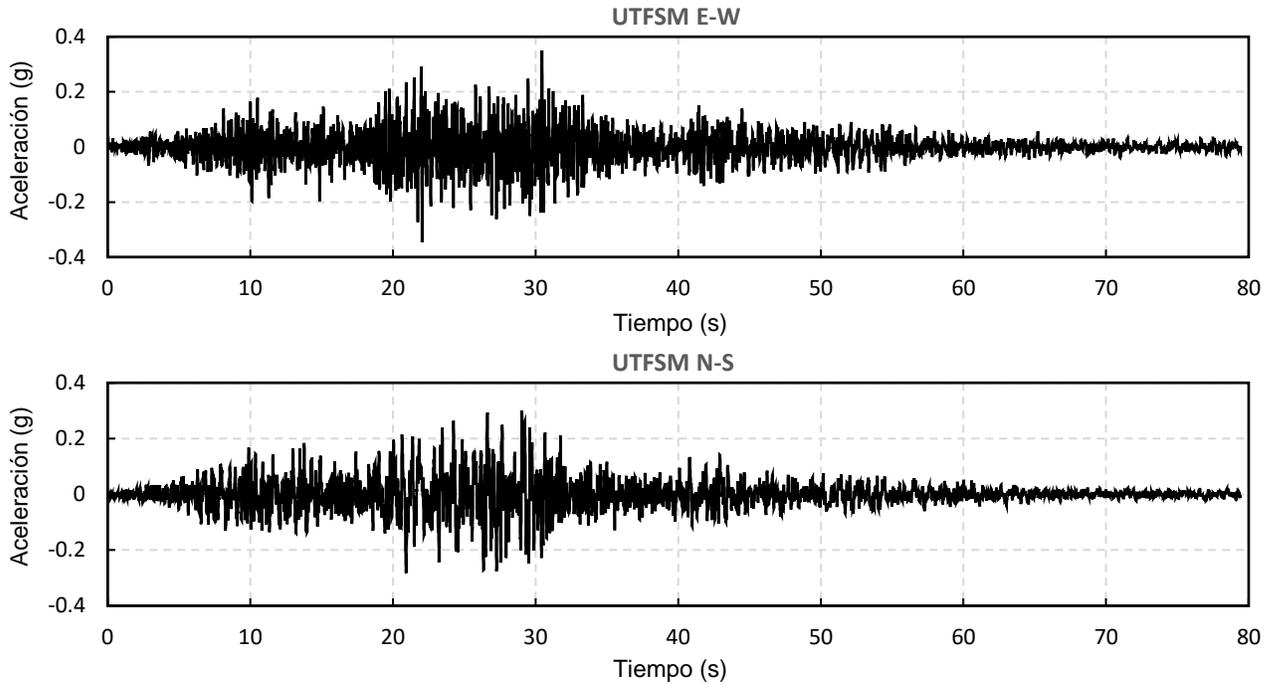


Figura 5.11 Registros de aceleraciones estación UTFSM, sismo 1985 (7.8 Mw), componentes EW y NS.

A partir de los registros anteriores se determinó mediante el algoritmo de Nigam y Jennings (Nigam & Jennings, 1969) los espectros de respuesta de aceleraciones de cada uno de los registros utilizados como input, mostrándose estos en la Figura 5.12:

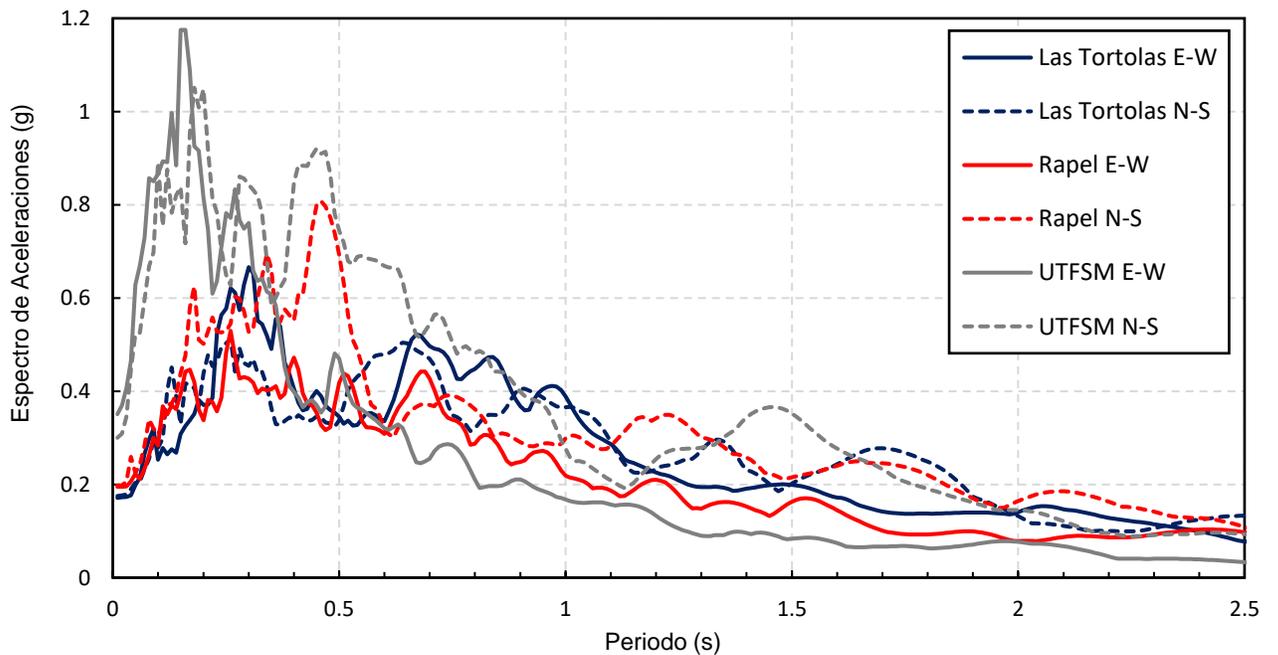


Figura 5.12 Espectros de aceleraciones para registros Las Tórtolas, Rapel y UTFSM, amortiguamiento $\beta = 5\%$.

En relación a los espectros de la Figura 5.12, se observa que, para las tres estaciones, los espectros son similares para la componente E-W a partir de los 0.25 segundos de periodo aproximadamente, registrándose un peak en las estaciones Las Tórtolas y Rapel para dicho periodo. Las estaciones UTFSM y Rapel presentan un marcado peak en la componente N-S para los 0.45 segundos de periodo aproximadamente, por lo que se puede deducir que suelos y estructuras con periodo fundamental cercano a este experimentarán mayores aceleraciones y desplazamientos con la componente N-S. Por otra parte, la estación UTFSM muestra un pronunciado peak en sus dos componentes para un periodo de alrededor de 0.15 segundos, esta diferencia con las otras dos estaciones puede deberse a una menor distancia al plano de falla, lo que se traduce en un mayor contenido de altas frecuencias en los registros.

Los modelos de los edificios Premio Nobel y Green Park fueron sometidos a todos los registros presentados anteriormente, con el objetivo de verificar las diferencias en la respuesta considerando el registro ingresado. En cuanto al edificio Macul, por razones de tiempo, solo fue sometido al registro de Las Tórtolas en sus dos componentes. La elección del registro de Las Tórtolas, por sobre los otros dos, se debe que es más esperable que el comportamiento sísmico del sitio en estudio se asemeje al producido por el ingreso de dicho registro en la base del modelo. Los motivos que justifican esta decisión se presentan en el Capítulo 6 de Análisis de Resultados.

5.3. Resultados

5.3.1. Definición de puntos de control

Con el propósito de determinar el historial de deformaciones y aceleraciones en función del tiempo de registro, es necesario definir puntos de control en el modelo. Como criterio, se definieron puntos en torno al eje central longitudinal del modelo ($x = 0$), para las pilas ubicadas en el lado positivo de cada caso ($y > 0$). En primer lugar, fueron definidos puntos de control cada 2 metros de longitud de cada pila, con el objetivo de medir desplazamientos laterales, asentamientos de la pila, y aceleraciones en el coronamiento.

Adicionalmente, fueron definidos puntos ubicados en la superficie de cada modelo, en el trasdós del sistema de entibación. El objetivo central de dichos puntos es recopilar la evolución de los asentamientos en el trasdós, sin embargo, también fueron medidos sus desplazamientos laterales, con el fin de determinar la deformación completa del sistema de entibación.

Finalmente, debido a que durante el desarrollo del sismo todo el modelo tiende a deformarse por efecto de la integración de los registros de aceleraciones, fue necesario definir puntos alejados del borde de la excavación, así como del borde del modelo (puntos K, L y P respectivamente para Premio Nobel, Green Park y Macul). Como criterio, los puntos lejanos fueron definidos a una distancia superior a 3 veces la altura de la excavación del borde de esta para cada caso. Estos puntos sirven como datum para la referenciación de las deformaciones de los otros puntos, tanto en términos de deformaciones laterales, como de asentamientos. Adicionalmente, los puntos lejanos se utilizan para determinar el historial de aceleraciones en campo libre.

Considerando lo anterior, desde la Figura 5.13 a la Figura 5.15, se muestran los puntos de control definidos para los modelos de los edificios Premio Nobel, Green Park y Macul.

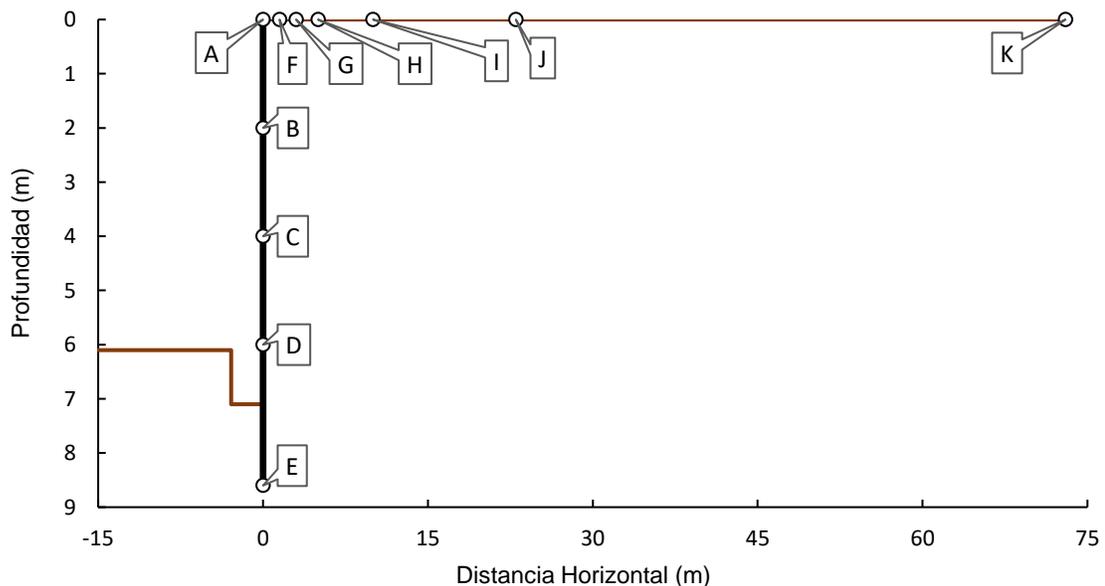


Figura 5.13 Puntos de control para análisis dinámico, Edificio Premio Nobel.

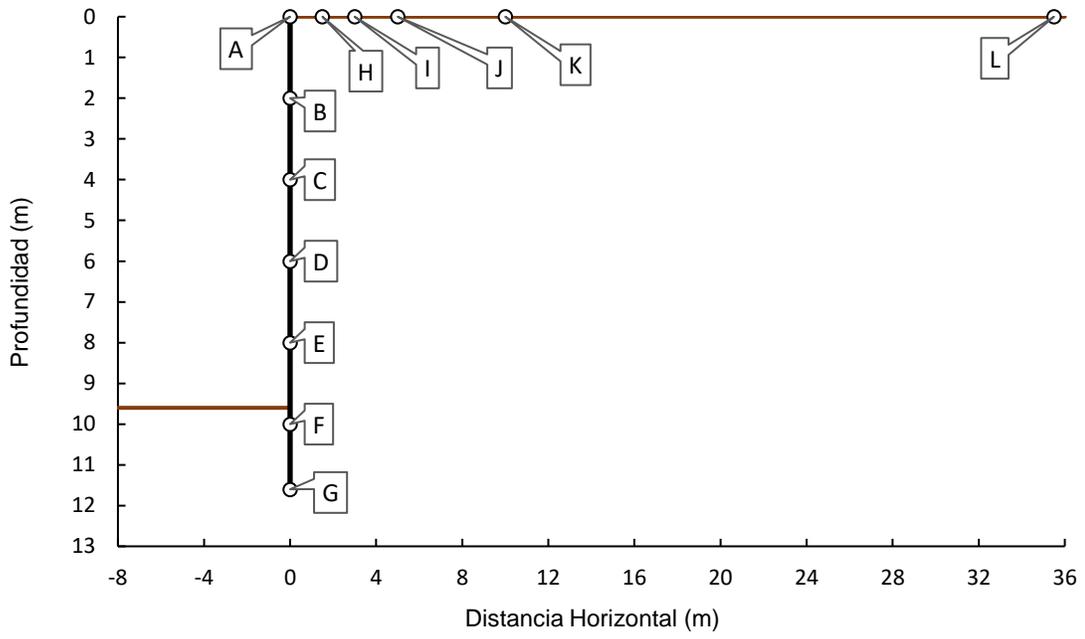


Figura 5.14 Puntos de control para análisis dinámico, Edificio Green Park.

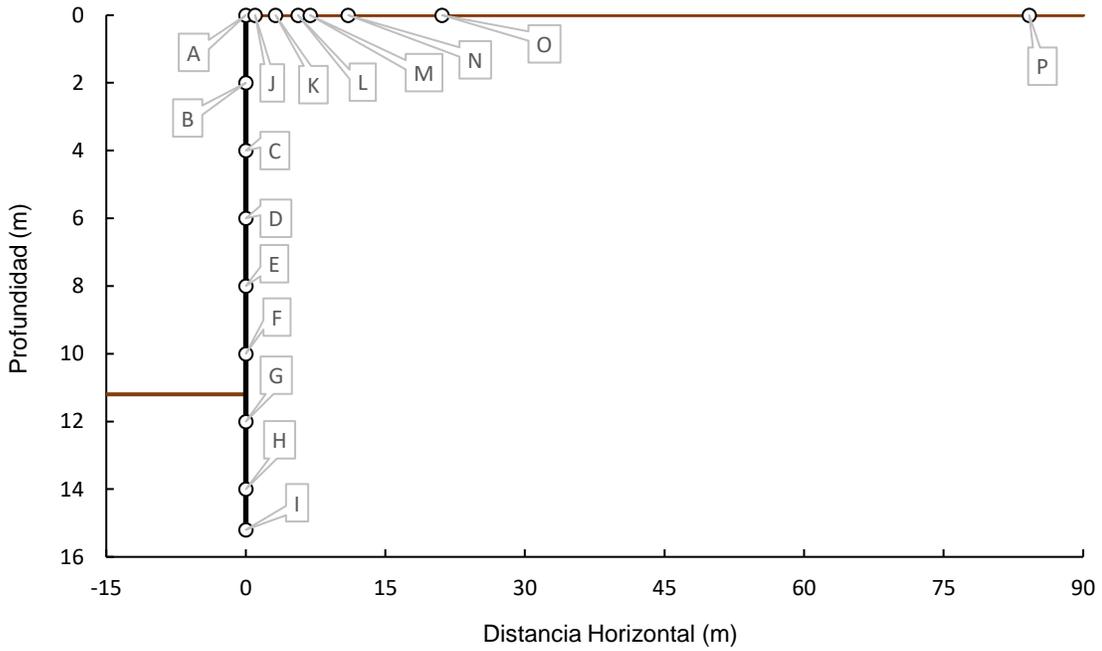


Figura 5.15 Puntos de control para análisis dinámico, Edificio Macul.

5.3.2. Respuesta en superficie

Para la evaluación de la respuesta sísmica en superficie, se utilizó el registro de aceleraciones en el tiempo del punto K del modelo del edificio Premio Nobel. Como se observa en la Figura 5.13, el punto se encuentra a 75 metros del borde de la excavación y a más de 100 metros del borde del modelo, por lo que se considera libre de la influencia de bordes. Debido a que para los tres modelos se utilizó una única estratigrafía, las aceleraciones registradas en este modelo son equivalentes a los otros dos.

En la Tabla 5.4 se muestran las aceleraciones máximas alcanzadas en superficie para cada registro en ambas componentes horizontales.

Tabla 5.4 Aceleraciones horizontales máximas registradas en superficie, modelo de elementos finitos Plaxis 3D.

| Registro | Componente | PGA (g) |
|---------------------|------------|---------|
| Las Tórtolas (2010) | E-W | 0.197 |
| | N-S | 0.189 |
| Rapel (2010) | E-W | 0.204 |
| | N-S | 0.266 |
| UTFSM (1985) | E-W | 0.283 |
| | N-S | 0.361 |

En la Figura 5.16, se muestran los espectros calculados mediante el algoritmo de Nigam y Jennings para las aceleraciones registradas en superficie, utilizando un amortiguamiento $\beta = 5\%$. Los espectros obtenidos se comparan con el espectro elástico de diseño de la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 + DS61 para suelos tipo C y tipo D, en zona sísmica 2.

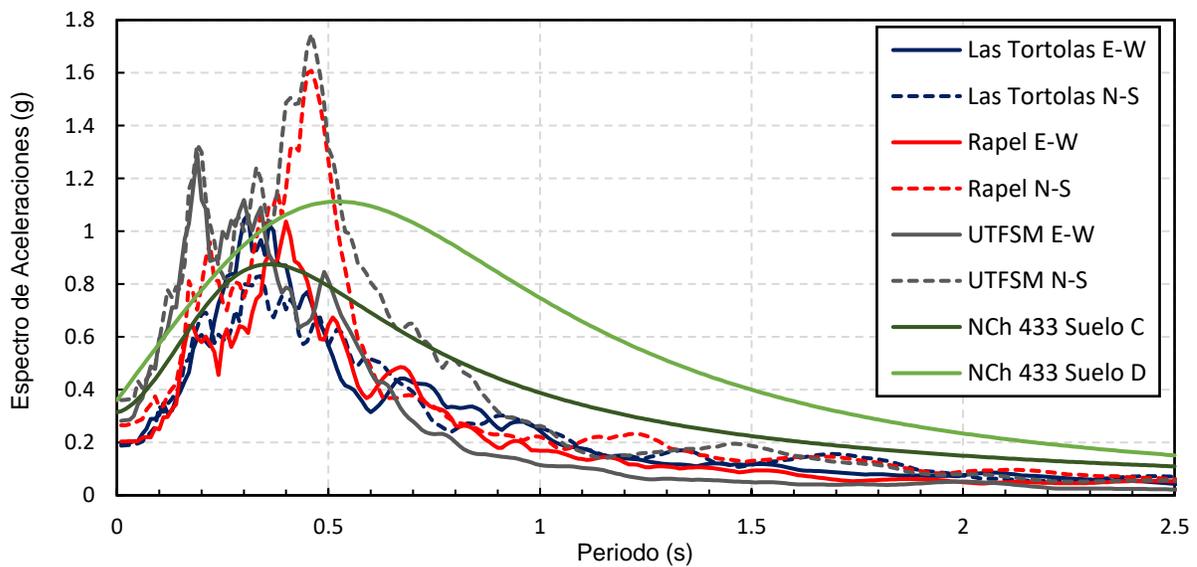
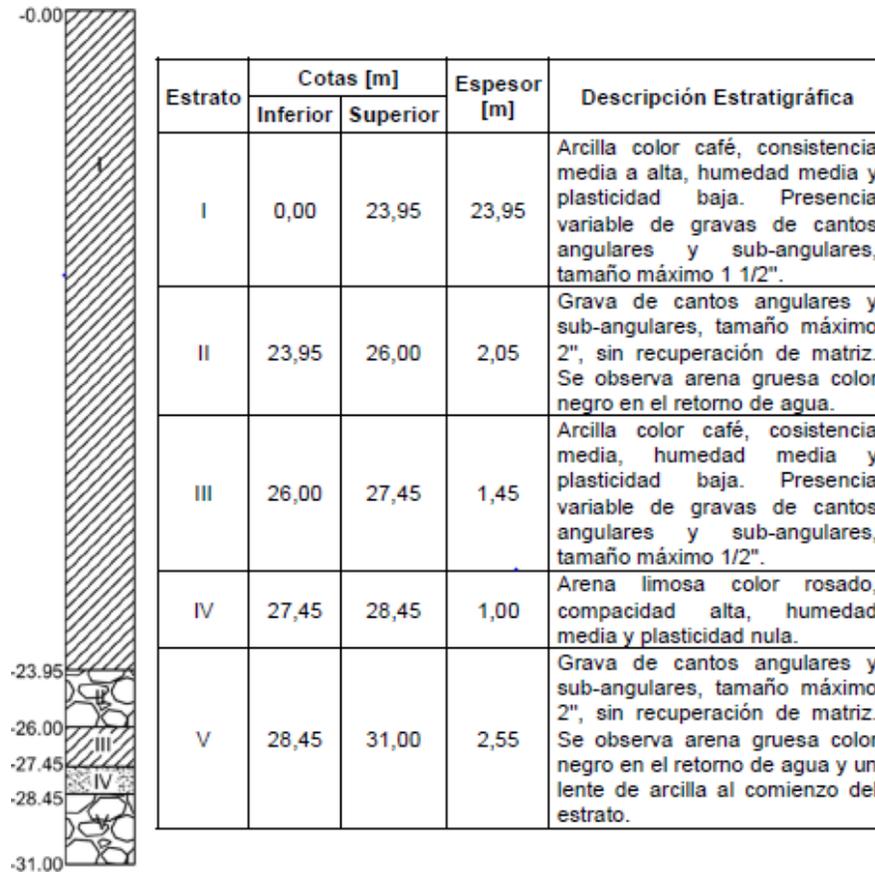


Figura 5.16 Espectros de aceleraciones en superficie, comparación con espectros de diseño de NCh433 Of.1996 Mod. 2009 + DS61, amortiguamiento $\beta = 5\%$.

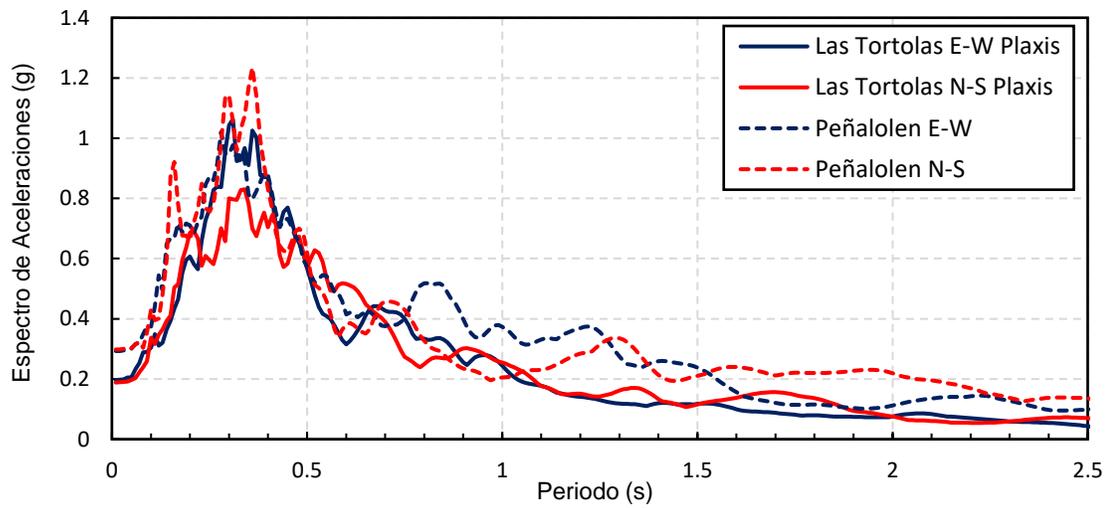
Adicionalmente, se analizó un registro de campo libre de la estación Peñalolén, obtenido de la base de datos de RENADIC del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. El registro consiste en un acelerograma del terremoto del 27 de febrero de 2010, obtenido en el Hospital Luis Tisné, a 2.5 km del sector de las obras analizadas. La estratigrafía del lugar es consistente con la utilizada para los análisis dinámicos del presente trabajo.

Tabla 5.5 Estratigrafía de la estación Peñalolén, y velocidades de onda de compresión y de corte para cada estrato (Boroscchek et al. 2012).

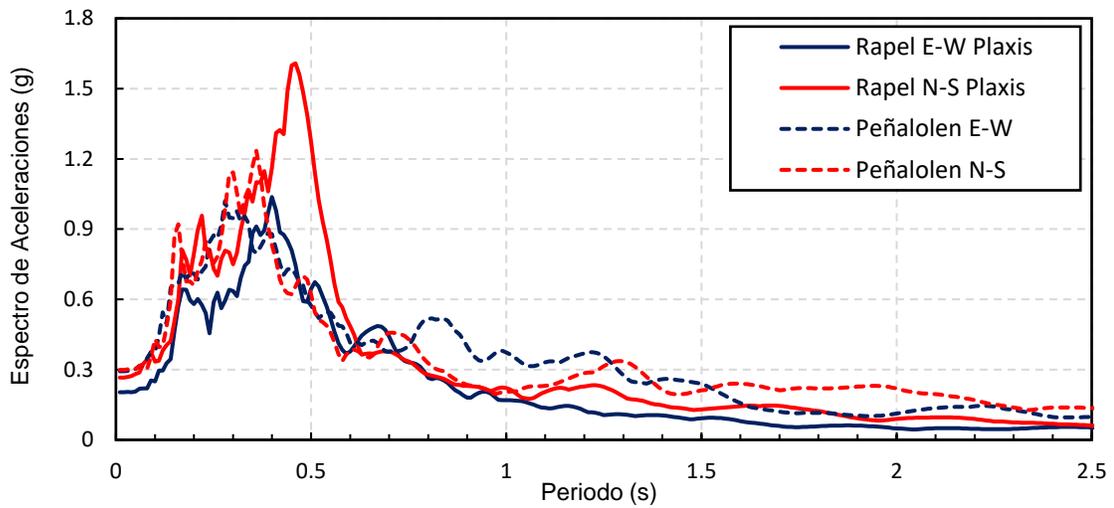


| Estrato | Cota [m] | | Vp [m/s] | Vs [m/s] |
|---------|----------|-------|----------|----------|
| | Inicial | Final | | |
| I | 0,00 | 23,95 | 380 | 250 |
| II | 23,95 | 26,00 | 860 | 430 |
| III | 26,00 | 27,45 | 860 | 430 |
| IV | 27,45 | 28,45 | 860 | 430 |
| V | 28,45 | 31,00 | 860 | 600 |

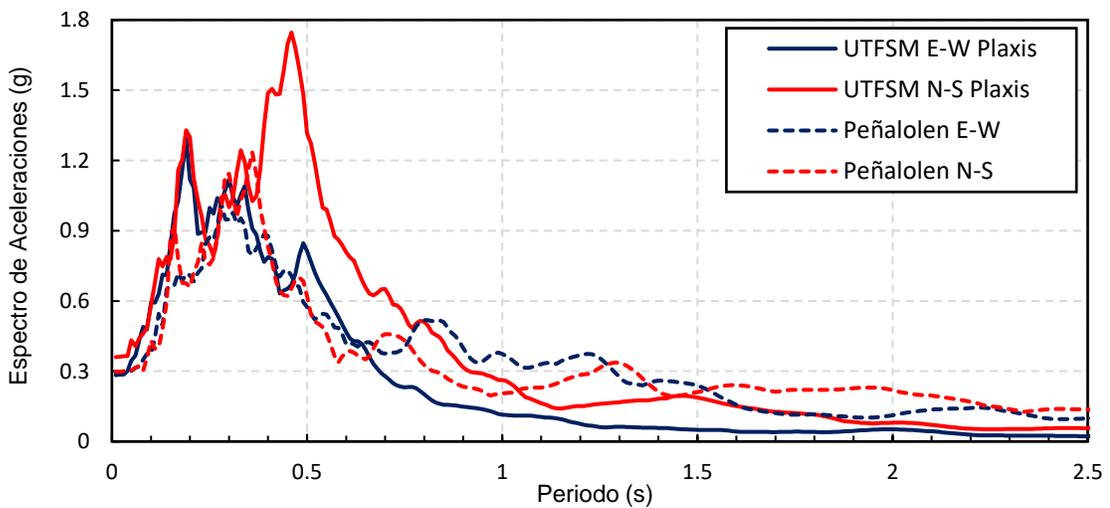
Las aceleraciones máximas registradas en esta estación son de $PGA_E = 0.293 g$ para el sentido Este-Oeste y $PGA_N = 0.295 g$ para el sentido Norte-Sur. En la Figura 5.17 se muestran los espectros de aceleraciones calculados mediante el algoritmo de Nigam y Jennings para $\beta = 5\%$ de amortiguamiento, comparándolo con los espectros calculados para la respuesta en superficie de los registros de Las Tórtolas, Rapel y UTFSM.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.17 Espectros de aceleración estación Peñalolén y comparación con espectros obtenidos a partir de respuesta en superficie de modelo Plaxis (a) Las Tórtolas (b) Rapel (c) UTFSM.

Otro parámetro relevante a estudiar corresponde a la Intensidad de Arias (Arias, 1970), la cual corresponde a una medida de capacidad de daño basada en la energía de movimiento del suelo (por unidad de peso) disipada por un conjunto de sistemas de 1 grado de libertad uniformemente distribuidos en distintas frecuencias (Boroschek, 2017). Este valor corresponde a un tensor, que para las componentes sísmicas horizontales puede ser determinado como:

$$[IA] = \begin{bmatrix} IA_{EE} & IA_{EN} \\ IA_{NE} & IA_{NN} \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Donde:

$[IA]$: Tensor de Intensidad de Arias

IA_{ij} : Componente del tensor según Ecuación (5.3) (E: E-W, N: N-S)

$$IA_{ij} = \frac{\pi}{g} \int_{t_0}^{t_0+D} a_i(t) \cdot a_j(t) dt \quad (5.3)$$

Donde:

$a_i(t)$: Aceleración sísmica en el instante t para la componente i .

t_0 : Tiempo inicial del registro de aceleraciones.

D : Duración del registro de aceleraciones.

A partir de las ecuaciones (5.2) y (5.3), es posible determinar las Intensidades de Arias para cada uno de los registros:

- Las Tórtolas

$$IA_{LT} = \begin{bmatrix} 6.95 & 0.086 \\ 0.086 & 5.95 \end{bmatrix} (m/s)$$

- Rapel

$$IA_{RP} = \begin{bmatrix} 5.26 & 0.00 \\ 0.00 & 9.39 \end{bmatrix} (m/s)$$

- UTFSM

$$IA_{UTFSM} = \begin{bmatrix} 10.12 & 0.020 \\ 0.020 & 11.31 \end{bmatrix} (m/s)$$

Al ser una magnitud proveniente de la integración del registro de aceleraciones en el tiempo, también es posible graficar la Intensidad de Arias en función del tiempo, tal como se observa en la Figura 5.18, Figura 5.19 y Figura 5.20 para los valores de la diagonal de las matrices de Intensidad de Arias.

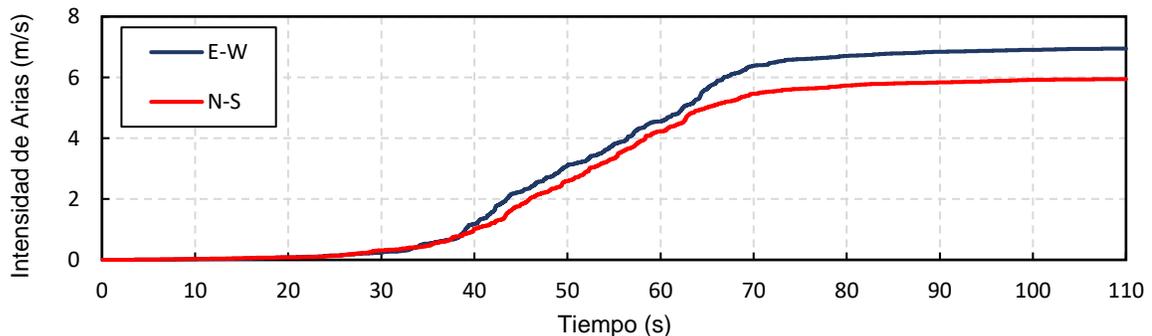


Figura 5.18 Intensidad de Arias en función del tiempo de registro, estación Las Tórtolas, sismo 2010.

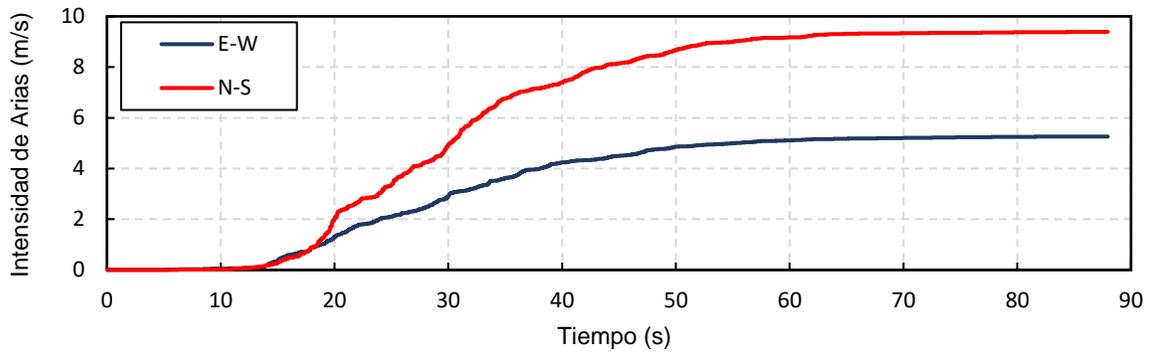


Figura 5.19 Intensidad de Arias en función del tiempo de registro, estación Rapel, sismo 2010.

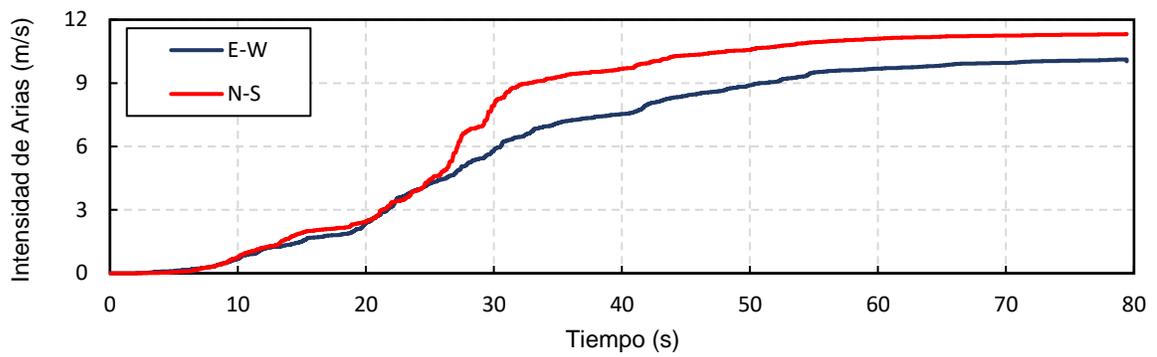


Figura 5.20 Intensidad de Arias en función del tiempo de registro, estación UTFSM, sismo 1985.

5.3.3. Aceleraciones en coronamiento de Pilas

Desde la Tabla 5.6 a la Tabla 5.8 se presentan las aceleraciones máximas registradas en el coronamiento de las pilas analizadas, para cada registro en ambas componentes. Se observa que la respuesta sísmica se amplifica en algunos casos hasta cerca del doble de las aceleraciones registradas en campo libre, lo que se explica por la pérdida de confinamiento lateral del suelo y por el comportamiento flexible de las pilas.

También se observa que, para el registro de Las Tórtolas, la amplificación es decreciente con la altura de la pila. Esto se asocia a que el registro presenta un peak a bajos periodos, por lo que muestra una tendencia a amplificar más en entibaciones más rígidas y, por ende, de menor altura. Caso contrario se tiene, por ejemplo, para el registro UTFSM N-S, el cual tiende a amplificar más en Green Park que Premio Nobel, lo cual está asociado un peak a periodos relativamente altos.

Tabla 5.6 Aceleraciones máximas en coronamiento de pila, Edificio Premio Nobel.

| Registro | Componente | $A_{m\acute{a}x}$ (g) |
|---------------------|-------------------|---|
| Las Tórtolas (2010) | E-W | 0.381 |
| | N-S | 0.350 |
| Rapel (2010) | E-W | 0.317 |
| | N-S | 0.424 |
| UTFSM (1985) | E-W | 0.540 |
| | N-S | 0.533 |

Tabla 5.7 Aceleraciones máximas en coronamiento de pila, Edificio Green Park.

| Registro | Componente | $A_{m\acute{a}x}$ (g) |
|---------------------|-------------------|---|
| Las Tórtolas (2010) | E-W | 0.342 |
| | N-S | 0.329 |
| Rapel (2010) | E-W | 0.326 |
| | N-S | 0.417 |
| UTFSM (1985) | E-W | 0.532 |
| | N-S | 0.596 |

Tabla 5.8 Aceleraciones máximas en coronamiento de pila, Edificio Macul.

| Registro | Componente | $A_{m\acute{a}x}$ (g) |
|---------------------|-------------------|---|
| Las Tórtolas (2010) | E-W | 0.320 |
| | N-S | 0.309 |

5.3.4. Deformaciones del sistema de entibación

En esta sección se presentan las configuraciones deformadas post-sísmicas de cada modelo analizado, en términos de deformaciones horizontales y asentamientos. Como se menciona en el Punto 5.3.1, las deformaciones fueron determinadas tomando como referencia puntos alejados del borde de la excavación y del borde del modelo (puntos K, L y P respectivamente para Premio Nobel, Green Park y Macul).

Los resultados presentados en este punto representan las deformaciones obtenidas del instante final del análisis dinámico y son relativas a las deformaciones estáticas determinadas en el Capítulo 4. La evolución de la deformación de cada punto de control indicado en el acápite 5.3.1 durante sismo se expone en el Anexo C.

Las deformaciones horizontales medidas varían en un rango que va desde los 10.4 mm para el análisis de la pila del Edificio Premio Nobel con el registro Rapel E-W a los 81.9 mm para el análisis de la misma pila con el registro Rapel N-S. Los resultados graficados desde la Figura 5.21 a la Figura 5.25 muestran las deformaciones horizontales amplificadas por un factor de 200 y los asentamientos por un factor de 50, con el objetivo de visibilizar los resultados a las escalas del terreno indicadas en los ejes. Los valores de deformación horizontal post-sísmica se pueden observar en la Tabla 6.1.

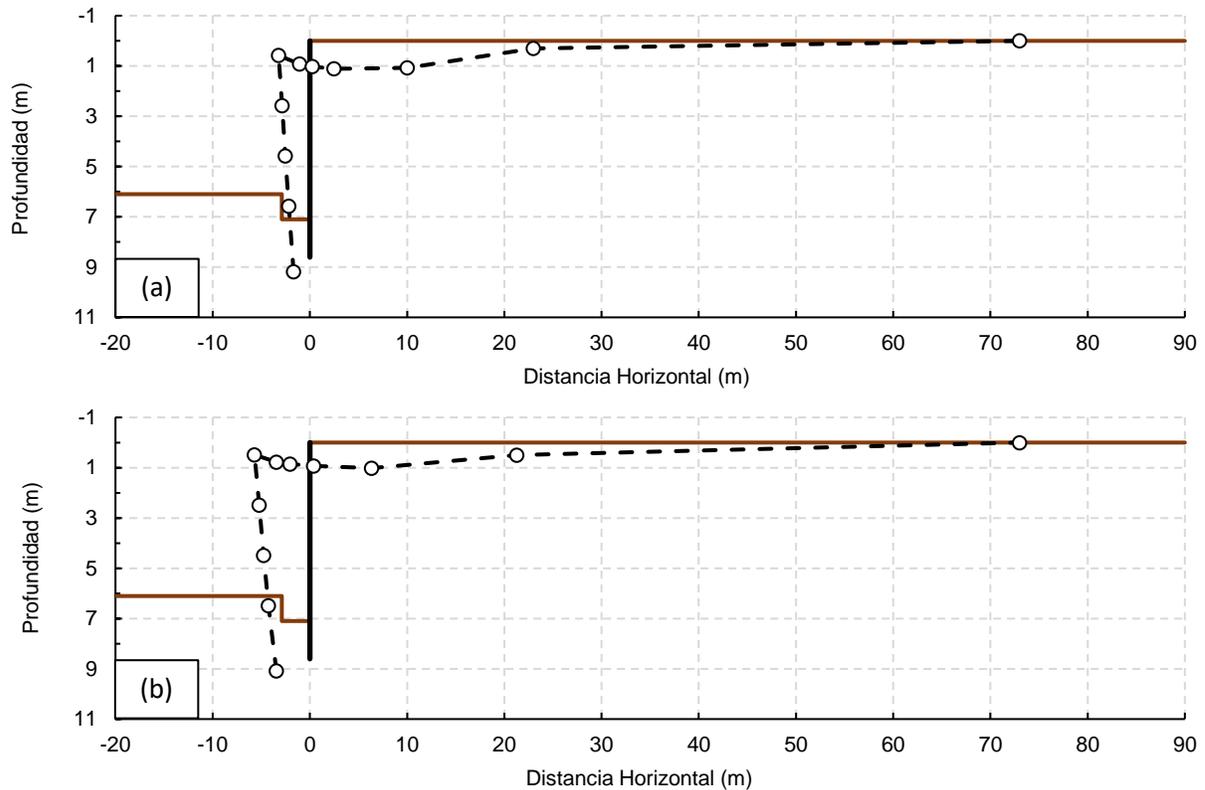


Figura 5.21 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Premio Nobel (a) Registro Las Tórtolas sentido Este-Oeste (b) Registro Las Tórtolas sentido Norte-Sur.

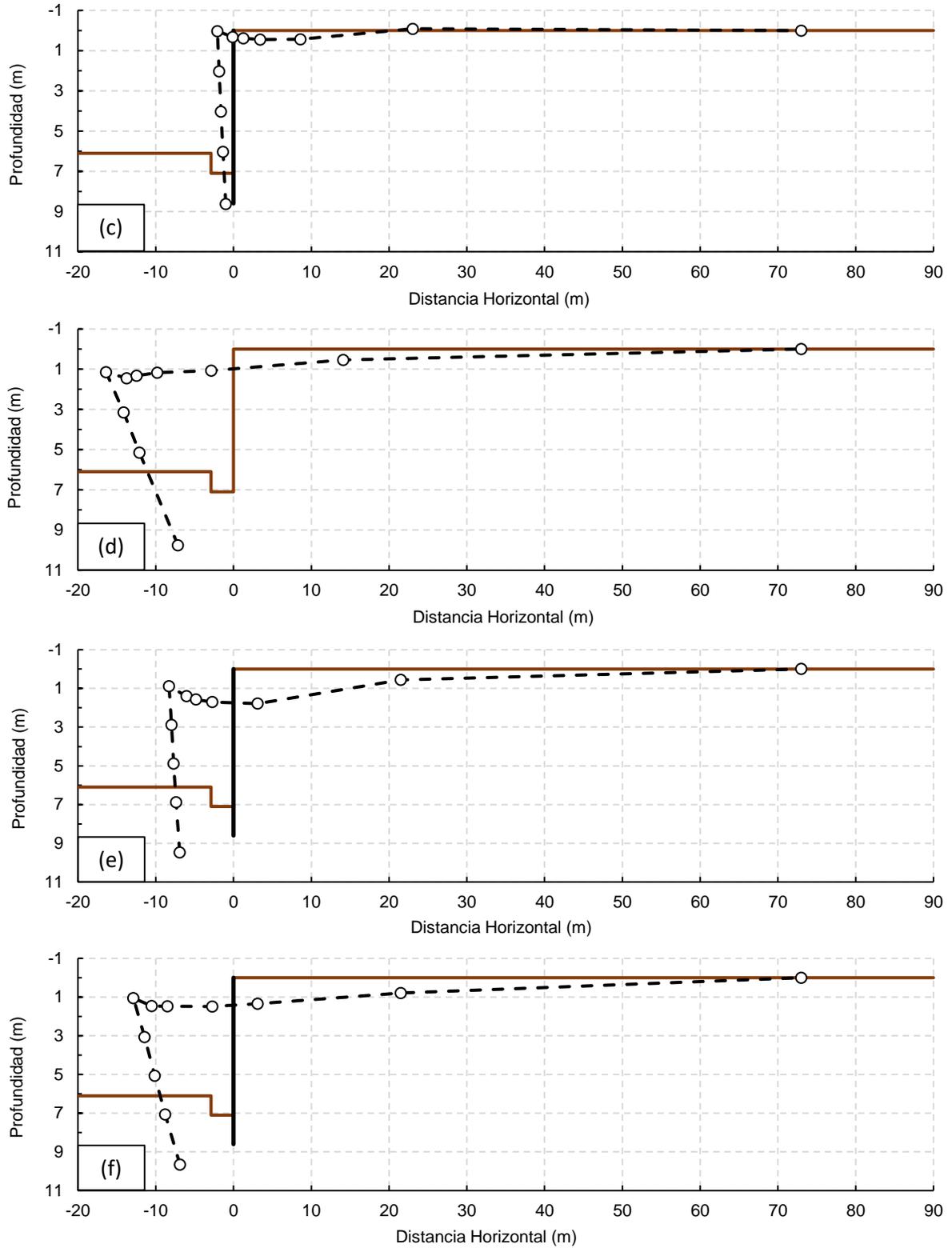


Figura 5.22 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Premio Nobel (c) Registro Rapel sentido Este-Oeste (d) Registro Rapel sentido Norte-Sur (e) Registro UTFSM sentido Este-Oeste (f) Registro UTFSM sentido Norte-Sur.

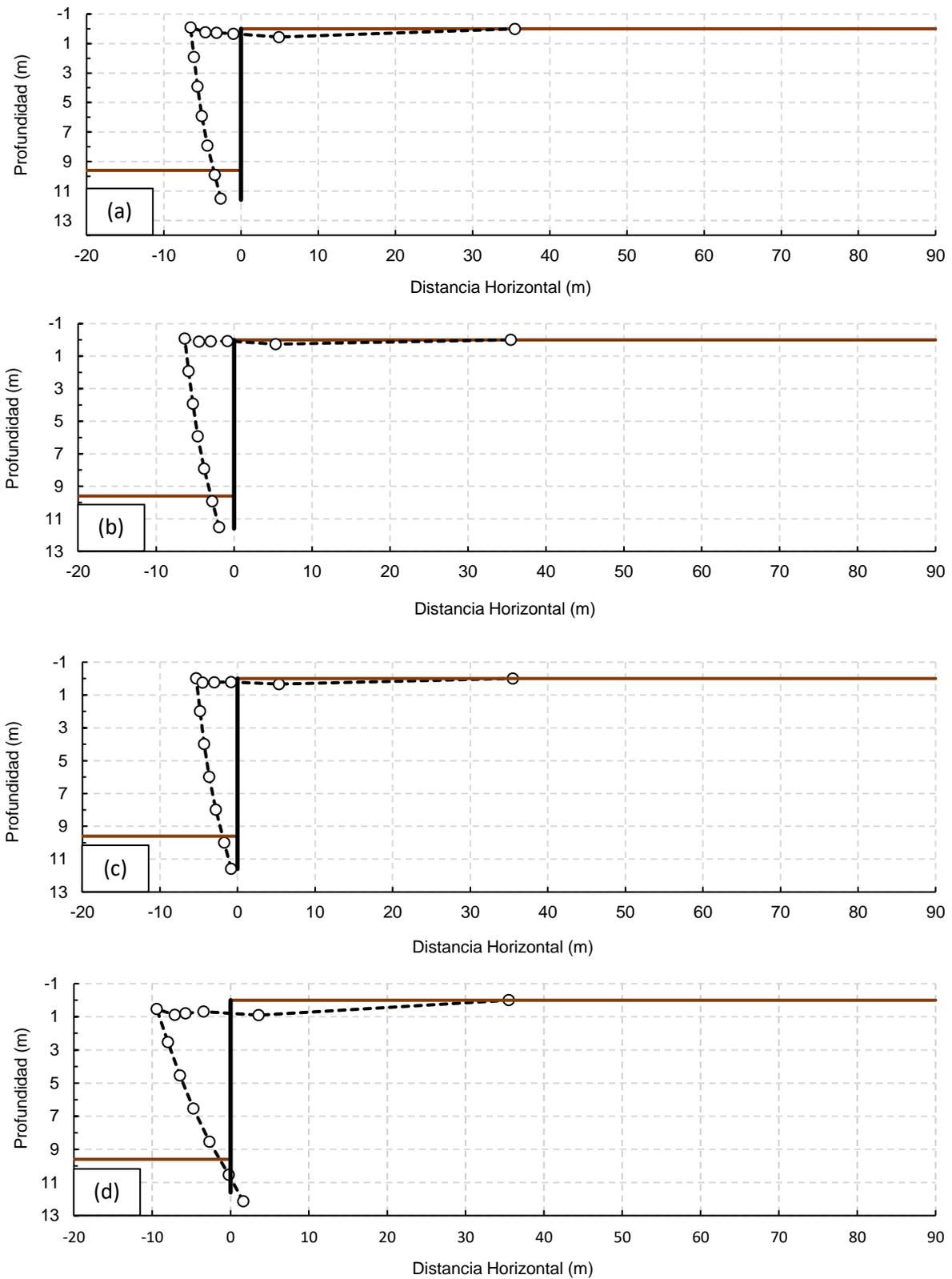


Figura 5.23 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Green Park (a) Registro Las Tórtolas sentido Este-Oeste (b) Registro Las Tórtolas sentido Norte-Sur (c) Registro Rapel sentido Este-Oeste (d) Registro Rapel sentido Norte-Sur.

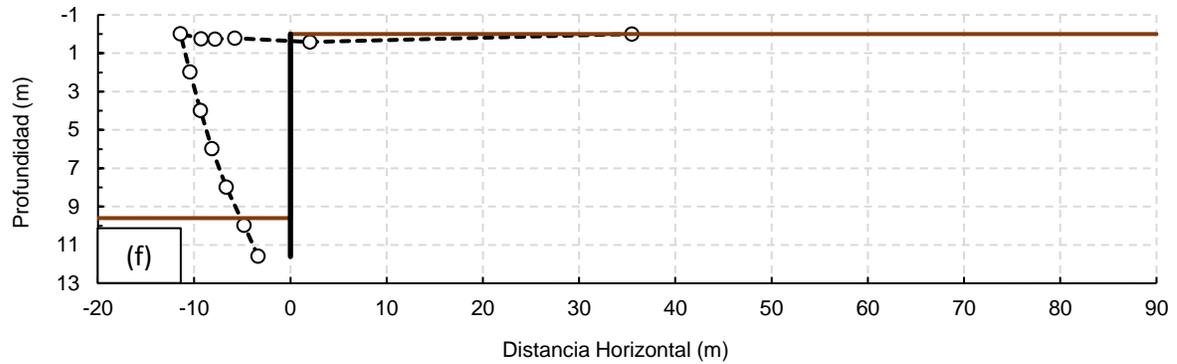
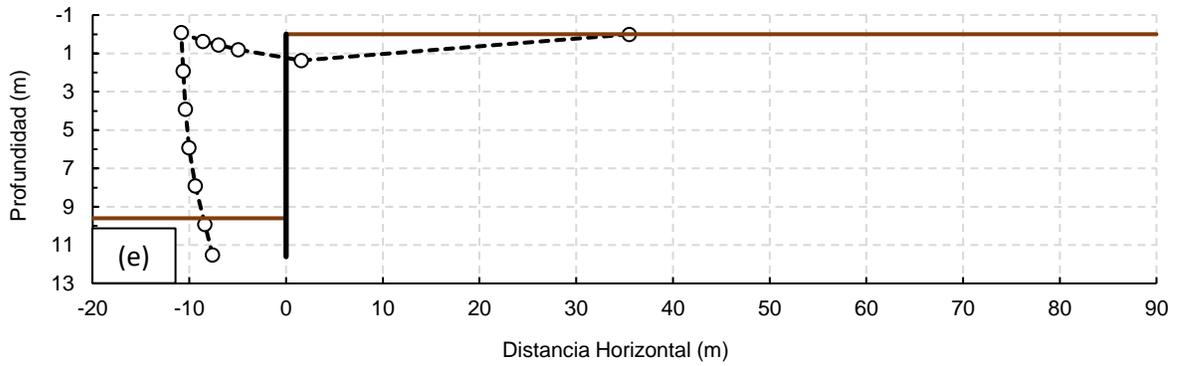


Figura 5.24 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Green Park (e) Registro UTFSM sentido Este-Oeste (f) Registro UTFSM sentido Norte-Sur.

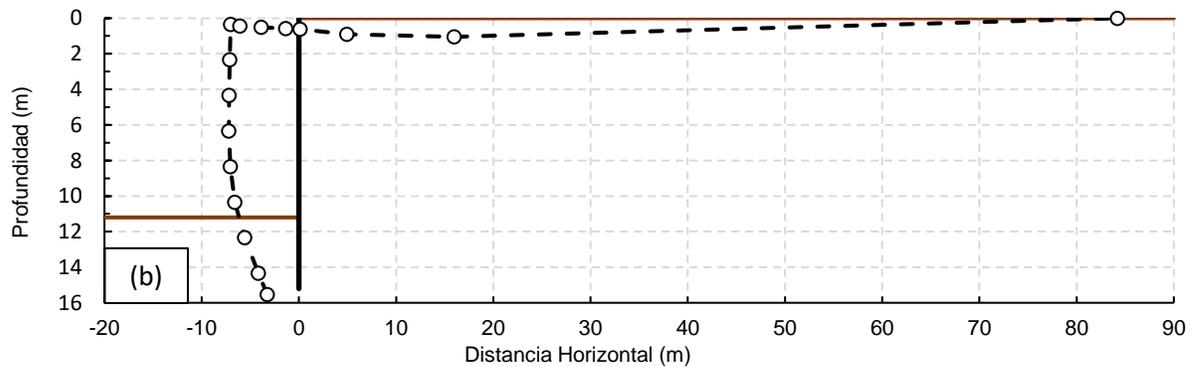
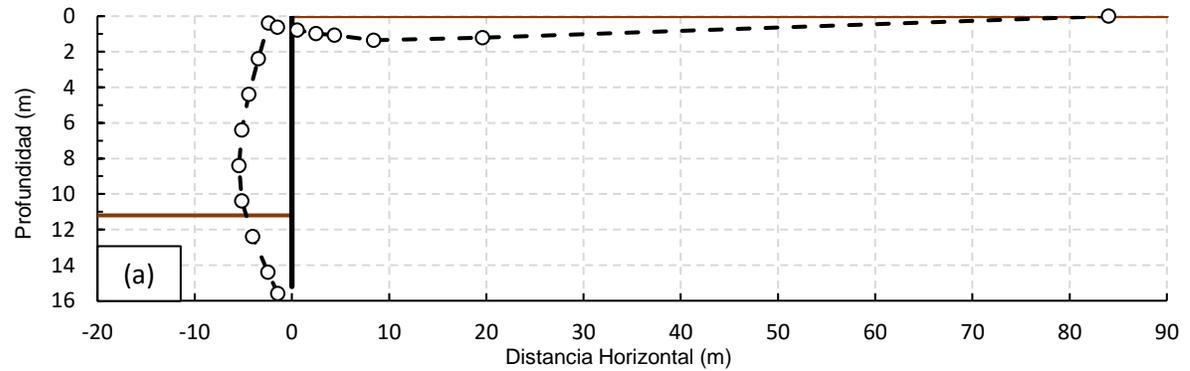


Figura 5.25 Configuración deformada post-sismo (Amplificación horizontal x200, vertical x50) sistema de entibación Edificio Macul (a) Registro Las Tórtolas sentido Este-Oeste (b) Registro Las Tórtolas sentido Norte-Sur.

5.3.5. Empujes sísmicos de suelo sobre pilas

Los empujes sobre pilas fueron obtenidos sumando las tensiones normales (σ_N) actuantes sobre la interfaz suelo-pila del lado del empuje activo con las tensiones de corte (τ) que actúan sobre las interfaces de las dos caras laterales en contacto con el suelo entre pilas. El análisis dinámico consideró una discretización de cada registro sísmico en tramos de 10 segundos de duración, por lo que se obtuvieron los empujes sísmicos cada 10 segundos de duración del registro en cada modelo analizado.

Teniendo en cuenta lo anterior, se presentan en este acápite los empujes sísmicos máximos medidos para cada pila y registro sísmico analizado. Los resultados se muestran en términos de distribución de empujes y de empujes totales, siendo comparados con los empujes obtenidos mediante el método de Mononobe-Okabe utilizando una distribución triangular para el empuje activo estático más triangular invertida para el empuje sísmico. Adicionalmente, se comparan los resultados con una redistribución rectangular del empuje activo sísmico según se indica en la NCh3206 Of.2010.

En la Figura 5.26 se muestran las distribuciones de empuje activo sísmico obtenidas según registro sísmico para la pila del Edificio Premio Nobel, mientras que en la Tabla 5.9 se presentan los valores totales de empuje obtenidos de la integración de cada diagrama. Los empujes calculados mediante el método de Mononobe-Okabe fueron obtenidos utilizando un coeficiente sísmico de diseño igual a $k_h=0.17$ g, asociado a una deformación post-sísmica de 20 mm según la NCh3206 Of.2010 para el suelo en estudio y zona sísmica 2.

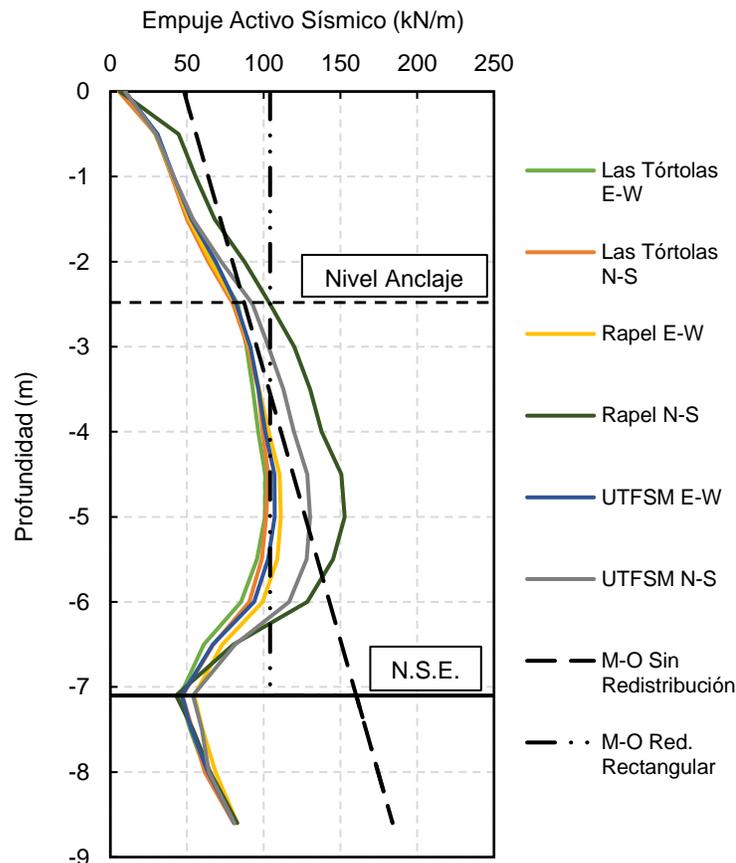


Figura 5.26 Distribución de empujes sísmicos, Edificio Premio Nobel.

Tabla 5.9 Empujes sísmicos determinados mediante análisis dinámico y comparación con Mononobe-Okabe, Edificio Premio Nobel.

| Sismo | Empuje Plaxis (kN) | Empuje M-O (kN) | Razón Plaxis/M-O |
|------------------|--------------------|-----------------|------------------|
| Las Tórtolas E-W | 605.8 | 996.9 | 61% |
| Las Tórtolas N-S | 615.0 | | 62% |
| Rapel E-W | 653.9 | | 66% |
| Rapel N-S | 813.7 | | 82% |
| UTFSM E-W | 632.8 | | 63% |
| UTFSM N-S | 724.4 | | 73% |

En términos de empujes totales, en el caso del Edificio Premio Nobel, se observa que los obtenidos mediante análisis dinámico utilizando Plaxis 3D son en todos los casos inferiores a los obtenidos mediante el método de Mononobe-Okabe. Las diferencias cuanto a distribución de empujes se analizan en detalle en el capítulo N°6 de Análisis de Resultados.

De forma análoga, se muestra en la Figura 5.27 y Tabla 5.10 los empujes sísmicos obtenidos para la pila del Edificio Green Park. De igual forma que para el edificio Premio Nobel, los empujes según Mononobe-Okabe fueron obtenidos utilizando un coeficiente sísmico de diseño de $k_h=0.17$ g, asociado a una deformación post-sísmica de 20 mm.

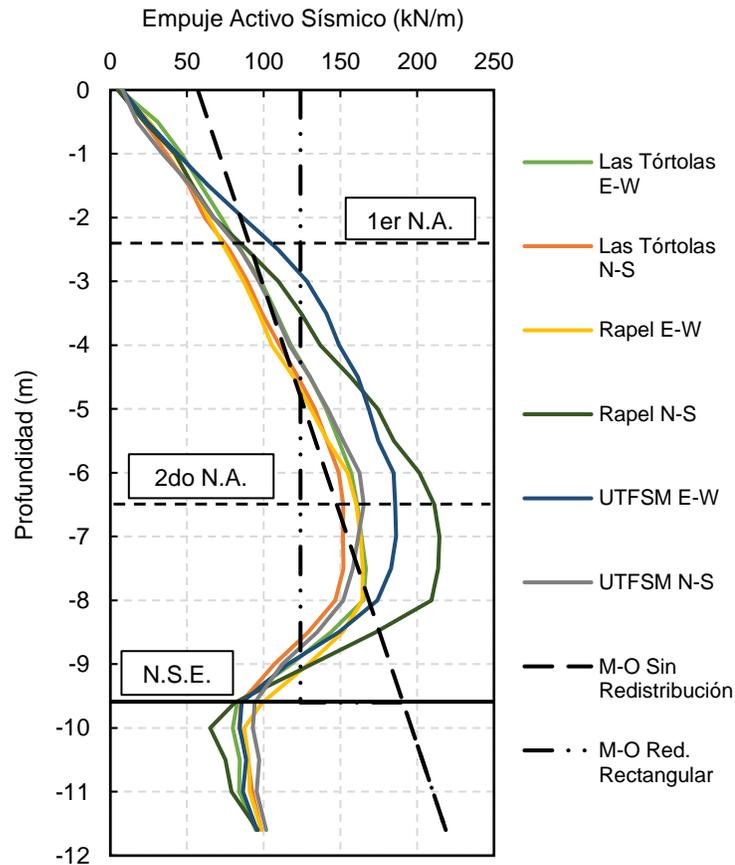


Figura 5.27 Distribución de empujes sísmicos, Edificio Green Park.

Tabla 5.10 Empujes sísmicos determinados mediante análisis dinámico y comparación con Mononobe-Okabe, Edificio Green Park.

| Sismo | Empuje Plaxis (kN) | Empuje M-O (kN) | Razón Plaxis/M-O |
|------------------|--------------------|-----------------|------------------|
| Las Tórtolas E-W | 1257.3 | 1378.2 | 91% |
| Las Tórtolas N-S | 1178.1 | | 85% |
| Rapel E-W | 1235.4 | | 90% |
| Rapel N-S | 1444.9 | | 105% |
| UTFSM E-W | 1422.5 | | 103% |
| UTFSM N-S | 1251.1 | | 91% |

En contraste con los resultados del Edificio Premio Nobel, para el caso de Green Park los empujes totales obtenidos mediante análisis dinámico son prácticamente equivalentes a los obtenidos mediante el método de Mononobe-Okabe.

Finalmente, en la Figura 5.28 y Tabla 5.11, se muestran los empujes sísmicos actuantes sobre la pila del Edificio Macul y se comparan con el obtenido mediante el método de Mononobe-Okabe para $k_h=0.20$ g. Dicho coeficiente sísmico está asociado a una deformación post-sísmica de 10 mm según la NCh3206.Of2010 para el suelo en estudio y zona sísmica 2.

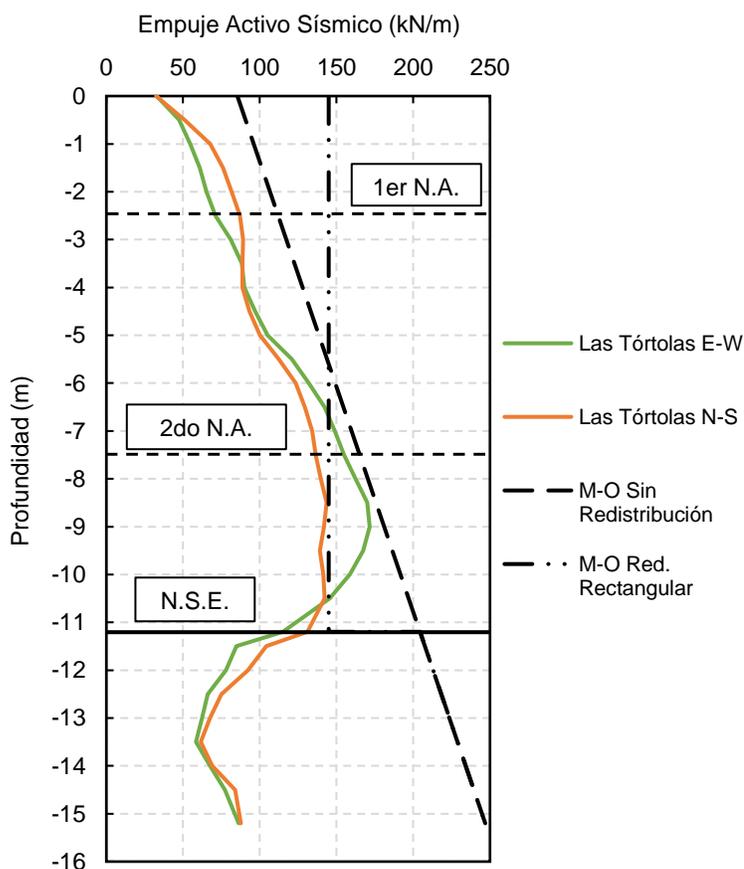


Figura 5.28 Distribución de empujes sísmicos, Edificio Macul.

Tabla 5.11 Empujes sísmicos determinados mediante análisis dinámico y comparación con Mononobe-Okabe, Edificio Macul.

| Sismo | Empuje Plaxis (kN) | Empuje M-O (kN) | Razón Plaxis/M-O |
|------------------|--------------------|-----------------|------------------|
| Las Tórtolas E-W | 1574.3 | 2525.6 | 62% |
| Las Tórtolas N-S | 1546.6 | | 61% |

Se observa que el empuje obtenido mediante análisis dinámico para la pila del Edificio Macul utilizando el registro de Las Tórtolas en sus dos componentes es de alrededor del 60% del obtenido mediante Mononobe-Okabe.

Finalmente, se hace mención a que en el Anexo D es posible observar la evolución del empuje activo sísmico durante los análisis dinámicos realizados para todos los casos anteriores. Los empujes son determinados cada 10 segundos de duración del registro sísmico, de acuerdo a lo mencionado en el primer párrafo del presente acápite.

5.3.6. Cargas en anclajes

Las cargas en los anclajes fueron determinadas directamente de la carga axial de los elementos Node to Node Anchor del modelo. Se determinó la carga máxima que toma cada anclaje durante el sismo $F_{m\acute{a}x}$, siendo comparada con la carga de fluencia de cada anclaje F_y . Se observó que, para las pilas de Green Park y Macul, la carga en los anclajes superó en algunos casos el 85% de la carga de fluencia, lo que se atribuye a la redistribución de empujes y a cargas inducidas por deformaciones, según se detalla en el análisis de resultados.

Adicionalmente, se presentan en las siguientes tablas las cargas residuales post-sísmicas de los anclajes F_{res} , las cuales en la mayor parte de los casos son muy próximas a la carga máxima registrada. De forma análoga a lo mencionado para el caso de empujes, en el Anexo E se muestra la evolución de las cargas en cada anclaje en función del tiempo de registro sísmico, siendo medidas cada 10 segundos de registro.

Finalmente, se presentan las cargas de diseño de los anclajes (F_{dis}), obtenidas mediante métodos de equilibrio límite según se detalla en el Punto 2.3.1. Para los casos de Premio Nobel y Green Park se utilizaron redistribuciones de empujes trapeziales, mientras que para Macul se utilizó una redistribución rectangular. Se observa que las cargas obtenidas del análisis dinámico son superiores a las definidas para el diseño.

Tabla 5.12 Cargas sísmicas en anclaje obtenidas mediante análisis dinámico, Edificio Premio Nobel.

| Registro | Componente | $F_{m\acute{a}x}$ (kN) | F_y (kN) | $F_{m\acute{a}x}/F_y$ | F_{res} (kN) | F_{dis} (kN) |
|--------------|------------|------------------------|------------|-----------------------|----------------|----------------|
| Las Tórtolas | E-W | 378.1 | 630 | 60% | 374.2 | 298 |
| | N-S | 371.8 | | 59% | 367.8 | |
| Rapel | E-W | 370.9 | | 59% | 358.2 | |
| | N-S | 459.9 | | 73% | 459.9 | |
| UTFSM | E-W | 423.7 | | 67% | 380.6 | |
| | N-S | 406.6 | | 65% | 378.0 | |

Tabla 5.13 Cargas sísmicas en anclajes obtenidas mediante análisis dinámico, Edificio Green Park.

| Nivel Anclaje | Registro | Componente | F _{máx} (kN) | F _y (kN) | F _{máx} /F _y | F _{res} (kN) | F _{dis} (kN) |
|---------------|--------------|------------|-----------------------|---------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | Las Tórtolas | E-W | 436.7 | 525 | 83% | 433.6 | 378 |
| | | N-S | 403.7 | | 77% | 393.9 | |
| | Rapel | E-W | 406.9 | | 78% | 406.2 | |
| | | N-S | 486.5 | | 93% | 483.6 | |
| | UTFSM | E-W | 520.3 | | 99% | 465.3 | |
| | | N-S | 468.9 | | 93% | 467.5 | |
| 2 | Las Tórtolas | E-W | 456.8 | 525 | 87% | 454.9 | 291 |
| | | N-S | 446.3 | | 85% | 408.3 | |
| | Rapel | E-W | 456.0 | | 87% | 418.9 | |
| | | N-S | 453.5 | | 86% | 427.6 | |
| | UTFSM | E-W | 477.3 | | 91% | 397.4 | |
| | | N-S | 470.0 | | 90% | 392.6 | |

Tabla 5.14 Cargas sísmicas en anclajes obtenidas mediante análisis dinámico, Edificio Macul.

| Nivel Anclaje | Registro | Componente | F _{máx} (kN) | F _y (kN) | F _{máx} /F _y | F _{res} (kN) | F _{dis} (kN) |
|---------------|--------------|------------|-----------------------|---------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | Las Tórtolas | E-W | 425.8 | 630 | 68% | 331.9 | 438 |
| | | N-S | 457.4 | | 73% | 442.5 | |
| 2 | Las Tórtolas | E-W | 636.8 | 730 | 87% | 615.8 | 512 |
| | | N-S | 627.6 | | 86% | 598.5 | |

5.3.7. Esfuerzos internos en pilas

Los esfuerzos internos en pilas fueron evaluados en términos de diagramas de corte (V) y momento (M), utilizando la herramienta Structural Forces in Volumes de Plaxis 3D. Se optó por la evaluación de estos dos parámetros debido a que son los que controlan el diseño de las pilas de entibación con anclajes a 20° con respecto a la horizontal. Dicho esto, los esfuerzos axiales sobre pilas generados por la componente vertical de la carga de tensado de los anclajes son comparables a los provenientes del peso propio de las pilas, por lo que no controlan el diseño.

De igual manera que para los empujes y cargas en anclajes, los esfuerzos internos fueron evaluados cada 10 segundos en el tiempo de duración de cada registro. La evolución de los esfuerzos internos en función del tiempo de registro sísmico se muestra en el Anexo F. Desde la Figura 5.29 a la Figura 5.31, se presentan los diagramas de corte y momento para las tres pilas analizadas, mientras que desde la Tabla 5.15 a la Tabla 5.17 se exponen los esfuerzos mínimos y máximos en cada caso. Los diagramas mostrados corresponden a los del instante donde se registra el máximo esfuerzo, en valor absoluto.

En el capítulo de Análisis de Resultados, se explican los resultados obtenidos y se comparan los esfuerzos internos resultantes del análisis dinámico con la capacidad estructural de las pilas.

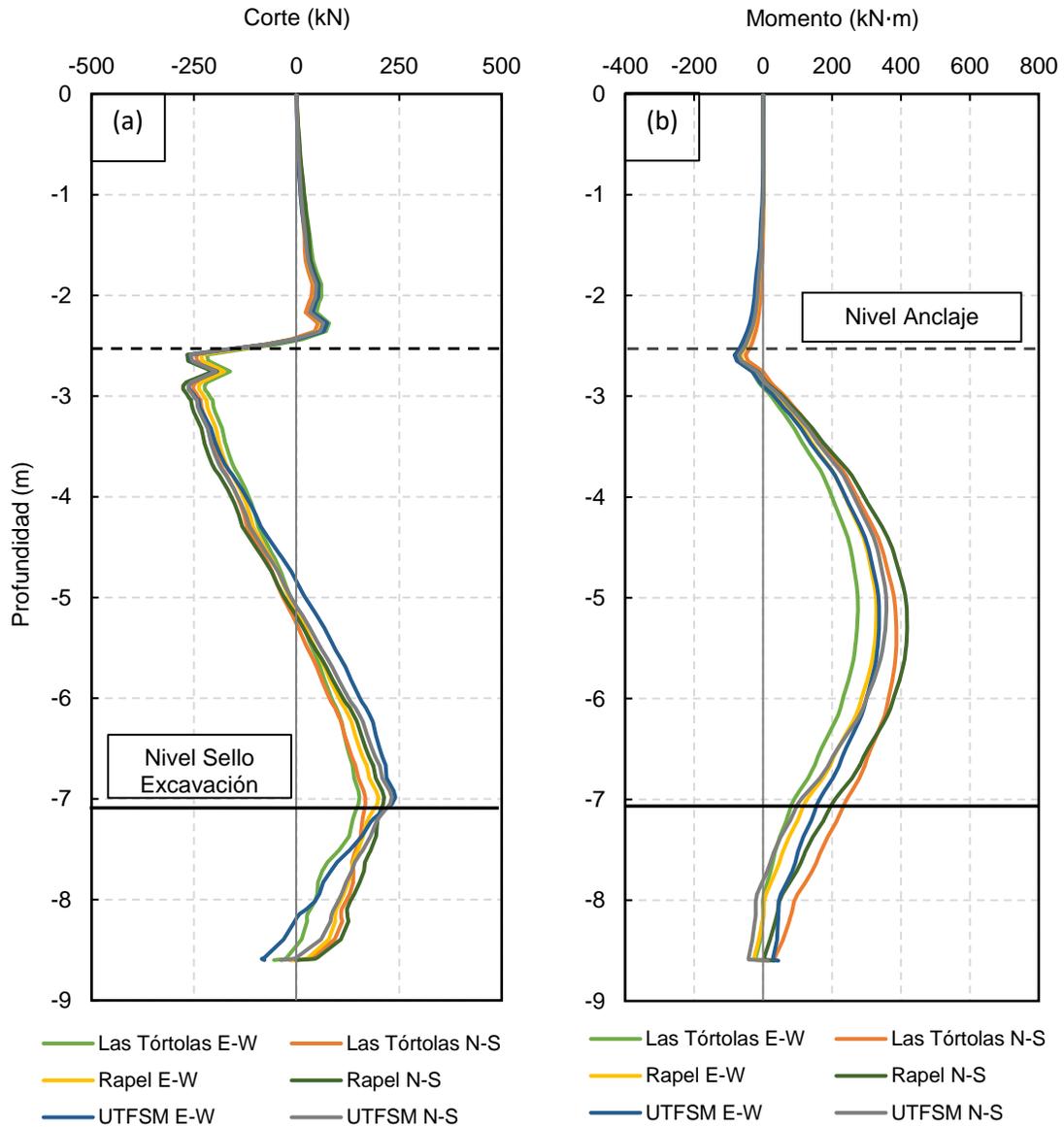


Figura 5.29 Esfuerzos internos sísmicos en pila de entibación Edificio Premio Nobel (a) Diagrama de Corte (b) Diagrama de momento.

Tabla 5.15 Esfuerzos internos sísmicos mínimos y máximos, Edificio Premio Nobel.

| Registro | Componente | $M_{mín} (kN \cdot m)$ | $M_{máx} (kN \cdot m)$ | $V_{mín} (kN)$ | $V_{máx} (kN)$ |
|--------------|------------|------------------------|------------------------|----------------|----------------|
| Las Tórtolas | E-W | -96.5 | 292.8 | -224.2 | 175.6 |
| | N-S | -77.4 | 386.8 | -252.0 | 170.4 |
| Rapel | E-W | -87.0 | 328.8 | -238.3 | 199.4 |
| | N-S | -111.4 | 417.9 | -276.4 | 258.0 |
| UTFSM | E-W | -101.4 | 336.6 | -262.6 | 240.8 |
| | N-S | -121.8 | 358.0 | -263.9 | 232.3 |

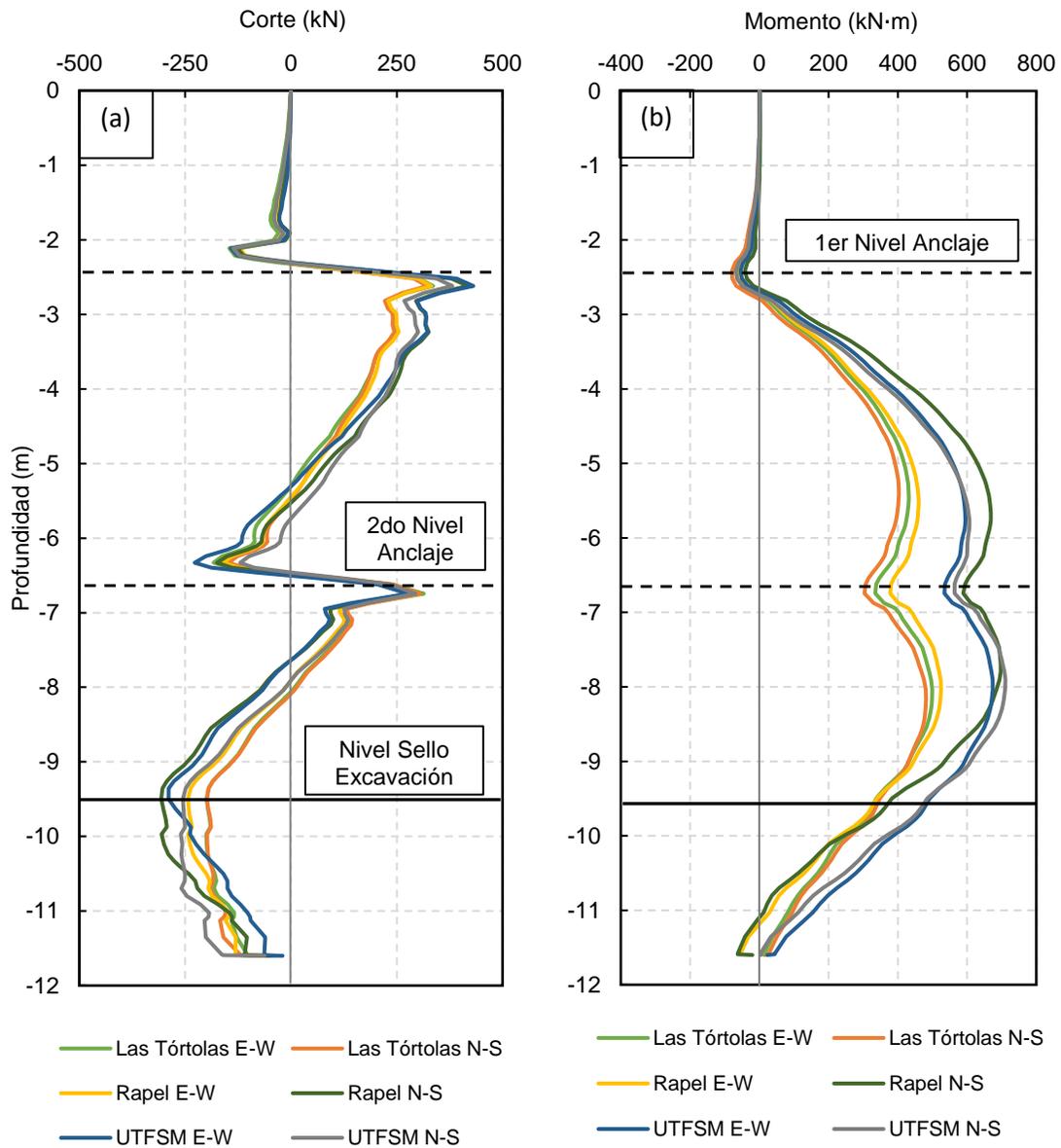


Figura 5.30 Esfuerzos internos sísmicos en pila de entibación Edificio Green Park (a) Diagrama de Corte (b) Diagrama de momento.

Tabla 5.16 Esfuerzos internos sísmicos mínimos y máximos, Edificio Green Park.

| Registro | Componente | $M_{mín} (kN \cdot m)$ | $M_{máx} (kN \cdot m)$ | $V_{mín} (kN)$ | $V_{máx} (kN)$ |
|--------------|------------|------------------------|------------------------|----------------|----------------|
| Las Tórtolas | E-W | -78.7 | 499.4 | -211.9 | 335.9 |
| | N-S | -72.7 | 539.9 | -205.1 | 322.0 |
| Rapel | E-W | -72.7 | 524.9 | -243.3 | 331.6 |
| | N-S | -84.0 | 697.0 | -306.4 | 418.1 |
| UTFSM | E-W | -72.7 | 674.3 | -289.3 | 431.0 |
| | N-S | -88.1 | 710.9 | -260.2 | 381.3 |

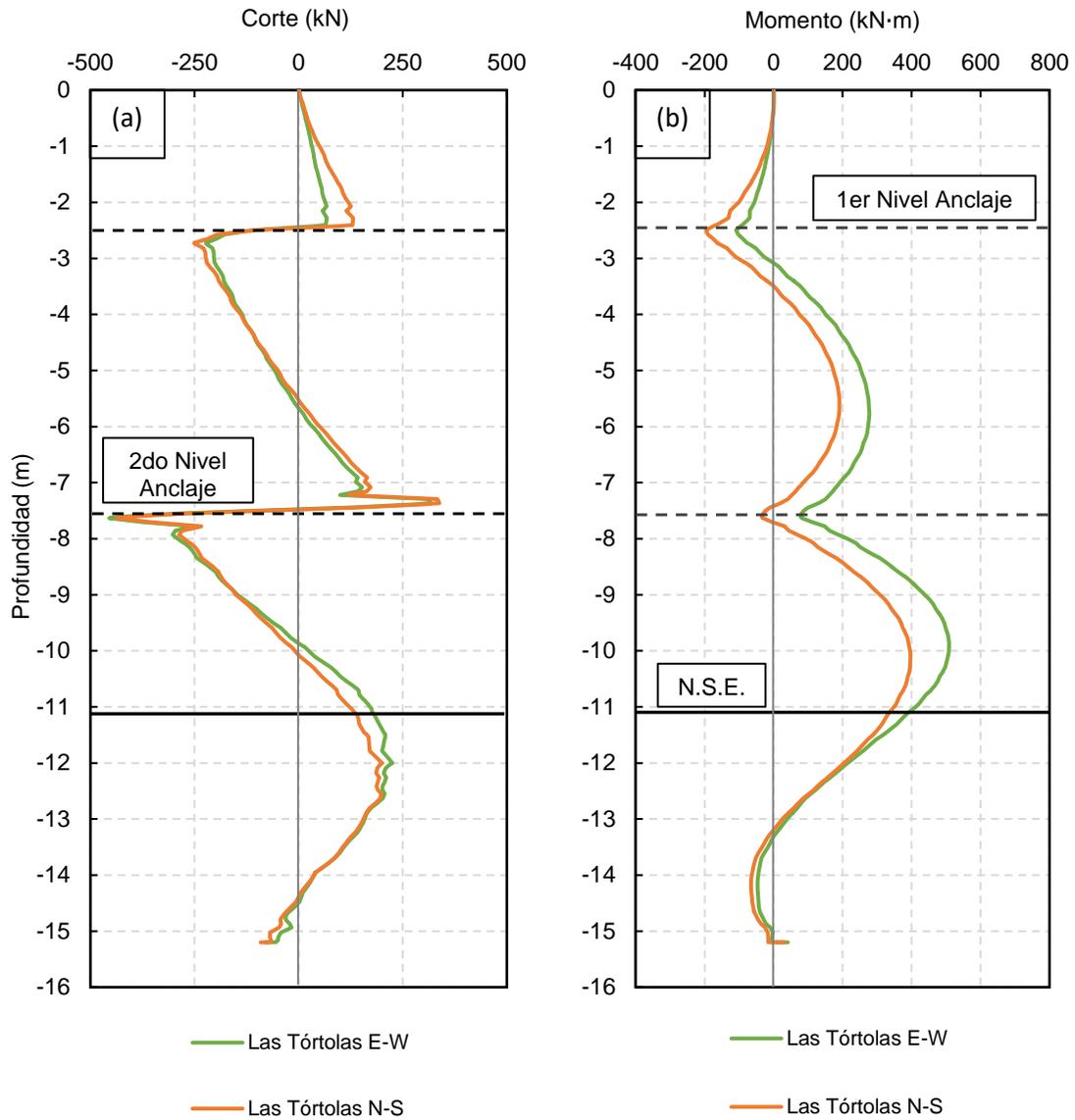


Figura 5.31 Esfuerzos internos sísmicos en pila de entibación Edificio Macul (a) Diagrama de Corte (b) Diagrama de momento.

Tabla 5.17 Esfuerzos internos sísmicos mínimos y máximos, Edificio Macul.

| Registro | Componente | $M_{mín} (kN \cdot m)$ | $M_{máx} (kN \cdot m)$ | $V_{mín} (kN)$ | $V_{máx} (kN)$ |
|--------------|------------|------------------------|------------------------|----------------|----------------|
| Las Tórtolas | E-W | -188.4 | 508.6 | -455.0 | 346.7 |
| | N-S | -196.5 | 396.6 | -436.7 | 354.2 |

6. Análisis de Resultados

6.1. Respuesta en superficie

La respuesta en superficie de los modelos estudiados se analiza en términos de los espectros de aceleraciones determinados. Al comparar los resultados obtenidos con los registrados en la estación Peñalolén, se observa una clara concordancia para los espectros de la estación Las Tórtolas. Por otra parte, los espectros de las estaciones Rapel y UTFSM muestran mayores diferencias, registrando marcados peak para periodos del orden de 0.5 segundos, situación que no se observa en la estación Peñalolén.

Estas diferencias se explican por la ubicación geográfica de las estaciones UTFSM y Rapel, las que, según se observa en la Figura 5.8, se encuentran ubicadas próximas a la costa, en zona sísmica 3 según la NCh433. Debido a esto, es esperable que tales estaciones registren mayores niveles de aceleración, y a un contenido de frecuencias distinto al que se puede registrar en la zona de Santiago. Por otra parte, la estación Las Tórtolas se ubica en la depresión intermedia, a escasos kilómetros de Santiago, y en zona sísmica 2, por lo que es coherente que registre un contenido de aceleraciones y frecuencias similar a la zona estudiada.

Estos efectos también se observan en el cálculo de las Intensidades de Arias. De ello, se aprecia que la estación UTFSM presenta valores de este parámetro muy superiores a Las Tórtolas, mientras que Rapel presenta valores superiores en su componente Norte-Sur. Un caso particular se observa para la componente Este-Oeste de esta última estación, la cual presenta intensidades bastante menores a su par Norte-Sur, condición también observable en su respuesta espectral. Estas diferencias permiten justificar que el comportamiento sísmico más esperable para una pila de entibación anclada en los suelos finos del sector oriente de Santiago, es el que se genera a partir de los resultados obtenidos con los registros de la estación Las Tórtolas.

Los valores de Intensidad de Arias muestran una correlación con los valores de deformaciones, esfuerzos internos, y cargas en los anclajes obtenidos, sin embargo, no se logró establecer relaciones analíticas que permitieran predecir alguna de las variables antes mencionadas por medio de dicho parámetro. Por otra parte, al observar los gráficos de deformaciones en el tiempo (Anexo C), se logra apreciar una clara relación de la evolución de la Intensidad de Arias con la evolución de las deformaciones.

Finalmente, es posible comentar que la buena correlación entre la respuesta en superficie obtenida del modelo numérico, y la obtenida en la estación Peñalolén, muestra que los parámetros dinámicos utilizados, G_0 y $\gamma_{0.7}$ permiten describir adecuadamente la respuesta sísmica de los suelos finos del sector oriente de Santiago.

6.2. Deformaciones del sistema de entibación

Al observar los resultados referentes a deformaciones laterales de los sistemas de entibación estudiados es posible, en primer lugar, realizar un análisis de los modos de deformación que presentan las pilas. La norma DIN 4085 – 2007 muestra posibles modos de deformación a los que se puede ver sometida una pantalla de entibación flexible. En la Figura 6.1 se aprecian los modos observados en los casos estudiados.

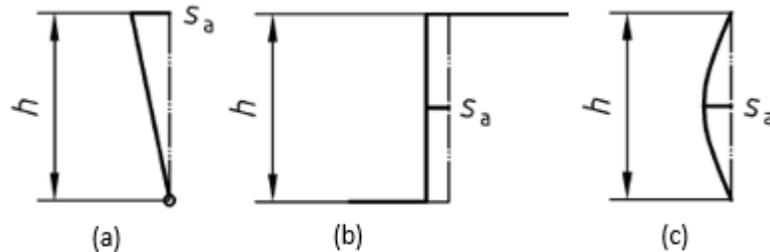


Figura 6.1 Modos de deformación observados en análisis dinámico (a) Rotación con respecto a la base (b) Traslación (c) Deformación por flexión (DIN 4085 – 2007).

Considerando lo anterior, de los resultados expuestos en el Punto 5.3.4, se deduce que el comportamiento sísmico de las pilas estudiadas obedece a una combinación de los modos de deformación antes presentados. Sin embargo, es posible establecer patrones particulares según el caso, tal como se menciona a continuación:

1. Se observa deformación por rotación con respecto a la base (caso Figura 6.1.a) en todos los casos para las obras Premio Nobel y Green Park. Para el caso de Macul, este tipo de deformación es menos significativa, pero también se observa.
2. En prácticamente todos los casos, se aprecia deformación por traslación de la pila (caso Figura 6.1.b). La única excepción se da para Green Park con el sismo de Rapel sentido Norte – Sur.
3. La deformación por flexión de la pila (Figura 6.1.c) es particularmente significativa en el caso de Macul, presentándose también en Green Park. En tanto, para Premio Nobel este tipo de deformación es prácticamente irrelevante en relación a los dos anteriores.

En cuanto a la magnitud de las deformaciones laterales post-sísmicas medidas, se presenta en la Tabla 6.1 un resumen de los valores máximos determinados en el Punto 5.3.4. Como se menciona en el Punto 5.3.1, las deformaciones laterales consideradas son relativas a un punto definido en la superficie del terreno natural, distante a más de tres veces la altura de la excavación del borde de esta. La definición anterior permite describir la deformación lateral total del sistema de entibación en términos de rotación, traslación y flexión.

A modo de comparación, se muestra en la Tabla 6.2 la deformación lateral post-sísmica considerada para el diseño de cada caso con objetivo de calcular el coeficiente sísmico horizontal k_h , según la norma NCh3206 Of.2010.

Tabla 6.1 Deformaciones laterales post-sísmicas obtenidas de análisis dinámico.

| Registro | Deformación lateral post-sísmica Δ_{eq} (mm) | | |
|------------------|---|------------|-------|
| | Premio Nobel | Green Park | Macul |
| Las Tórtolas E-W | 16.1 | 32.7 | 27.2 |
| Las Tórtolas N-S | 28.5 | 31.6 | 36.0 |
| Rapel E-W | 10.4 | 26.7 | - |
| Rapel N-S | 81.9 | 47.1 | - |
| UTFSM E-W | 41.4 | 54.2 | - |
| UTFSM N-S | 64.3 | 57.2 | - |

Tabla 6.2 Deformaciones laterales post-sísmicas para la determinación del coeficiente sísmico de diseño k_h según NCh3206 Of.2010.

| | Premio Nobel | Green Park | Macul |
|--------------------------------------|--------------|------------|-------|
| Coefficiente sísmico de diseño k_h | 0.17 | 0.17 | 0.20 |
| Deformación post-sísmica (mm) | 20 | 20 | 10 |

Es claro ver que prácticamente en todos los casos, las deformaciones horizontales post-sísmicas obtenidas del análisis dinámico en Plaxis 3D son superiores a los considerados en la normativa para el cálculo de k_h . Más aún, al observar los resultados del edificio Macul, para el cual se utiliza una deformación post-sísmica de diseño menor que para los edificios Premio Nobel y Green Park, se deduce que no existe una correlación entre la deformación post-sísmica de diseño con la obtenida del análisis dinámico.

Estos resultados contrastan con lo expuesto por Salas (2018), quien obtuvo deformaciones post-sísmicas dentro del rango indicado por la normativa. A diferencia del presente estudio, en los análisis realizados por Salas se estudiaron pilotes de entibación en la Grava de Santiago, la cual tiene una rigidez del orden de 10 veces mayor a los suelos finos, por lo que es esperable que registren menores deformaciones. Por otra parte, los resultados del presente trabajo se condicen, en parte, a lo observado por Jara et al. (2015) en análisis dinámico de muro berlinés en arena, quien obtuvo deformaciones post-sísmicas relativas a la base del perfil del orden de 30 mm, utilizando una deformación post-sísmica de diseño de 20 mm.

En paralelo a la comparación anterior, se evalúan las deformaciones sísmicas obtenidas mediante la ecuación de Richards & Elms (2.5). Para ello se utiliza el valor de $n_v=120$ cm/s establecido por Riddell (1993) para suelo Tipo III según NCh433 Of.96 (ver Tabla 2.12).

Tabla 6.3 Deformaciones laterales post-sísmicas obtenidos según ecuación de Richards & Elms para los coeficientes sísmicos indicados.

| | Premio Nobel | Green Park | Macul |
|--------------------------------------|--------------|------------|-------|
| Coefficiente sísmico de diseño k_h | 0.17 | 0.17 | 0.20 |
| Deformación post-sísmica (mm) | 37.2 | 37.2 | 19.4 |

Como se observa en la Tabla 6.3, las deformaciones post-sísmicas obtenidas mediante el método de Richards & Elms se ajustan en orden de magnitud a lo observado mediante el modelamiento en elementos finitos. Sin embargo, se sigue manteniendo la inconsistencia asociada a que, para el caso de Macul, se debieran obtener deformaciones menores a Premio Nobel y Green Park, situación que no ocurre.

Teniendo en cuenta lo anterior, se plantea que la utilización de métodos de reducción de coeficientes sísmicos basados en la teoría del bloque deslizante de Newmark, tales como el método presentado en la NCh3206 Of.2010, o el de Richards & Elms, tienen limitaciones en su aplicación a pilas de entibación ancladas. Dichas limitaciones tienen origen en que son métodos pensados para el análisis de muros de contención gravitacionales, particularmente para modos de falla por deslizamiento, las cuales generan deformaciones traslacionales producto de que se vence la resistencia friccional de la interfaz muro-suelo.

Por el contrario, como se menciona al inicio de este punto, los modos de deformación observados para los casos de estudio se asocian a:

1. Rotación con respecto a la base.
2. Traslación producto de deformabilidad de la cuña pasiva y elementos de arriostramiento (a diferencia del caso de muros gravitacionales, donde se asocia a superación de la resistencia friccional).
3. Flexión de la pila.

Adicionalmente, los métodos basados en el bloque deslizante de Newmark requieren de una calibración empírica basada en análisis de registros sísmicos. A modo de ejemplo, para la calibración de la Ecuación (2.5) de Richards & Elms, la curva se establece para una envolvente de registros sísmicos presentados por Franklin & Chang (1977), quienes utilizan datos provenientes de terremotos registrados principalmente en California (EE.UU.). Los sismos registrados en California muestran sustanciales diferencias con los registrados en Chile, particularmente en términos de duración del evento, lo que repercute en la cantidad de veces que se supera la aceleración de fluencia definida, y con ello, en la deformación post-sísmica calculada.

Si bien se observa que las deformaciones laterales post-sísmicas obtenidas del modelamiento dinámico no se condicen con lo establecido para el cálculo del factor de reducción del coeficiente sísmico de diseño en la NCh3206 Of.2010, registrándose valores superiores en prácticamente todos los casos, esto no quiere decir que las obras analizadas incumplan la normativa en términos de deformaciones sísmicas. Al respecto, la norma antes mencionada establece que “se debe evitar que las deformaciones horizontales máximas que experimente la pantalla de contención, producto de la excavación, provoquen daños a las edificaciones vecinas tanto en condiciones estáticas como sísmicas”.

Por lo tanto, es necesario evaluar el nivel de deformaciones que se produce en el trasdós del sistema de entibación, donde se pueden ubicar estructuras vecinas. Como se aprecia en los resultados del Punto 5.3.5, la deformación horizontal de las pilas produce asentamientos en el trasdós, los cuales se traducen en distorsiones angulares que pueden, potencialmente, generar daño en estructuras vecinas.

En la Tabla 6.4, se muestran las distorsiones angulares máximas registradas en el análisis dinámico. Estas fueron obtenidas a partir de los perfiles de asentamiento presentados desde la

Figura 5.21 a la Figura 5.25, considerando asentamientos diferenciales entre dos puntos contiguos ubicados a 5 metros de distancia horizontal, lo que representa un largo de muro típico o la distancia entre los apoyos de un marco de una hipotética estructura vecina. Los asentamientos cada 5 metros se calcularon interpolando los puntos de control presentados en las figuras mencionadas anteriormente.

Tabla 6.4 Distorsiones angulares máximas obtenidas de análisis dinámico.

| Registro | Distorsión angular máxima β_{max} | | |
|------------------|---|------------|-------|
| | Premio Nobel | Green Park | Macul |
| Las Tórtolas E-W | 0.12% | 0.10% | 0.16% |
| Las Tórtolas N-S | 0.11% | 0.05% | 0.13% |
| Rapel E-W | 0.09% | 0.04% | - |
| Rapel N-S | 0.08% | 0.07% | - |
| UTFSM E-W | 0.20% | 0.28% | - |
| UTFSM N-S | 0.09% | 0.06% | - |

En la Tabla 6.5 se presentan los valores límite de distorsión angular admisibles con el objetivo de evitar daños a estructuras según Bjerrum (1963), los cuales se utilizan para comparar los resultados obtenidos del análisis dinámico.

Tabla 6.5 Límites de distorsión angular para diferentes categorías de daño potencial (Bjerrum, 1963).

| Categoría de daño potencial | β_{max} |
|---|---------------|
| Límite de seguridad para muros flexibles de albañilería ($L/H > 4$) | 1/150 = 0.67% |
| Riesgo de daño estructural para la mayoría de los edificios | 1/150 = 0.67% |
| Agrietamiento en muros de albañilería y tabiques | 1/150 = 0.67% |
| Inclinación visible en edificios rígidos altos | 1/250 = 0.40% |
| Primeros agrietamientos en tabiques | 1/300 = 0.33% |
| Límite de seguridad para el no agrietamiento de edificios | 1/500 = 0.20% |
| Daño a marcos con diagonales | 1/600 = 0.17% |

De lo anterior, se observa que, las distorsiones angulares máximas obtenidas del análisis dinámico de las obras Premio Nobel y Green Park, utilizando el registro UTFSM sentido Este – Oeste son mayores al límite de seguridad establecido por Bjerrum para el no agrietamiento de edificios. Se considera que este resultado escapa de lo esperable para una entibación proyectada en el sector de los suelos finos del sector oriente de Santiago, debido a la severidad del registro sísmico, según lo indicado al inicio del presente capítulo.

En este mismo sentido, se espera que, para el sector estudiado, el comportamiento sísmico frente a un evento de las características del sismo del 27 de febrero de 2010 se asemeje a los resultados observados utilizando como input los registros de Las Tórtolas en ambos sentidos. En

base a ello, se estima que las deformaciones obtenidas del análisis dinámico en Plaxis 3D indican que los diseños utilizados proveen de la suficiente seguridad, limitando las distorsiones angulares a niveles que no se generan potenciales daños en edificaciones vecinas.

6.3. Empujes de suelo sobre pilas

De acuerdo a los resultados expuestos en el Punto 5.3.5, se resume que los empujes sísmicos totales obtenidos mediante el análisis dinámico en Plaxis 3D son prácticamente en todos los casos inferiores al empuje de diseño obtenido mediante el método de Mononobe-Okabe. Esto se condice con lo descrito por Candia et al. (2014), quien observó que los métodos clásicos de equilibrio límite tienden, en general, a sobrestimar el empuje debido a que no consideran la distribución no uniforme de aceleraciones en profundidad ni la contribución de la cohesión.

Candia también observó que los coeficientes de empuje dinámico disminuyen con la altura del muro. Esto puede explicar que para el caso de Macul se obtienen empujes de alrededor del 60% del que se obtiene con el método de Mononobe-Okabe, mientras que para Premio Nobel y Green Park dicho porcentaje es mayor. Como se menciona en el párrafo anterior, Candia atribuye esta situación a que, a mayor profundidad del muro, menos uniforme es la distribución de aceleraciones, por lo que no es posible asociar la aceleración máxima registrada a la aceleración efectiva de la cuña de falla.

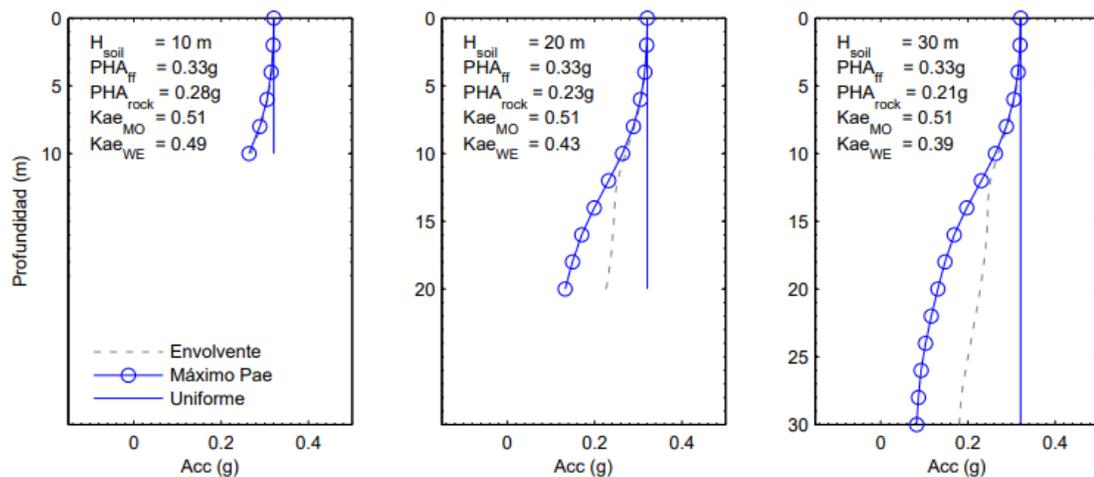
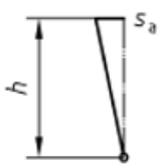
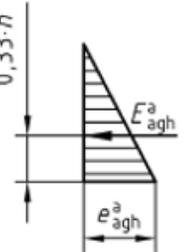
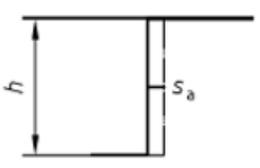
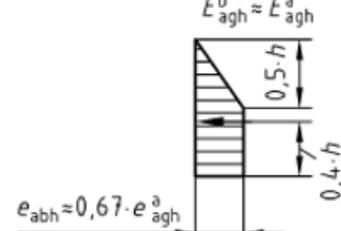
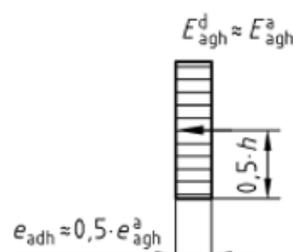


Figura 6.2 Perfiles de aceleración para distintas profundidades de muro (Candia et al., 2014).

Por otra parte, teniendo presente el empuje sísmico total, es conveniente analizar las distribuciones de empuje obtenidas. La distribución de empujes es un parámetro fundamental a tener en cuenta para el diseño estructural y geotécnico de pilas y anclajes. A partir de los resultados del análisis dinámico, se observa que para los tres casos estudiados prácticamente la totalidad del empuje se redistribuye hacia el sector excavado de la pila, reduciéndose significativamente hacia la zona embebida. La distribución de empuje sobre el nivel de sello de excavación muestra un crecimiento aproximadamente lineal desde el coronamiento hasta una profundidad donde se ubica el máximo del diagrama de momento, para luego decrecer abruptamente hasta el sello de excavación.

En efecto, la distribución de empujes sobre un sistema de entibación es dependiente del tipo de deformación que este experimenta. Al respecto, la norma DIN 4085 – 2007 estipula las distribuciones de empuje mostradas en la Tabla 6.6 para los modos de deformación presentados en la Figura 6.1.

Tabla 6.6 Distribuciones de empuje según modo de deformación (DIN 4085, 2007).

| Modo de deformación | Distribución de empuje |
|--|--|
|  <p>(a)</p> |  |
|  <p>(b)</p> |  |
|  <p>(c)</p> |  |

De la tabla anterior, es posible deducir que las distribuciones de empuje de suelos están asociadas principalmente a la combinación de una componente rotacional y traslacional para los tres casos estudiados. Para el caso particular del Edificio Macul se observa una leve influencia de la deformación por flexión, al observar que se obtienen empujes en el coronamiento de alrededor de 35 kN/m a diferencia de Premio Nobel y Green Park donde el empuje en el coronamiento es prácticamente nulo.

Pese a lo anterior, los esquemas mostrados en la Tabla 6.6 no explican el comportamiento mostrado para el sector embebido de las pilas estudiadas. Una distribución similar a la observada en los análisis dinámicos se presenta en el manual Ground Anchors and Anchored Systems (1999) de la FHWA, según se muestra en la Figura 6.3.

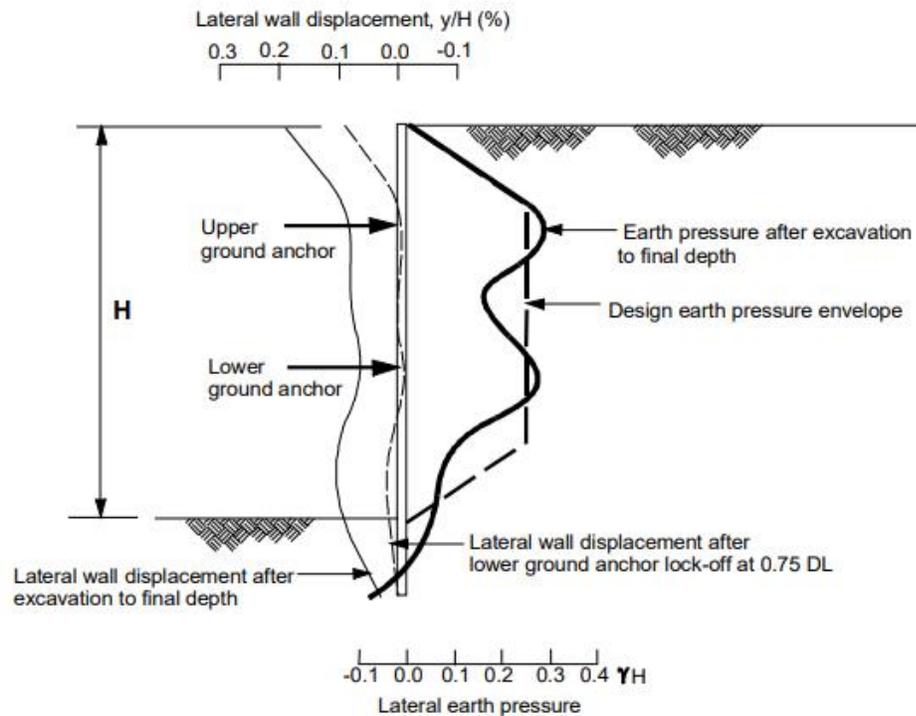


Figura 6.3 Distribución de empujes para una entibación flexible anclada (FHWA Ground Anchors and Anchored Systems, 1999).

La FHWA propone que para configuraciones deformadas como la que se muestra en la Figura 6.3, se utilice una distribución de empuje trapezoidal, la cual presenta un crecimiento lineal hasta el primer nivel de anclaje, luego un tramo uniforme hasta el nivel inferior de anclaje, para luego reducirse hasta cero en el sello de excavación. El manual remarca que este tipo de distribución es apropiada para suelos firmes donde no se presenta una gran rotación a nivel de base.

Por el contrario, para los casos estudiados el análisis sísmico refleja una relevante componente rotacional en la deformación del sistema, esto puede asociarse a que la distribución de empuje esperada sea una combinación de la distribución trapezoidal de la FHWA con una distribución triangular producto de la rotación. Esta situación se observa con mayor claridad en las pilas de los edificios Premio Nobel y Green Park, donde no se observa un tramo uniforme entre los anclajes, sino más bien dos tramos lineales, uno creciente y otro decreciente.

Finalmente, se comenta que claramente los resultados obtenidos del análisis dinámico no concuerdan con la distribución uniforme propuesta en la NCh3206 Of.2010, ni con las distribuciones triangulares (Seed & Withman, 1970) del método de Mononobe-Okabe. Este resultado se condice con lo observado por Salas (2018) en análisis dinámicos de pilotes anclados en la Grava de Santiago, quien obtuvo resultados de empujes aproximadamente crecientes en profundidad.

Adicionalmente, se menciona que las distribuciones de empujes obtenidas del análisis dinámico no están condicionadas por las distribuciones utilizadas para la determinación de la carga en los anclajes, las cuales fueron trapeziales (con incremento lineal hasta el primer nivel de anclaje y luego uniforme) para el caso de las pilas Premio Nobel y Green Park, y uniforme para el caso de Macul.

6.4. Esfuerzos internos en pilas y cargas en anclajes

Los resultados obtenidos en términos de esfuerzos internos en pilas y cargas en anclajes son concordantes con las distribuciones de empuje analizadas en el punto anterior. Se observa que, para las tres pilas analizadas, los mayores esfuerzos internos se generan en el tramo entre el nivel de anclaje inferior y el sello de excavación. Esto se traduce en diagramas de corte y momento desbalanceados, con valores bajos para el sector superior de la pila, y valores altos para el tramo inferior.

Al comparar los diagramas de corte y momento resultantes del análisis dinámico con los establecidos por Blum (1931) expuestos en la Figura 2.11, es posible deducir que para los casos de Premio Nobel y Green Park el comportamiento de la base indica una condición de simple apoyo. Por otra parte, para el caso del Edificio Macul, se evidencia un comportamiento que indica un grado de empotramiento en la base. Esta situación es esperable considerando las longitudes del tramo embebido diseñadas en cada caso, donde las longitudes de empotramiento de las pilas de los Edificios Premio Nobel y Green Park son de 1.50 y 2.00 metros respectivamente, mientras que la de Macul es de 4.00 metros.

Con el objetivo de comparar los esfuerzos internos obtenidos con la capacidad estructural de cada pila analizada, se presentan desde la Tabla 6.7 a la Tabla 6.9 los factores de utilización a flexión (FU_M) y corte (FU_V) calculados. Las resistencias de las pilas de hormigón armado fueron determinadas según la norma ACI-318, definiéndose el factor de utilización como la razón entre la resistencia minorada y la solicitación.

Tabla 6.7 Factores de utilización a flexión y corte, Edificio Premio Nobel.

| Registro | Componente | ϕM_n (kN · m) | $ M _{m\acute{a}x}$ (kN · m) | FU_M | ϕV_n (kN · m) | $ V _{m\acute{a}x}$ (kN) | FU_V |
|--------------|------------|------------------------|---------------------------------|--------|------------------------|-----------------------------|--------|
| Las Tórtolas | E-W | 806 | 292.8 | 0.36 | 717 | 224.2 | 0.31 |
| | N-S | | 386.8 | 0.48 | | 252.0 | 0.35 |
| Rapel | E-W | | 328.8 | 0.41 | | 238.3 | 0.33 |
| | N-S | | 417.9 | 0.52 | | 276.4 | 0.39 |
| UTFSM | E-W | | 336.6 | 0.42 | | 262.6 | 0.37 |
| | N-S | | 358.0 | 0.44 | | 263.9 | 0.37 |

Tabla 6.8 Factores de utilización a flexión y corte, Edificio Green Park.

| Registro | Componente | ϕM_n (kN · m) | $ M _{m\acute{a}x}$ (kN · m) | FU_M | ϕV_n (kN · m) | $ V _{m\acute{a}x}$ (kN) | FU_V |
|--------------|------------|------------------------|---------------------------------|--------|------------------------|-----------------------------|--------|
| Las Tórtolas | E-W | 839 | 499.4 | 0.83 | 825 | 335.9 | 0.41 |
| | N-S | | 539.9 | 0.64 | | 322.0 | 0.39 |
| Rapel | E-W | | 524.9 | 0.63 | | 331.6 | 0.40 |
| | N-S | | 697.0 | 0.83 | | 418.1 | 0.51 |
| UTFSM | E-W | | 674.3 | 0.80 | | 431.0 | 0.52 |
| | N-S | | 710.9 | 0.85 | | 381.3 | 0.46 |

Tabla 6.9 Factores de utilización a flexión y corte, Edificio Macul.

| Registro | Componente | ϕM_n (kN · m) | $ M _{m\acute{a}x}$ (kN · m) | FU_M | ϕV_n (kN · m) | $ V _{m\acute{a}x}$ (kN) | FU_V |
|--------------|------------|------------------------|---------------------------------|--------|------------------------|-----------------------------|--------|
| Las Tórtolas | E-W | 556 | 508.6 | 0.91 | 666 | 455.0 | 0.68 |
| | N-S | | 396.6 | 0.71 | | 436.7 | 0.66 |

Los factores de utilización presentados anteriormente muestran que los diseños estructurales considerados son adecuados y permiten asegurar la integridad del sistema de entibación en condiciones sísmicas. Esto se condice con los buenos resultados observados en la práctica nacional frente a eventos sísmicos severos como los del Maule (2010) y Coquimbo (2015).

Por otra parte, como se detalla en el punto anterior, para Premio Nobel y Green Park, las distribuciones obtenidas del análisis dinámico muestran que el empuje decrece drásticamente para el tramo embebido de la pila, esto genera que el empuje que deba ser resistido principalmente por los anclajes, mientras que la cuña pasiva toma una menor carga. A partir de esta condición, se observa que los anclajes toman una carga significativamente superior a la considerada en el diseño mediante análisis de equilibrio límite.

Teniendo en cuenta lo anterior, se observa que para una parte de los casos analizados se supera el criterio normativo (NCh3206 Of.2010) que establece que la carga máxima en cada anclaje debe ser igual o inferior al 85% de su carga de fluencia. De todas formas, en todos los casos analizados se obtiene una carga máxima en el anclaje inferior a la carga de fluencia del perno, por lo que es esperable que las deformaciones sísmicas del sistema se mantengan en el rango de las presentadas en este estudio.

Otro factor influyente en los resultados obtenidos en términos de carga en anclajes y esfuerzos internos corresponde al nivel de deformación de las pilas. Particularmente, para el caso de la deformación por flexión indicada en la Figura 6.1.c es posible asociar un aumento en las magnitudes del momento, mientras que las deformaciones laterales inducen cargas en los anclajes por alargamiento de los elementos. Esta situación puede ser especialmente relevante en los casos analizados, debido a la utilización de pernos como anclajes, los cuales tienen una mayor rigidez axial con respecto a los anclajes materializados con cables.

7. Conclusiones y Recomendaciones

En el presente trabajo, se estudió el comportamiento sísmico de pilas de entibación ancladas construidas en los suelos finos del sector oriente de Santiago, asociados a conos de deyección. Se analizaron las deformaciones sísmicas, empujes de suelos, esfuerzos internos en pilas y cargas en anclajes, mediante el desarrollo de tres modelos de elementos finitos en el software Plaxis 3D. Los parámetros constitutivos para el modelamiento fueron calibrados en base al back-analysis de tres pilas instrumentadas con inclinómetro y celdas de carga para el caso estático. Las tres obras instrumentadas se encuentran en la comuna de Macul, donde se presentan los suelos en estudio.

De los resultados del back-analysis, es posible concluir, en primer lugar, que los parámetros utilizados permitieron describir adecuadamente el comportamiento estático de las entibaciones, obteniéndose diferencias menores a 1 mm en los desplazamientos con respecto al monitoreo. En cuanto a cargas en anclajes, existen mayores diferencias relacionadas con que se apreció un relevante efecto temporal en las mediciones con celdas de carga, comportamiento atribuible a relajación de tensiones que el modelo HS small no es capaz de describir.

Se considera que los parámetros del suelo utilizados para el modelamiento son válidos como una primera aproximación para el análisis numérico de estructuras de entibación en el sector en estudio. Sin embargo, debido a las características propias de este suelo, que presenta estratificaciones con propiedades heterogéneas entre sí, deben ser validados con otras metodologías, tales como ensayos de laboratorio, para su aplicación a otras zonas donde se encuentren suelos con el mismo origen.

Respecto a los parámetros estudiados mediante análisis dinámico, es posible concluir para cada uno de ellos lo siguiente:

- Registros sísmicos y respuesta en superficie:

A partir de los resultados de análisis de espectros de respuesta en campo libre, se espera que el comportamiento esperable para el sector en estudio frente a un sismo similar al del 27 de febrero de 2010 corresponda al dado por el registro de Las Tórtolas en sus dos componentes. Esto se explica por la ubicación geográfica de cada una de las tres estaciones, estando las estaciones Rapel y UTFSM más cerca del plano de falla asociado a sismos interplaca que la ciudad de Santiago. En comparación, la estación Las Tórtolas se encuentra a similar distancia del plano de falla que Santiago, en la misma zona sísmica según la NCh433.

- Deformaciones:

Se observó que los resultados obtenidos en términos de deformaciones horizontales post-sísmicas difieren de lo establecido en la norma NCh3206 Of.2010 para el cálculo del coeficiente sísmico reducido (k_h). Se deduce que no existe correlación entre las deformaciones post-sísmicas de diseño indicadas en dicha norma utilizadas para el diseño de las entibaciones analizadas con los resultados del análisis dinámico.

Estas diferencias son atribuidas a que el método de reducción del coeficiente sísmico en el que se basa dicho cuerpo normativo se fundamenta en un análisis de bloque rígido de Newmark. Este método fue pensado para el análisis de muros de contención gravitacionales que presentan modos de falla por deslizamiento, condición que contrasta con lo esperable en pantallas flexibles de entibación ancladas.

Pese a esta situación, se observó que las deformaciones sísmicas inducidas por la excavación entibada se mantienen dentro del límite de seguridad para la no generación de daño en estructuras vecinas. Considerando esto, se concluye que los diseños estudiados permiten asegurar la integridad de estructuras vecinas frente a solicitaciones sísmicas.

- Empujes:

Los empujes sísmicos totales resultantes del modelamiento dinámico en elementos finitos son menores a los que se obtienen del análisis de equilibrio límite utilizando el método de Mononobe-Okabe. Las distribuciones de empuje obtenidas del análisis dinámico no concuerdan con las distribuciones triangulares del método de Mononobe-Okabe ni con la distribución uniforme propuesta por la NCh3206 Of.2010. Adicionalmente, se concluye que las distribuciones de empuje obtenidas del análisis dinámico no están condicionadas por las utilizadas para el diseño de los anclajes.

Se propone el estudio de las distribuciones de empuje actuantes sobre pilas mediante el monitoreo con celdas de presión. Esta metodología tiene como limitante la baja probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico durante el monitoreo, sin embargo, permite establecer criterios a partir de los resultados del monitoreo estático.

- Esfuerzos internos en pilas:

El análisis de factor de utilización, comparando los esfuerzos internos solicitantes sobre las pilas de hormigón armado con sus respectivas resistencias, muestra que los diseños estructurales considerados son adecuados y permitan asegurar la integridad del sistema de entibación en condiciones sísmicas. Esto se condice con los buenos resultados observados en la práctica nacional frente a eventos sísmicos severos como los del Maule (2010) y Coquimbo (2015).

- Carga en Anclajes

Se observó que, para una parte de los casos analizados, la carga en los anclajes supera el criterio normativo establecido en la NCh3206 Of.2010 que establece que la carga máxima en cada anclaje debe ser igual o inferior al 85% de su carga de fluencia. Esta situación se puede atribuir a la redistribución de empujes observada y a cargas inducidas por deformaciones. De todas formas, las cargas obtenidas se mantienen bajo la carga última del anclaje, por lo que se puede asegurar la integridad del sistema de entibación.

Se propone aumentar los factores de seguridad utilizados para el diseño de anclajes en suelos como los estudiados en el presente Trabajo de Título, con el objetivo mantener las cargas dentro de los límites normativos para condiciones sísmicas.

Teniendo en cuenta los resultados anteriores, se debe hacer énfasis en que los análisis realizados se basan en modelos que son una representación matemática de la realidad. Todos los parámetros y condiciones de borde considerados para el modelamiento deben ser comparados con datos experimentales. Dentro de las propuestas para verificar los resultados obtenidos se puede mencionar:

- Realización de modelos físicos a escala. El efecto de sollicitación sísmica puede ser simulado por medio de ensayos de centrífuga o de mesa vibradora.

- Instrumentación extensiva de entibaciones. Con este método, aumenta la probabilidad de registrar un evento sísmico en una entibación instrumentada, y con ello se puede estudiar su comportamiento.

Si bien, se considera que la calibración de parámetros constitutivos mediante back-analysis de entibaciones instrumentadas es un método robusto, siempre debe considerar métodos alternativos que permitan establecer un rango de valores aproximado para los parámetros. Para el presente trabajo, se utilizaron valores referenciales provenientes de estudios previos realizados en sectores próximos al de las obras analizadas, los cuales consistieron en la realización de ensayos triaxiales, de placa de carga cíclicos, edométricos, de corte directo, entre otros. Sin embargo, es recomendable que el back-analysis sea respaldado por ensayos de laboratorio realizados en el mismo sitio de la obra. Dentro de los ensayos recomendables para este tipo de análisis, se pueden nombrar: triaxiales en compresión y extensión, en condición drenada; ensayos de corte cíclico, y ensayos de columna resonante.

Finalmente, se propone como investigación a futuro analizar el comportamiento de otros tipos de entibación que actualmente se están desarrollando en los suelos finos del sector oriente de Santiago, tales como muros Soil Nailing. También es posible estudiar el comportamiento sísmico de entibaciones para etapas intermedias de construcción, por ejemplo, antes del tensado de los anclajes; así como el comportamiento sísmico de entibaciones considerando singularidades tridimensionales, mediante el modelamiento de la geometría completa de la excavación.

8. Bibliografía

- Bard, E., Leon, R., & Anabalón, M. E. (2004). *Análisis dinámico de túneles en las Gravas de Santiago. Parte I: Análisis de la respuesta dinámica de las Gravas*. Santiago, Chile: V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
- Boldrini, S., & López, F. (2014). *Diseño e instrumentación en entibación mediante pilotes anclados en la Grava de Santiago*. Santiago, Chile: VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
- Boroschek, R. (2017). *Apuntes de Diseño Sísmico de Estructuras*. Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil, FCFM, Universidad de Chile.
- Boroschek, R., Yáñez, F., Bejarano, I., Molnar, S., & Torres, A. (2012). *Caracterización geotécnica estaciones de acelerógrafos de la Universidad de Chile*. Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil - IDIEM.
- Clough, W., & O'Rourke, T. (1990). Construction induced movements of insitu walls. *Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, 439-470.
- Elms, D. G., & Richards, R. (1979). Seismic design of gravity retaining walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 114-121.
- Federal Highway Administration. (1999). *Geotechnical Engineering Circular No. 4 - Ground Anchors and Anchored Systems*. Washington DC, EE.UU.: US Department of Transportation.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, Inc.
- Gorska, K., & Wyjadlowski, M. (2012). Analysis of displacement of excavation based on inclinometer measurements. *Studia Geotechnica et Mechanica*, XXXIV(4).
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2009). *NCh433 Of.1996 Modificada en 2009 - Diseño sísmico de edificios*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2010). *NCh3206 Of.2010: Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socalizados - Requisitos*. Chile.
- Jara, M., Villalobos, F., Corral, G., & Taiba, O. (2015). Análisis numérico de la respuesta sísmica de excavaciones sostenidas con muro Berlínés en arena. *Obras y Proyectos 17*, 69-77.
- Khanal, S. (2013). Backcalculation of Plate Loading Tests using PLAXIS 2D and the Hardening Soil Model. *Master Thesis*. Trondheim, Noruega: Norwegian University of Science and Technology.
- Leal, F., Pozo, J. C., & Solans, D. (2016). *Análisis comparativo entre mediciones de monitoreo geotécnico y modelación numérica para túnel interestación excavado en Suelos Finos de Santiago*. Valdivia, Chile: IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
- Leoni, A. J., & Skok, D. (s.f.). *Apunte de Empuje sobre Muros Rígidos*. La Plata, Argentina: Área de Geotecnia, Universidad Nacional de La Plata.

- Leyton, F., Sepulveda, S., Astroza, M., Rebolledo, S., Acevedo, P., Ruiz, S., . . . Foncea, C. (2011). Seismic zonation of the Santiago basin. *5th International Conference of Earthquake Geotechnical Engineering*. Santiago, Chile.
- Lucy Magaña Ingeniería Limitada. (2015). *Informe definitivo de Mecánica de Suelos - Edificio Los Clarines*. Santiago, Chile.
- Lucy Magaña Ingeniería Limitada. (2016). *Informe definitivo de Mecánica de Suelos - Edificio Premio Nobel*. Santiago, Chile.
- Luque, A., & Mahave, G. (1959). *Algunas propiedades Físicas y Mecánicas del Suelo Fino del Oriente de Santiago*. Santiago, Chile: Editorial Universidad Católica.
- M.P. Ingenieros. (2002). *Informe de Mecánica de Suelos - Línea Américo Vespucio - Puente Alto, Sector 3. Tramo Av. Ossa: P. Gales - Rotonda Grecia. Metro de Santiago*. Santiago, Chile.
- Mahar, L. J., & O'Neill, M. W. (1983). Geotechnical Characterization of Dessicated Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109, 56-71.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). *Decreto Supremo N°61*. Santiago, Chile.
- Navarro, H. (2015). Evaluación numérica del empuje de suelo sobre revestimientos en piques circulares considerando el efecto del método constructivo. *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*. Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil, FCFM, Universidad de Chile.
- Nigam, N. C., & Jennings, P. C. (Abril de 1969). Calculation of response spectra from strong-motion earthquake records. *Bulletin of Seismological Society of America*, 59, 909-922.
- Obrzud, R., & Truty, A. (2018). *The Hardening Soil Model - A practical Guidebook*. Z_Soil.PC 100701 report.
- Pardo, G., Sáez, E., & Ledezma, C. (2012). *Seismic response of a pile-supported excavation on Santiago gravel*. Lisboa, Portugal: 15 WCEE.
- Petrus Ingenieros. (2006). *Informe Geotécnico Consolidado - Exploraciones geotécnicas proyecto de expansión línea Maipú - Pudahuel - Lo Prado*. Santiago, Chile.
- Petrus Ingenieros S.A. (2011). *Informe N°3177-ING-1006/2011. Informe Consolidado de Mecánica de Suelos - Proyecto Línea 3 Metro de Santiago*. Santiago, Chile.
- Pilotes Terratest. (2003). *Ensayos de aptitud en anclajes postensados inyectados con post-inyección en arcilla - Estación Grecia*. Santiago, Chile.
- Pilotes Terratest. (2003). *Ensayos de aptitud en anclajes postensados inyectados con post-inyección en arcilla - Estación Los Orientales*. Santiago, Chile.
- PLAXIS. (s.f.). PLAXIS 2017 Material Models Manual.
- Poblete, M. (2004). *Arcilla Arenosa Aluvional del Sector Oriente de Santiago. Propiedades Geomecánicas*. Santiago, Chile: V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
- R & V Ingenieros. (2018). *Informe de mecánica de suelos N°19663-A - Edificio Avenida Macul*. Santiago, Chile.

- Rozic, M. (2012). Modelación e Instrumentación de las Pilas de Entibación del Proyecto Beauchef Poniente. *Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica*. Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil, FCFM, Universidad de Chile.
- Sáez, E., & Ledezma, C. (2012). Earthquake-induced pressures on discontinuous piling support on Santiago gravel. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 72-83.
- Salas, F. (2018). Monitoring and dynamic analysis of a discontinuous pile-supported deep excavation in Santiago Gravel. *Master of Science in Engineering Thesis*. Santiago, Chile: Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of PLAXIS*.
- Schweiger, H. (2007). *Modelling issues for numerical analysis of deep excavations*. Computational Geotechnics Group, Institute for Soil Mechanics und Foundation Engineering Graz University of Technology, Austria.
- Sfriso, A. (2004). *Caracterización de las Arcillas de Santiago de Chile*. Buenos Aires, Argentina.
- Suárez, J. (s.f.). *Deslizamientos - Análisis Geotécnico. Capítulo 12: Instrumentación y Monitoreo*. Bucaramanga, Colombia.
- The overseas coastal area development institute of Japan. (2009). *Technical standards and commentaries for Port and Harbour facilities in Japan - Chapter 3: Geotechnical Conditions*.
- Valenzuela, G. (1978). Suelo de fundación del gran Santiago. *Instituto de Investigaciones Geológicas*, Boletín N° 33.
- Vardanega, P. J., & Bolton, M. D. (2013). Stiffness of Clays and Silts: Normalizing Shear Modulus and Shear Strain. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 1575-1789.
- Varela, J. (1991). Geología del Cuaternario de la Depresión Central de Chile en la zona de la Cuenca de Santiago, Región Metropolitana, Chile. *VI Congreso Geológico de Chile*, 593-596.
- Vásquez, A. (2018). Análisis de singularidad en entibaciones de pilas discontinuas a partir de modelo de elementos finitos en la Grava de Santiago de Chile. *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*. Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil, FCFM, Universidad de Chile.
- Visone, C., Bilotta, E., & Santucci de Magistris, F. (2011). Remarks on site response analysis by using Plaxis dynamic module.

Anexo A Ensayos de Placa de Carga Horizontal Cíclicos utilizados para la calibración de parámetros (MP Ingenieros, 2002)

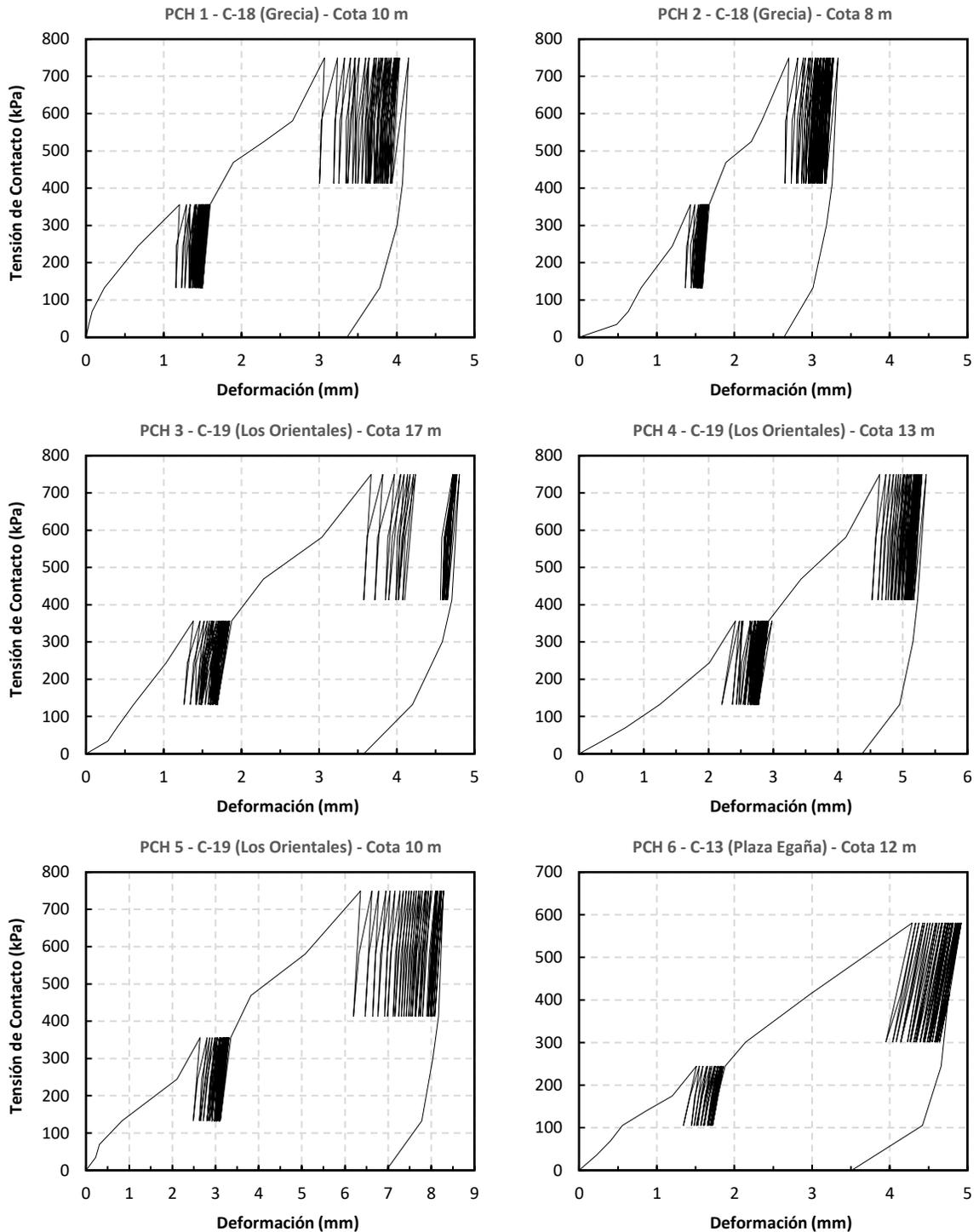


Figura A 1 Ensayos de placa de carga horizontal cíclicos N°1 a N°6, estaciones Grecia, Los Orientales y Plaza Egaña (MP Ingenieros, 2002).

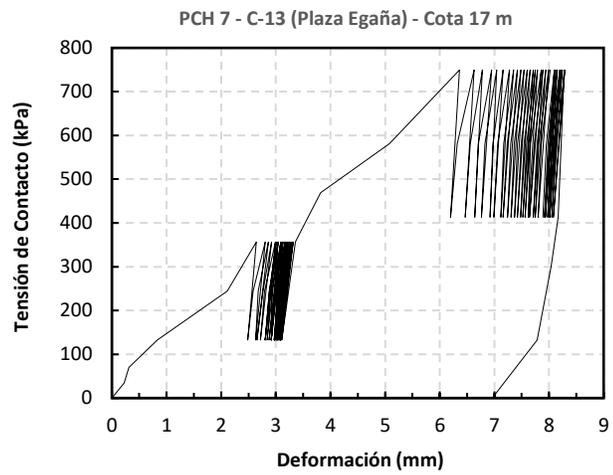


Figura A 2 Ensayo de placa de carga horizontal cíclico N°7, estación Plaza Egaña (MP Ingenieros, 2002).

Anexo B Registro de mediciones de inclinometría

Tabla B 1 Mediciones de inclinometría edificio Premio Nobel, mediciones 0 a 3.

| Z | MEDICIÓN 0 | | | | MEDICIÓN 1 | | | |
|-----|------------|------|------|------|------------|------|------|------|
| | A0 | B0 | A180 | B180 | A0 | B0 | A180 | B180 |
| 8.5 | 858 | 5 | -849 | -17 | 855 | -19 | -848 | -51 |
| 8.0 | 524 | -25 | -513 | 13 | 523 | -51 | -511 | -19 |
| 7.5 | -157 | 94 | 167 | -114 | -159 | 70 | 164 | -140 |
| 7.0 | -538 | 113 | 544 | -119 | -539 | 91 | 545 | -150 |
| 6.5 | 118 | -142 | -101 | 124 | 117 | -168 | -97 | 94 |
| 6.0 | -425 | 31 | 432 | -42 | -427 | 3 | 430 | -71 |
| 5.5 | -654 | -44 | 666 | 36 | -655 | -69 | 666 | 5 |
| 5.0 | -354 | -43 | 361 | 30 | -355 | -70 | 363 | 0 |
| 4.5 | -223 | -27 | 235 | 14 | -221 | -55 | 235 | -16 |
| 4.0 | -360 | 60 | 368 | -72 | -360 | 31 | 369 | -108 |
| 3.5 | -400 | 134 | 411 | -146 | -400 | 102 | 412 | -176 |
| 3.0 | -208 | 48 | 217 | -61 | -208 | 21 | 218 | -94 |
| 2.5 | -97 | -39 | 109 | 26 | -95 | -69 | 108 | 0 |
| 2.0 | -241 | 70 | 251 | -78 | -239 | 40 | 250 | -109 |
| 1.5 | -305 | 88 | 315 | -106 | -301 | 58 | 313 | -136 |
| 1.0 | -291 | 23 | 308 | -42 | -274 | 4 | 308 | -84 |
| 0.5 | -211 | -24 | 205 | -17 | -136 | 11 | 166 | -72 |
| Z | MEDICIÓN 2 | | | | MEDICIÓN 3 | | | |
| | A0 | B0 | A180 | B180 | A0 | B0 | A180 | B180 |
| 8.5 | 854 | -22 | -847 | -58 | 853 | -35 | -850 | -69 |
| 8.0 | 523 | -54 | -510 | -20 | 521 | -69 | -513 | -33 |
| 7.5 | -159 | 65 | 169 | -149 | -161 | 53 | 170 | -158 |
| 7.0 | -541 | 81 | 544 | -155 | -541 | 67 | 541 | -165 |
| 6.5 | 119 | -173 | -100 | 90 | 117 | -187 | -106 | 77 |
| 6.0 | -429 | 1 | 435 | -81 | -432 | -10 | 437 | -87 |
| 5.5 | -652 | -74 | 666 | -2 | -653 | -91 | 658 | -10 |
| 5.0 | -356 | -74 | 363 | -9 | -356 | -85 | 358 | -15 |
| 4.5 | -221 | -58 | 235 | -22 | -224 | -68 | 230 | -32 |
| 4.0 | -359 | 30 | 369 | -113 | -361 | 17 | 365 | -122 |
| 3.5 | -397 | 100 | 409 | -182 | -400 | 90 | 405 | -192 |
| 3.0 | -204 | 15 | 213 | -98 | -202 | 5 | 207 | -108 |
| 2.5 | -93 | -73 | 104 | -8 | -91 | -84 | 101 | -19 |
| 2.0 | -233 | 36 | 246 | -118 | -236 | 25 | 242 | -128 |
| 1.5 | -294 | 58 | 306 | -141 | -295 | 46 | 301 | -151 |
| 1.0 | -318 | 1 | 331 | -81 | -313 | -16 | 323 | -89 |
| 0.5 | -394 | -3 | 436 | -96 | -359 | -21 | 386 | -80 |

Tabla B 2 Mediciones de inclinometría edificio Premio Nobel, mediciones 4 y 5.

| Z | MEDICIÓN 4 | | | | MEDICIÓN 5 | | | |
|------------|-------------------|-----------|-------------|-------------|-------------------|-----------|-------------|-------------|
| | A0 | B0 | A180 | B180 | A0 | B0 | A180 | B180 |
| 8.5 | 851 | -19 | -850 | -46 | 868 | -29 | -865 | -59 |
| 8.0 | 516 | -48 | -512 | -11 | 535 | -55 | -530 | -23 |
| 7.5 | -169 | 73 | 171 | -136 | -148 | 59 | 156 | -149 |
| 7.0 | -542 | 91 | 541 | -145 | -523 | 80 | 530 | -162 |
| 6.5 | 116 | -170 | -107 | 97 | 131 | -185 | -115 | 80 |
| 6.0 | -438 | 8 | 443 | -68 | -421 | -7 | 425 | -84 |
| 5.5 | -654 | -72 | 659 | 10 | -641 | -86 | 652 | -3 |
| 5.0 | -357 | -68 | 360 | 5 | -347 | -82 | 352 | -11 |
| 4.5 | -225 | -47 | 232 | -9 | -215 | -68 | 228 | -25 |
| 4.0 | -363 | 37 | 366 | -99 | -355 | 18 | 364 | -114 |
| 3.5 | -404 | 113 | 408 | -170 | -392 | 97 | 401 | -187 |
| 3.0 | -206 | 26 | 210 | -89 | -196 | 9 | 203 | -103 |
| 2.5 | -96 | -63 | 103 | 0 | -87 | -79 | 97 | -13 |
| 2.0 | -239 | 46 | 245 | -109 | -227 | 28 | 240 | -120 |
| 1.5 | -299 | 65 | 303 | -132 | -290 | 49 | 299 | -145 |
| 1.0 | -323 | 7 | 331 | -72 | -307 | -7 | 318 | -87 |
| 0.5 | -378 | 12 | 399 | -74 | -360 | -15 | 367 | -99 |

Tabla B 3 Mediciones de inclinometría edificio Green Park, corregidas por Bias-shif, mediciones 0 y 1.

| Z | MEDICIÓN 0 | | | | MEDICIÓN 1 | | | |
|--------------|-------------------|-----------|-------------|-------------|-------------------|-----------|-------------|-------------|
| | A0 | B0 | A180 | B180 | A0 | B0 | A180 | B180 |
| 11.00 | -1709 | -1622 | 1715 | 1589 | -1707 | -1634 | 1710 | 1587 |
| 10.50 | -1597 | -1551 | 1600 | 1517 | -1601 | -1565 | 1598 | 1518 |
| 10.0 | -1355 | -1219 | 1363 | 1180 | -1362 | -1235 | 1363 | 1184 |
| 9.5 | -1025 | -699 | 1035 | 669 | -1031 | -715 | 1035 | 671 |
| 9.0 | -857 | -486 | 877 | 454 | -864 | -498 | 880 | 455 |
| 8.5 | -598 | -242 | 604 | 224 | -606 | -255 | 609 | 225 |
| 8.0 | -396 | 100 | 407 | -116 | -407 | 86 | 413 | -115 |
| 7.5 | -389 | 352 | 413 | -378 | -399 | 341 | 417 | -379 |
| 7.0 | -256 | 217 | 248 | -241 | -269 | 208 | 255 | -246 |
| 6.5 | 93 | -14 | -69 | 17 | 77 | -29 | -62 | 15 |
| 6.0 | 176 | 32 | -146 | -47 | 164 | 18 | -143 | -48 |
| 5.5 | 424 | 180 | -401 | -183 | 413 | 167 | -397 | -183 |
| 5.0 | 569 | 132 | -548 | -142 | 562 | 124 | -546 | -147 |
| 4.5 | 363 | -128 | -335 | 116 | 352 | -135 | -340 | 111 |
| 4.0 | 39 | -217 | -19 | 215 | 34 | -231 | -21 | 214 |
| 3.5 | 86 | -73 | -67 | 60 | 77 | -85 | -64 | 60 |
| 3.0 | 171 | -214 | -159 | 205 | 167 | -224 | -163 | 200 |
| 2.5 | 115 | -265 | -98 | 258 | 110 | -278 | -98 | 252 |
| 2.0 | -1 | 105 | 29 | -117 | -6 | 92 | 30 | -117 |
| 1.5 | -140 | 210 | 163 | -232 | -147 | 200 | 164 | -235 |
| 1.0 | -219 | 276 | 246 | -298 | -227 | 262 | 250 | -298 |
| 0.5 | -122 | 535 | 148 | -551 | -132 | 526 | 162 | -553 |

NOTA: PARA CORRECCIÓN DE BIAS SHIFT SE RESTÓ A LA COLUMNA A180 LOS SIGUIENTES VALORES:
MEDICIÓN 0: 4
MEDICIÓN 1: 27

Tabla B 4 Mediciones de inclinometría edificio Green Park, corregidas por Bias-shif, mediciones 2 y 3.

| Z | MEDICIÓN 2 | | | | MEDICIÓN 3 | | | |
|-------|------------|-------|------|------|------------|-------|------|------|
| | A0 | B0 | A180 | B180 | A0 | B0 | A180 | B180 |
| 11.00 | -1708 | -1648 | 1713 | 1590 | -1707 | -1651 | 1711 | 1593 |
| 10.50 | -1600 | -1576 | 1602 | 1519 | -1600 | -1579 | 1600 | 1521 |
| 10.0 | -1361 | -1246 | 1366 | 1186 | -1364 | -1251 | 1365 | 1187 |
| 9.5 | -1029 | -723 | 1036 | 673 | -1030 | -725 | 1035 | 673 |
| 9.0 | -865 | -508 | 883 | 456 | -865 | -508 | 882 | 456 |
| 8.5 | -610 | -264 | 618 | 225 | -611 | -268 | 616 | 224 |
| 8.0 | -411 | 78 | 419 | -112 | -411 | 77 | 416 | -112 |
| 7.5 | -406 | 334 | 425 | -377 | -404 | 332 | 422 | -377 |
| 7.0 | -276 | 202 | 262 | -245 | -279 | 207 | 260 | -245 |
| 6.5 | 73 | -37 | -55 | 15 | 72 | -35 | -58 | 16 |
| 6.0 | 158 | 8 | -136 | -46 | 157 | 10 | -139 | -45 |
| 5.5 | 410 | 159 | -392 | -180 | 408 | 157 | -394 | -181 |
| 5.0 | 559 | 114 | -545 | -143 | 559 | 117 | -546 | -145 |
| 4.5 | 352 | -146 | -337 | 115 | 353 | -145 | -340 | 114 |
| 4.0 | 33 | -239 | -23 | 218 | 34 | -239 | -23 | 216 |
| 3.5 | 80 | -92 | -64 | 64 | 77 | -92 | -64 | 63 |
| 3.0 | 166 | -235 | -161 | 202 | 166 | -230 | -163 | 202 |
| 2.5 | 109 | -289 | -98 | 261 | 110 | -289 | -98 | 261 |
| 2.0 | -7 | 84 | 27 | -112 | -8 | 83 | 29 | -113 |
| 1.5 | -150 | 192 | 168 | -232 | -151 | 191 | 168 | -231 |
| 1.0 | -231 | 251 | 251 | -292 | -232 | 251 | 250 | -294 |
| 0.5 | -133 | 521 | 169 | -544 | -127 | 534 | 166 | -545 |

NOTA: PARA CORRECCIÓN DE BIAS SHIFT SE RESTÓ A LA COLUMNA A180 LOS SIGUIENTES VALORES:
MEDICIÓN 2: 35
MEDICIÓN 3: 35

Tabla B 5 Mediciones de inclinometría edificio Green Park, corregidas por Bias-shif, medición 4.

| MEDICIÓN 4 | | | | |
|-------------------|-----------|-----------|-------------|-------------|
| Z | A0 | B0 | A180 | B180 |
| 11.00 | -1713 | -1630 | 1714 | 1591 |
| 10.50 | -1604 | -1557 | 1604 | 1518 |
| 10.0 | -1366 | -1225 | 1368 | 1181 |
| 9.5 | -1037 | -705 | 1046 | 666 |
| 9.0 | -870 | -490 | 885 | 452 |
| 8.5 | -613 | -245 | 619 | 220 |
| 8.0 | -412 | 97 | 420 | -120 |
| 7.5 | -403 | 351 | 421 | -380 |
| 7.0 | -274 | 223 | 258 | -246 |
| 6.5 | 77 | -17 | -63 | 12 |
| 6.0 | 162 | 28 | -142 | -50 |
| 5.5 | 413 | 177 | -398 | -186 |
| 5.0 | 562 | 131 | -548 | -146 |
| 4.5 | 354 | -129 | -336 | 111 |
| 4.0 | 35 | -222 | -24 | 214 |
| 3.5 | 83 | -79 | -67 | 60 |
| 3.0 | 168 | -218 | -164 | 202 |
| 2.5 | 111 | -271 | -101 | 256 |
| 2.0 | -9 | 102 | 29 | -118 |
| 1.5 | -152 | 204 | 169 | -232 |
| 1.0 | -234 | 268 | 256 | -295 |
| 0.5 | -140 | 537 | 169 | -549 |

NOTA: PARA CORRECCIÓN DE BIAS SHIFT SE RESTÓ A LA COLUMNA A180 LOS SIGUIENTES VALORES:
MEDICIÓN 5: 25

Tabla B 6 Mediciones de inclinometría edificio Macul, mediciones 0 y 1.

| Z | MEDICIÓN 0 | | | | MEDICIÓN 1 | | | |
|------|------------|-------|-------|-------|------------|-------|-------|-------|
| | A0 | B0 | A180 | B180+ | A0 | B0 | A180 | B180+ |
| 15.5 | 1311 | 146 | -1636 | -474 | 1313 | 132 | -1634 | -497 |
| 15.0 | 1410 | 207 | -1736 | -527 | 1413 | 191 | -1734 | -554 |
| 14.5 | 1348 | 205 | -1679 | -526 | 1356 | 189 | -1679 | -554 |
| 14.0 | 1046 | 179 | -1371 | -505 | 1053 | 170 | -1374 | -530 |
| 13.5 | 636 | 122 | -961 | -447 | 642 | 121 | -963 | -472 |
| 13.0 | 446 | 190 | -774 | -514 | 448 | 181 | -770 | -546 |
| 12.5 | 293 | 283 | -620 | -602 | 301 | 266 | -622 | -628 |
| 12.0 | -146 | 299 | -175 | -626 | -137 | 289 | -179 | -649 |
| 11.5 | -512 | 299 | 188 | -630 | -503 | 289 | 187 | -641 |
| 11.0 | -703 | 316 | 378 | -644 | -700 | 307 | 378 | -661 |
| 10.5 | -782 | 265 | 458 | -601 | -780 | 263 | 460 | -623 |
| 10.0 | -673 | 52 | 348 | -389 | -671 | 51 | 350 | -415 |
| 9.5 | -408 | 27 | 92 | -361 | -407 | 16 | 94 | -376 |
| 9.0 | -394 | 375 | 75 | -720 | -392 | 364 | 76 | -727 |
| 8.5 | -557 | 605 | 228 | -932 | -553 | 592 | 229 | -952 |
| 8.0 | -733 | 317 | 400 | -644 | -731 | 305 | 402 | -670 |
| 7.5 | -864 | -234 | 540 | -101 | -859 | -240 | 541 | -123 |
| 7.0 | -865 | -1043 | 541 | 710 | -864 | -1047 | 543 | 680 |
| 6.5 | -843 | -1663 | 525 | 1332 | -840 | -1675 | 526 | 1310 |
| 6.0 | -808 | -1866 | 487 | 1533 | -801 | -1876 | 485 | 1513 |
| 5.5 | -800 | -1961 | 478 | 1631 | -797 | -1971 | 474 | 1609 |
| 5.0 | -786 | -2027 | 464 | 1698 | -782 | -2038 | 459 | 1677 |
| 4.5 | -818 | -2030 | 494 | 1696 | -810 | -2042 | 490 | 1677 |
| 4.0 | -730 | -1818 | 396 | 1487 | -723 | -1832 | 393 | 1476 |
| 3.5 | -611 | -1585 | 281 | 1256 | -599 | -1598 | 274 | 1239 |
| 3.0 | -636 | -1406 | 306 | 1079 | -625 | -1419 | 296 | 1063 |
| 2.5 | -672 | -1220 | 344 | 888 | -660 | -1231 | 335 | 875 |
| 2.0 | -720 | -1043 | 396 | 718 | -709 | -1057 | 386 | 703 |
| 1.5 | -742 | -912 | 420 | 583 | -730 | -928 | 412 | 569 |
| 1.0 | -761 | -928 | 435 | 593 | -746 | -936 | 427 | 574 |

Tabla B 7 Mediciones de inclinometría edificio Macul, mediciones 2 y 3.

| Z | MEDICIÓN 2 | | | | MEDICIÓN 3 | | | |
|-------------|-------------------|-----------|-------------|--------------|-------------------|-----------|-------------|--------------|
| | A0 | B0 | A180 | B180+ | A0 | B0 | A180 | B180+ |
| 15.5 | -455 | 1280 | 120 | -1666 | 1308 | 119 | -1639 | -492 |
| 15.0 | -514 | 1383 | 180 | -1758 | 1409 | 181 | -1737 | -549 |
| 14.5 | -520 | 1320 | 180 | -1695 | 1350 | 177 | -1678 | -550 |
| 14.0 | -506 | 1013 | 160 | -1388 | 1041 | 162 | -1372 | -526 |
| 13.5 | -450 | 602 | 113 | -979 | 629 | 102 | -961 | -472 |
| 13.0 | -503 | 414 | 165 | -796 | 444 | 174 | -773 | -538 |
| 12.5 | -605 | 261 | 268 | -643 | 287 | 257 | -621 | -632 |
| 12.0 | -634 | -183 | 300 | -196 | -161 | 282 | -177 | -647 |
| 11.5 | -634 | -555 | 300 | 167 | -515 | 273 | 187 | -644 |
| 11.0 | -652 | -737 | 320 | 355 | -705 | 291 | 378 | -665 |
| 10.5 | -607 | -811 | 276 | 430 | -783 | 245 | 458 | -623 |
| 10.0 | -408 | -689 | 76 | 318 | -675 | 38 | 348 | -411 |
| 9.5 | -361 | -443 | 27 | 55 | -410 | 5 | 88 | -376 |
| 9.0 | -718 | -442 | 382 | 59 | -399 | 360 | 77 | -740 |
| 8.5 | -947 | -598 | 608 | 209 | -559 | 579 | 228 | -951 |
| 8.0 | -660 | -769 | 332 | 379 | -735 | 285 | 401 | -661 |
| 7.5 | -114 | -886 | -221 | 506 | -865 | -257 | 535 | -116 |
| 7.0 | 714 | -887 | -1041 | 505 | -864 | -1066 | 535 | 692 |
| 6.5 | 1320 | -864 | -1655 | 476 | -846 | -1687 | 524 | 1310 |
| 6.0 | 1520 | -818 | -1854 | 438 | -809 | -1885 | 484 | 1510 |
| 5.5 | 1615 | -816 | -1951 | 437 | -804 | -1981 | 475 | 1608 |
| 5.0 | 1682 | -789 | -2019 | 415 | -788 | -2046 | 460 | 1675 |
| 4.5 | 1687 | -817 | -2024 | 443 | -820 | -2050 | 491 | 1677 |
| 4.0 | 1470 | -739 | -1805 | 349 | -732 | -1841 | 389 | 1471 |
| 3.5 | 1248 | -611 | -1587 | 235 | -608 | -1607 | 269 | 1239 |
| 3.0 | 1068 | -639 | -1405 | 261 | -627 | -1428 | 291 | 1055 |
| 2.5 | 884 | -677 | -1219 | 301 | -663 | -1242 | 328 | 867 |
| 2.0 | 710 | -730 | -1044 | 352 | -708 | -1067 | 375 | 696 |
| 1.5 | 574 | -750 | -910 | 376 | -727 | -932 | 399 | 567 |
| 1.0 | 589 | -763 | -924 | 390 | -740 | -941 | 410 | 566 |

Tabla B 8 Mediciones de inclinometría edificio Macul, mediciones 4 y 5.

| Z | MEDICIÓN 4 | | | | MEDICIÓN 5 | | | |
|------|------------|-------|-------|-------|------------|-------|-------|-------|
| | A0 | B0 | A180 | B180+ | A0 | B0 | A180 | B180+ |
| 15.5 | 1308 | 135 | -1640 | -480 | 1296 | 130 | -1652 | -483 |
| 15.0 | 1412 | 196 | -1740 | -539 | 1399 | 189 | -1754 | -542 |
| 14.5 | 1349 | 197 | -1683 | -538 | 1341 | 189 | -1692 | -538 |
| 14.0 | 1047 | 172 | -1370 | -517 | 1022 | 165 | -1386 | -519 |
| 13.5 | 632 | 119 | -965 | -465 | 623 | 110 | -975 | -464 |
| 13.0 | 446 | 187 | -774 | -537 | 435 | 179 | -786 | -539 |
| 12.5 | 295 | 271 | -625 | -623 | 282 | 263 | -634 | -624 |
| 12.0 | -146 | 295 | -182 | -648 | -157 | 287 | -189 | -643 |
| 11.5 | -513 | 295 | 184 | -642 | -527 | 289 | 176 | -642 |
| 11.0 | -703 | 307 | 374 | -656 | -716 | 305 | 365 | -662 |
| 10.5 | -782 | 258 | 453 | -615 | -795 | 248 | 443 | -613 |
| 10.0 | -675 | 51 | 343 | -406 | -687 | 41 | 335 | -406 |
| 9.5 | -409 | 18 | 84 | -373 | -422 | 14 | 73 | -376 |
| 9.0 | -399 | 374 | 76 | -743 | -411 | 365 | 62 | -736 |
| 8.5 | -556 | 592 | 222 | -943 | -570 | 586 | 208 | -945 |
| 8.0 | -733 | 300 | 399 | -650 | -740 | 299 | 381 | -656 |
| 7.5 | -865 | -237 | 532 | -108 | -870 | -250 | 514 | -110 |
| 7.0 | -862 | -1045 | 533 | 701 | -867 | -1103 | 512 | 704 |
| 6.5 | -844 | -1672 | 519 | 1328 | -852 | -1679 | 505 | 1315 |
| 6.0 | -805 | -1871 | 482 | 1520 | -817 | -1877 | 470 | 1520 |
| 5.5 | -800 | -1967 | 472 | 1616 | -813 | -1972 | 464 | 1611 |
| 5.0 | -787 | -2034 | 458 | 1683 | -802 | -2040 | 449 | 1681 |
| 4.5 | -818 | -2037 | 496 | 1686 | -838 | -2042 | 481 | 1682 |
| 4.0 | -729 | -1824 | 385 | 1473 | -745 | -1830 | 379 | 1474 |
| 3.5 | -606 | -1593 | 267 | 1242 | -623 | -1600 | 262 | 1240 |
| 3.0 | -623 | -1414 | 290 | 1065 | -641 | -1419 | 282 | 1060 |
| 2.5 | -659 | -1226 | 325 | 877 | -675 | -1233 | 315 | 874 |
| 2.0 | -706 | -1053 | 373 | 705 | -721 | -1060 | 363 | 701 |
| 1.5 | -723 | -923 | 396 | 575 | -741 | -929 | 389 | 566 |
| 1.0 | -741 | -933 | 404 | 584 | -754 | -940 | 403 | 581 |

Tabla B 9 Mediciones de inclinometría edificio Macul, mediciones 6 y 7.

| Z | MEDICIÓN 6 | | | | MEDICIÓN 7 | | | |
|------|------------|-------|-------|-------|------------|-------|-------|-------|
| | A0 | B0 | A180 | B180+ | A0 | B0 | A180 | B180+ |
| 15.5 | 1297 | 133 | -1640 | -478 | 1299 | 119 | -1655 | -497 |
| 15.0 | 1401 | 195 | -1740 | -538 | 1400 | 182 | -1753 | -555 |
| 14.5 | 1342 | 195 | -1688 | -532 | 1343 | 176 | -1699 | -553 |
| 14.0 | 1037 | 173 | -1379 | -513 | 1040 | 154 | -1392 | -533 |
| 13.5 | 622 | 112 | -969 | -459 | 628 | 94 | -983 | -478 |
| 13.0 | 437 | 180 | -774 | -533 | 436 | 165 | -789 | -551 |
| 12.5 | 280 | 268 | -626 | -614 | 285 | 251 | -641 | -635 |
| 12.0 | -147 | 292 | -182 | -640 | -156 | 272 | -193 | -658 |
| 11.5 | -527 | 297 | 183 | -637 | -524 | 274 | 174 | -657 |
| 11.0 | -714 | 308 | 375 | -655 | -715 | 289 | 363 | -676 |
| 10.5 | -795 | 252 | 452 | -613 | -795 | 238 | 441 | -632 |
| 10.0 | -683 | 44 | 343 | -398 | -689 | 29 | 334 | -422 |
| 9.5 | -414 | 21 | 80 | -371 | -425 | 0 | 64 | -402 |
| 9.0 | -401 | 366 | 66 | -726 | -406 | 347 | 56 | -751 |
| 8.5 | -560 | 599 | 212 | -940 | -569 | 583 | 204 | -957 |
| 8.0 | -732 | 306 | 387 | -653 | -737 | 285 | 379 | -663 |
| 7.5 | -872 | -256 | 525 | -103 | -872 | -275 | 513 | -130 |
| 7.0 | -870 | -1047 | 525 | 700 | -874 | -1060 | 515 | 676 |
| 6.5 | -855 | -1674 | 517 | 1326 | -857 | -1686 | 507 | 1310 |
| 6.0 | -820 | -1868 | 482 | 1524 | -822 | -1889 | 472 | 1502 |
| 5.5 | -816 | -1965 | 478 | 1617 | -820 | -1984 | 466 | 1595 |
| 5.0 | -802 | -2032 | 464 | 1684 | -806 | -2052 | 452 | 1663 |
| 4.5 | -837 | -2037 | 493 | 1690 | -837 | -2056 | 482 | 1667 |
| 4.0 | -747 | -1828 | 397 | 1480 | -750 | -1846 | 385 | 1457 |
| 3.5 | -623 | -1595 | 274 | 1247 | -625 | -1614 | 262 | 1224 |
| 3.0 | -641 | -1418 | 294 | 1072 | -642 | -1440 | 283 | 1047 |
| 2.5 | -677 | -1228 | 327 | 880 | -675 | -1251 | 316 | 859 |
| 2.0 | -722 | -1057 | 375 | 712 | -719 | -1076 | 362 | 686 |
| 1.5 | -737 | -922 | 398 | 577 | -737 | -944 | 382 | 550 |
| 1.0 | -750 | -939 | 410 | 585 | -750 | -955 | 395 | 562 |

Tabla B 10 Mediciones de inclinometría edificio Macul, medición 8.

| MEDICIÓN 8 | | | | |
|-------------------|-----------|-----------|-------------|--------------|
| Z | A0 | B0 | A180 | B180+ |
| 15.5 | 1312 | 124 | -1650 | -490 |
| 15.0 | 1413 | 185 | -1746 | -550 |
| 14.5 | 1352 | 179 | -1685 | -547 |
| 14.0 | 1051 | 155 | -1382 | -527 |
| 13.5 | 641 | 102 | -974 | -471 |
| 13.0 | 448 | 169 | -781 | -540 |
| 12.5 | 297 | 255 | -632 | -631 |
| 12.0 | -154 | 276 | -189 | -650 |
| 11.5 | -512 | 276 | 181 | -655 |
| 11.0 | -704 | 293 | 367 | -675 |
| 10.5 | -778 | 242 | 446 | -630 |
| 10.0 | -666 | 31 | 340 | -417 |
| 9.5 | -405 | 5 | 77 | -390 |
| 9.0 | -390 | 357 | 62 | -745 |
| 8.5 | -551 | 586 | 214 | -958 |
| 8.0 | -723 | 296 | 383 | -675 |
| 7.5 | -857 | -244 | 523 | -125 |
| 7.0 | -860 | -1047 | 523 | 687 |
| 6.5 | -847 | -1680 | 516 | 1306 |
| 6.0 | -810 | -1880 | 484 | 1506 |
| 5.5 | -807 | -1975 | 480 | 1602 |
| 5.0 | -794 | -2047 | 463 | 1666 |
| 4.5 | -824 | -2048 | 495 | 1680 |
| 4.0 | -738 | -1840 | 388 | 1455 |
| 3.5 | -611 | -1607 | 271 | 1231 |
| 3.0 | -627 | -1432 | 290 | 1050 |
| 2.5 | -661 | -1244 | 323 | 865 |
| 2.0 | -707 | -1072 | 368 | 689 |
| 1.5 | -722 | -935 | 391 | 559 |
| 1.0 | -733 | -949 | 401 | 570 |

Anexo C Evolución de deformaciones en el tiempo de registro sísmico

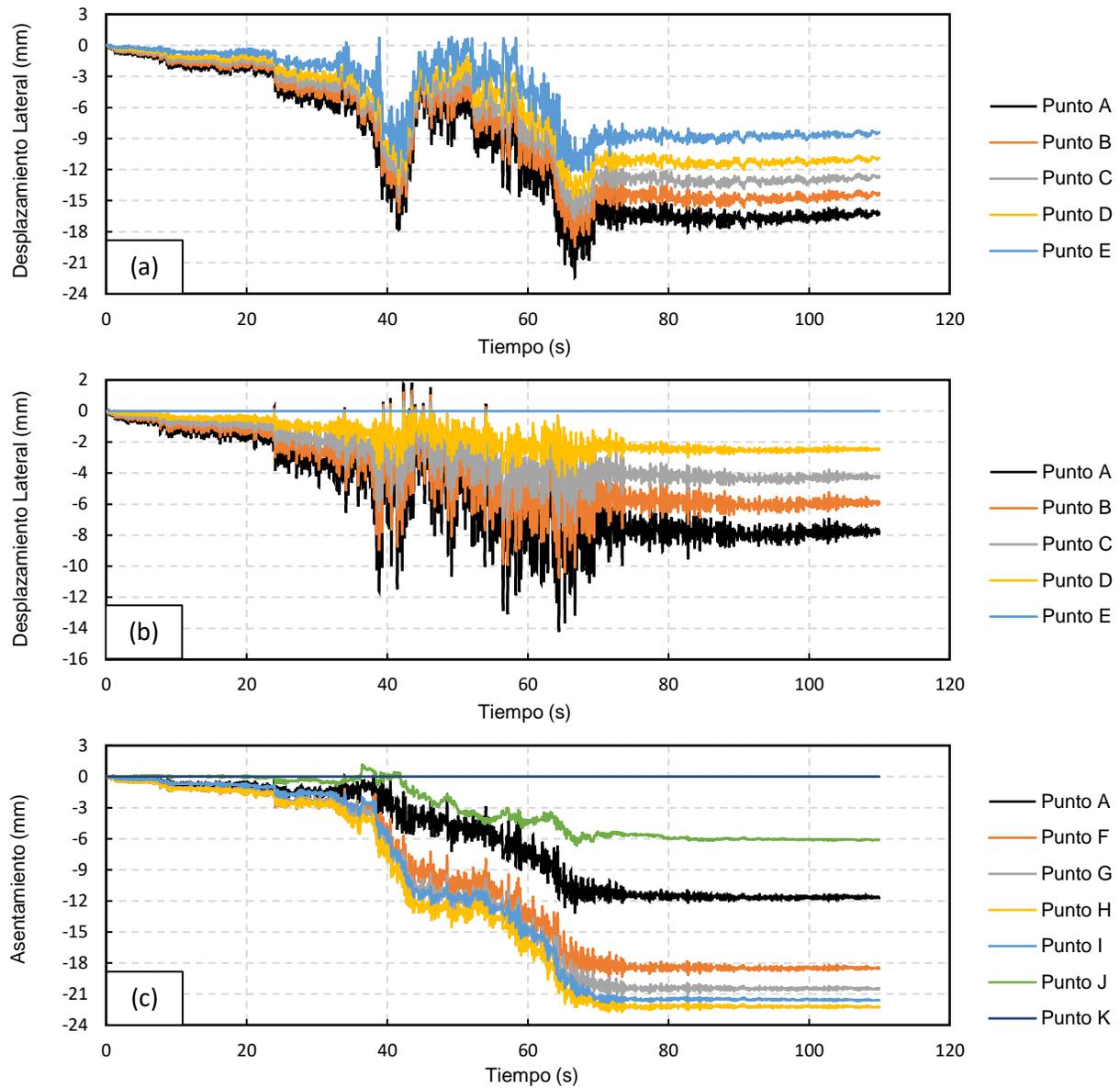


Figura C 1 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Premio Nobel, registro Las Tórtolas sentido Este - Oeste. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

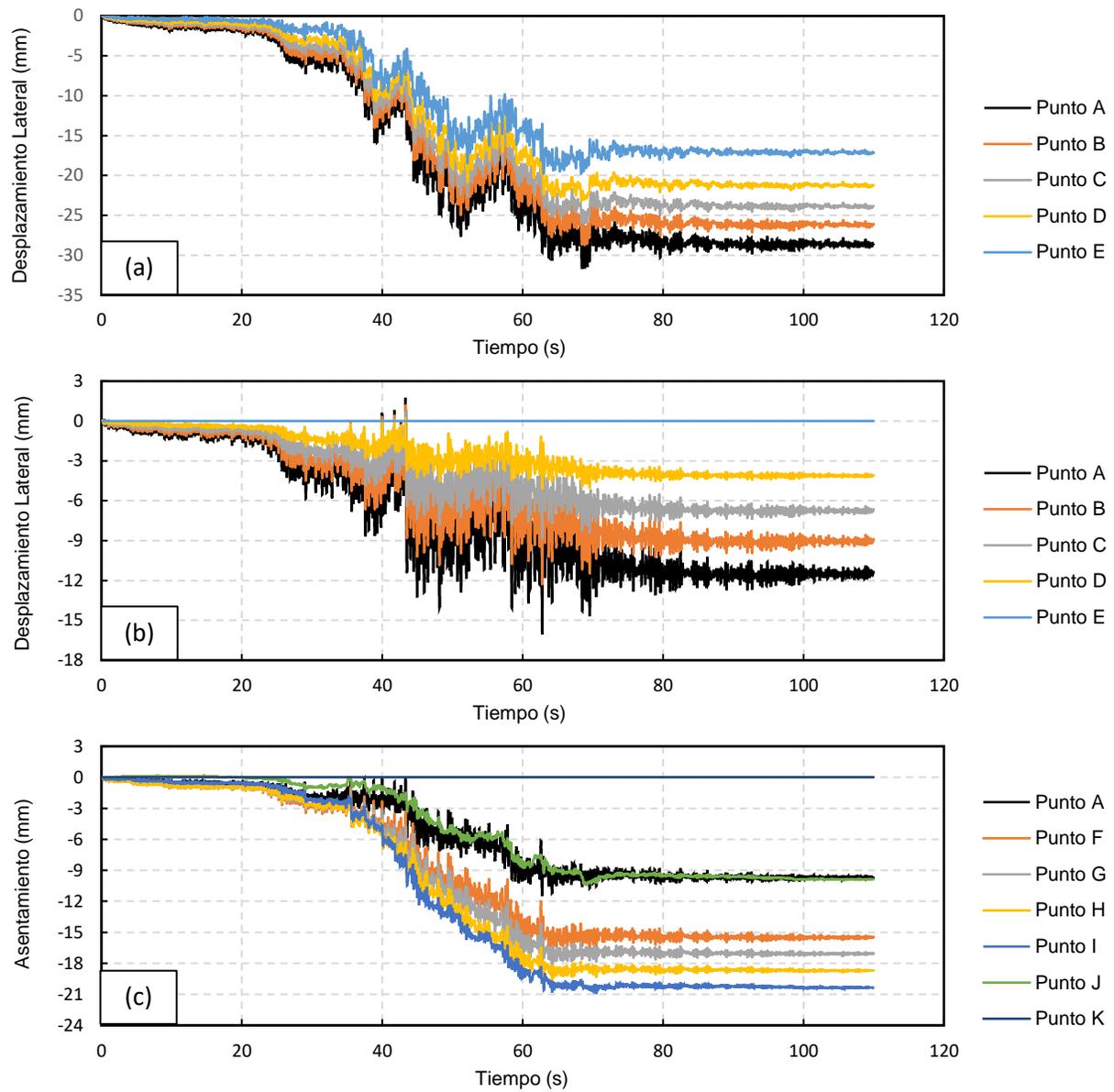


Figura C 2 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Premio Nobel, registro Las Tórtolas sentido Norte - Sur. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

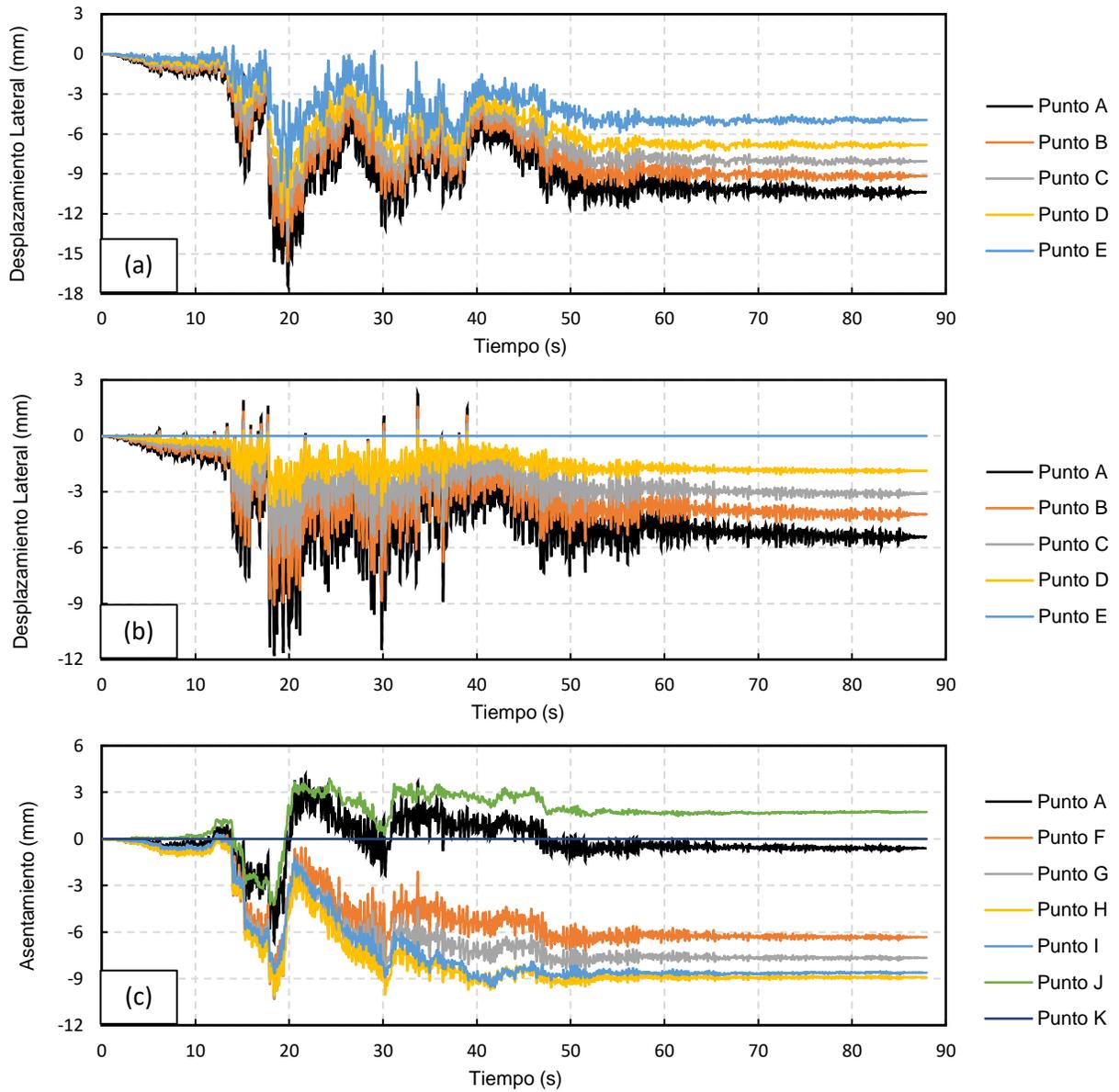


Figura C 3 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Premio Nobel, registro Rapel sentido Este - Oeste. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

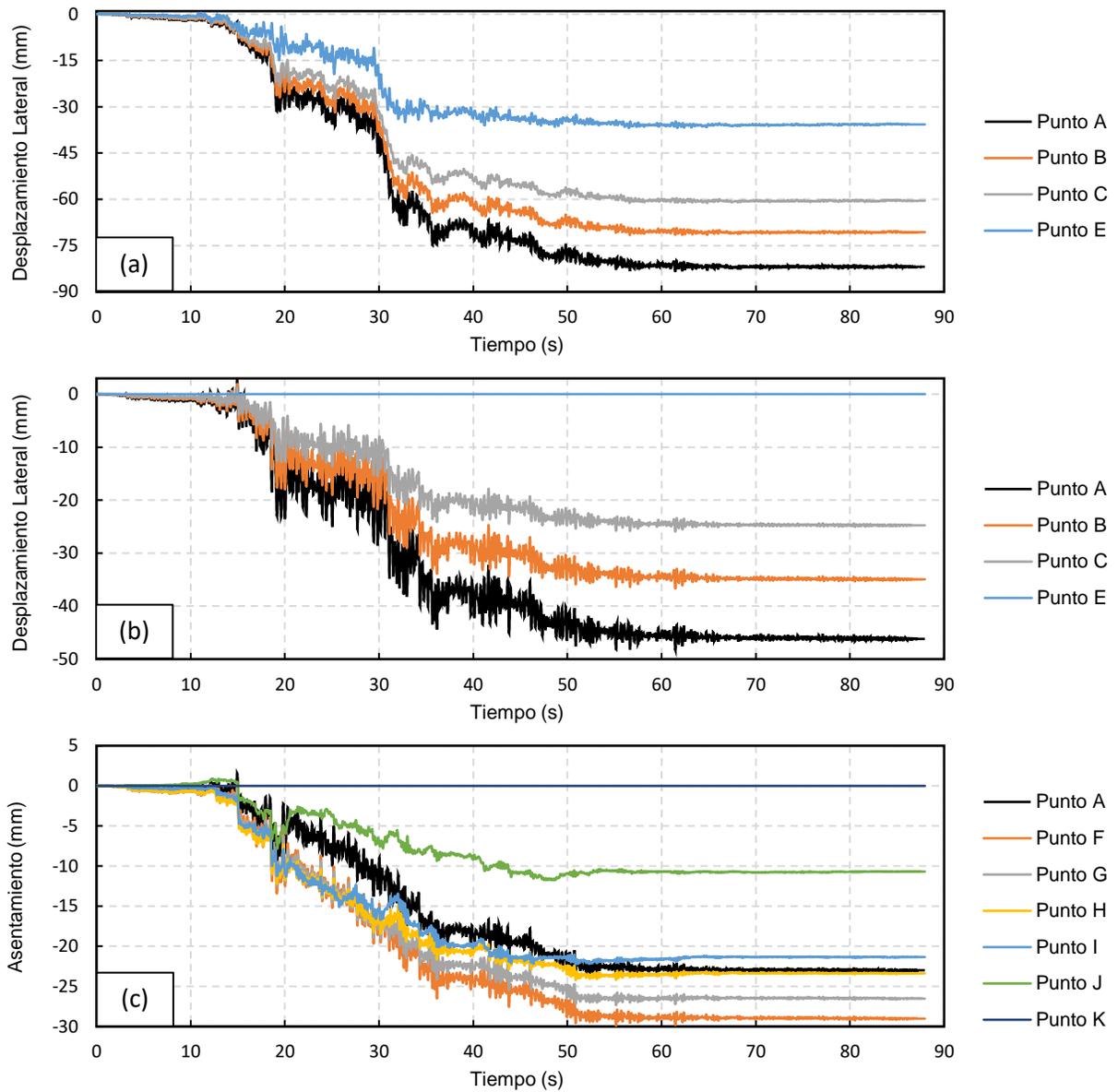


Figura C 4 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Premio Nobel, registro Rapel sentido Norte - Sur. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

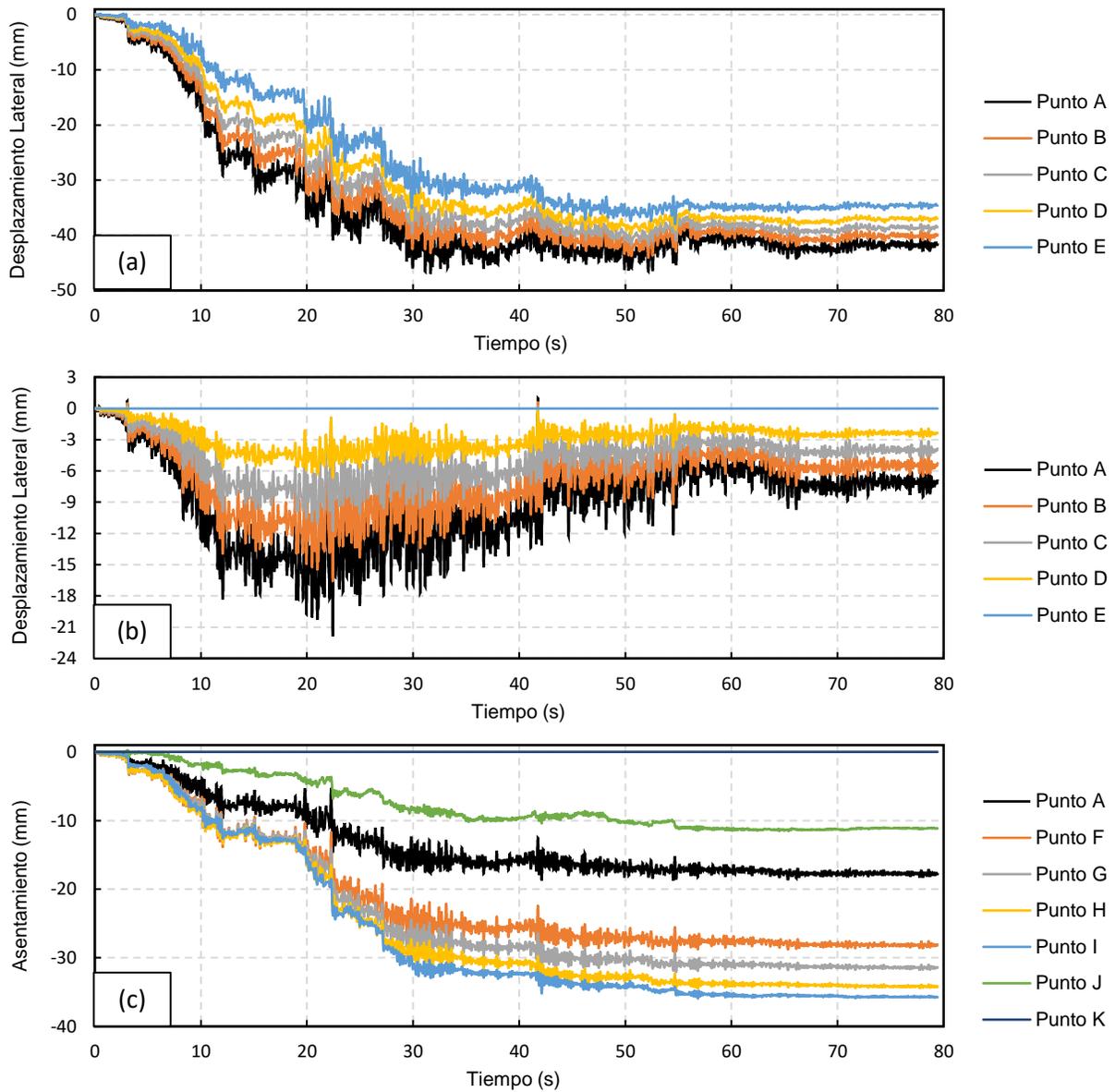


Figura C 5 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Premio Nobel, registro UTFSM sentido Este - Oeste. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

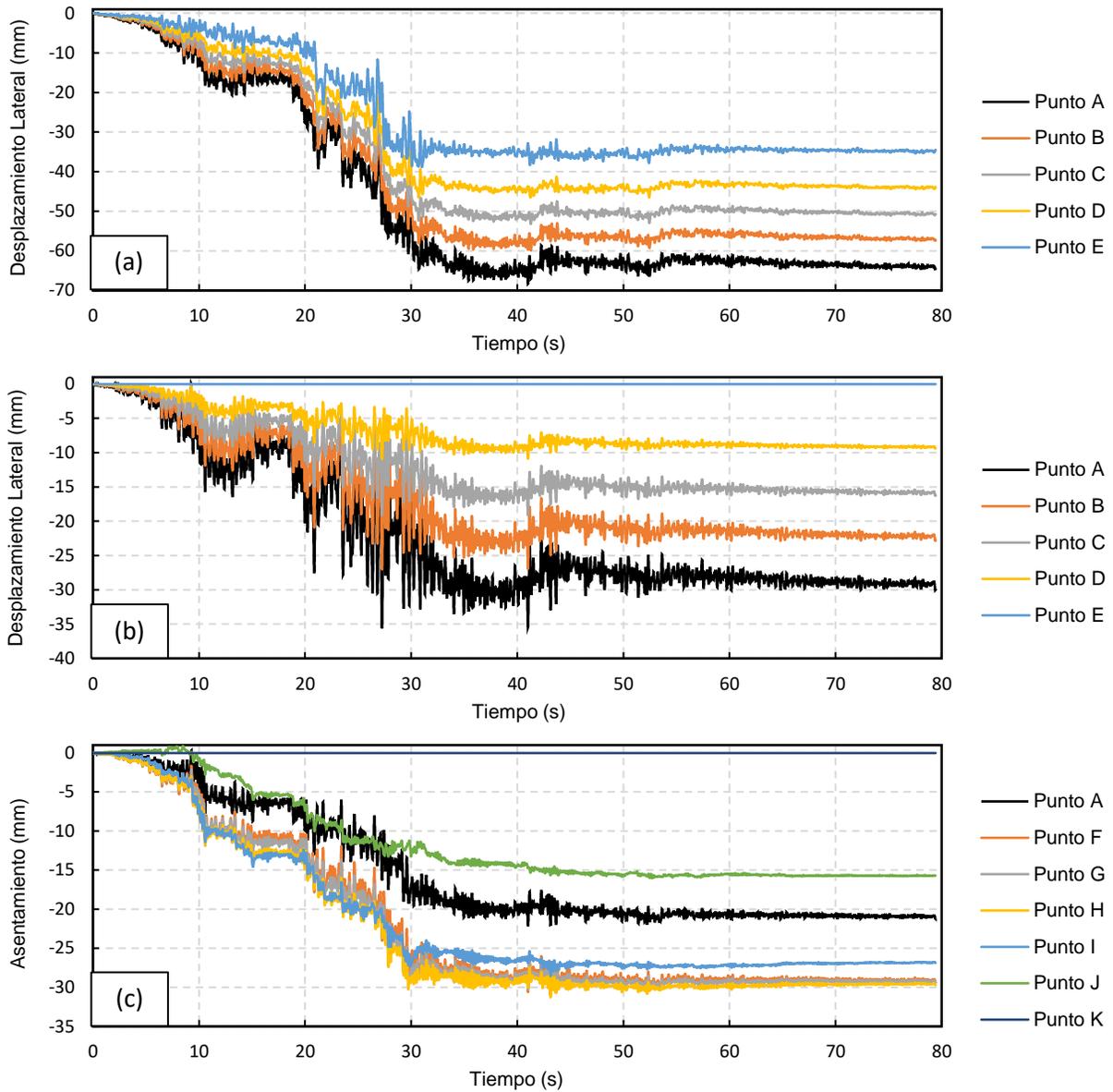


Figura C 6 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Premio Nobel, registro UTFSM sentido Norte - Sur. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

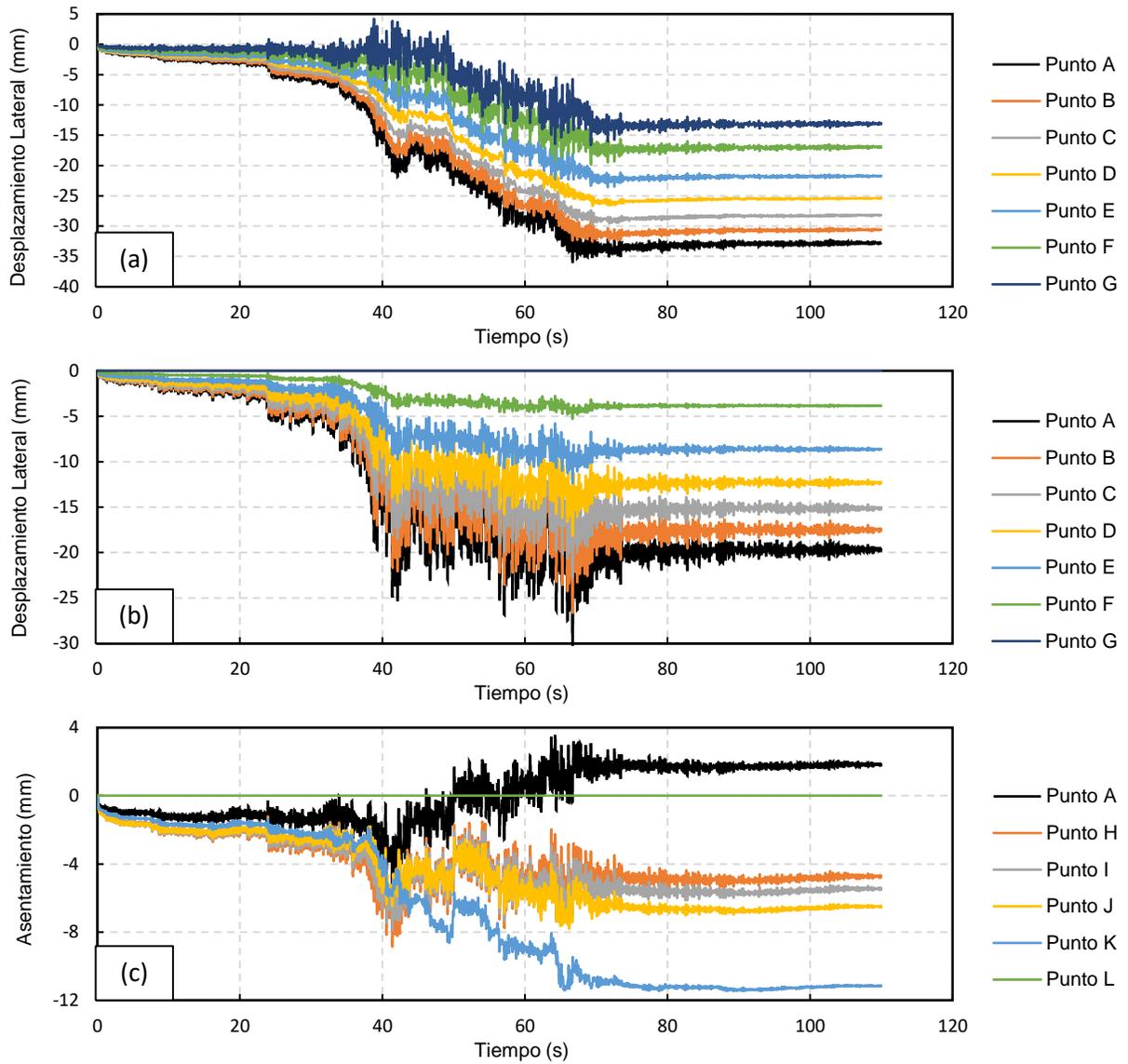


Figura C 7 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Green Park, registro Las Tórtolas sentido Este - Oeste. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

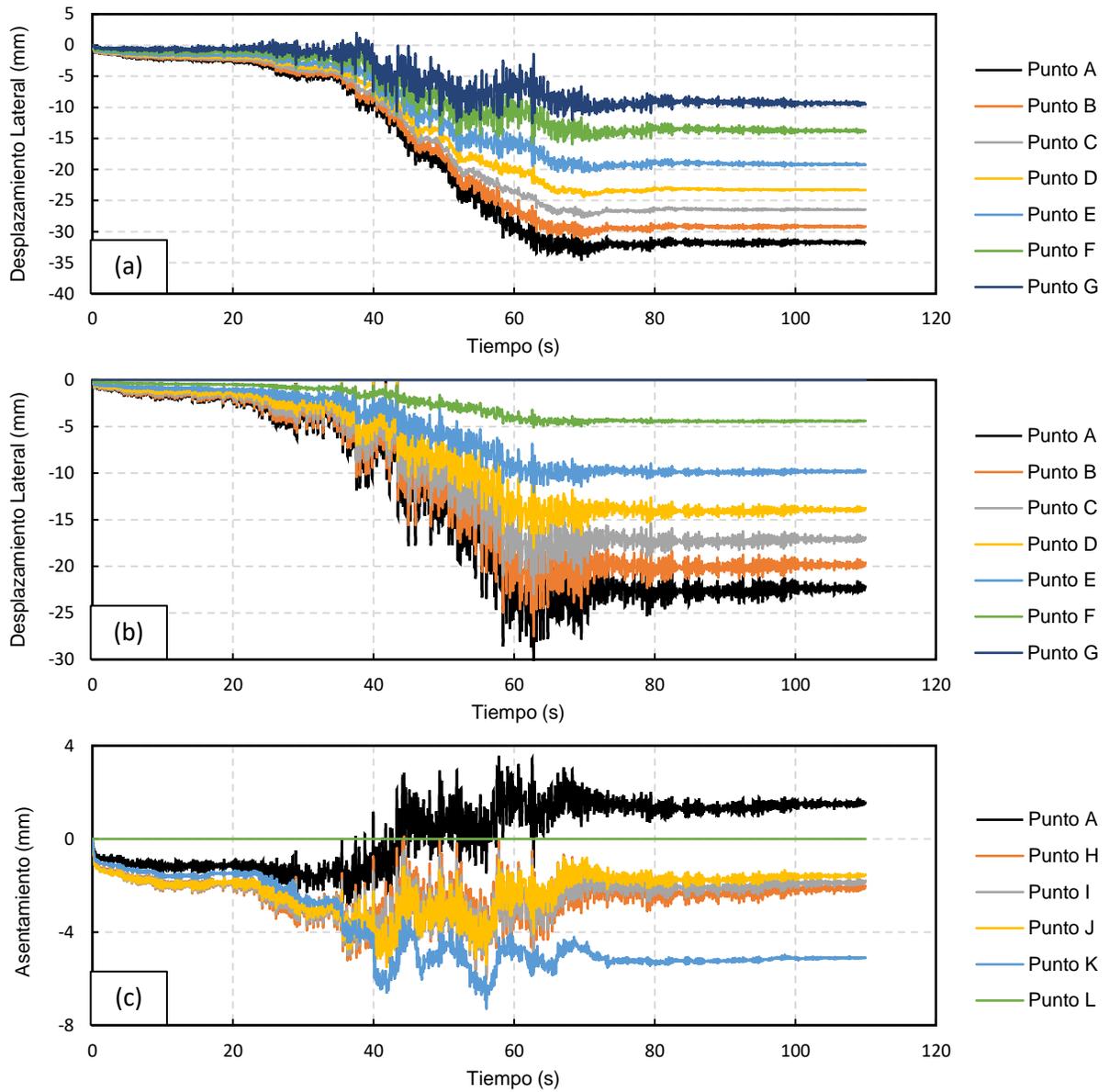


Figura C 8 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Green Park, registro Las Tórtolas sentido Norte - Sur. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

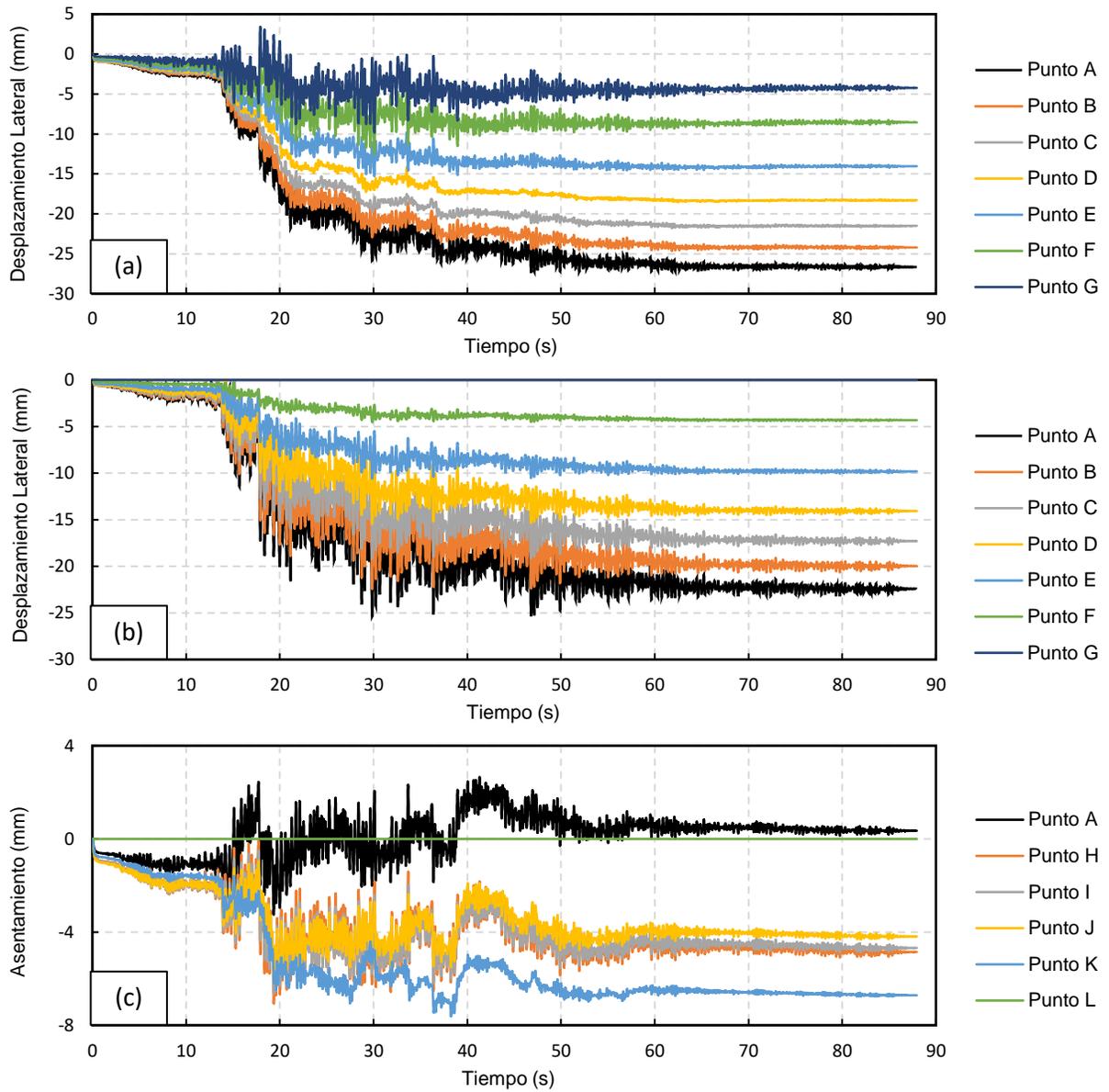


Figura C 9 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Green Park, registro Rapel sentido Este - Oeste. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

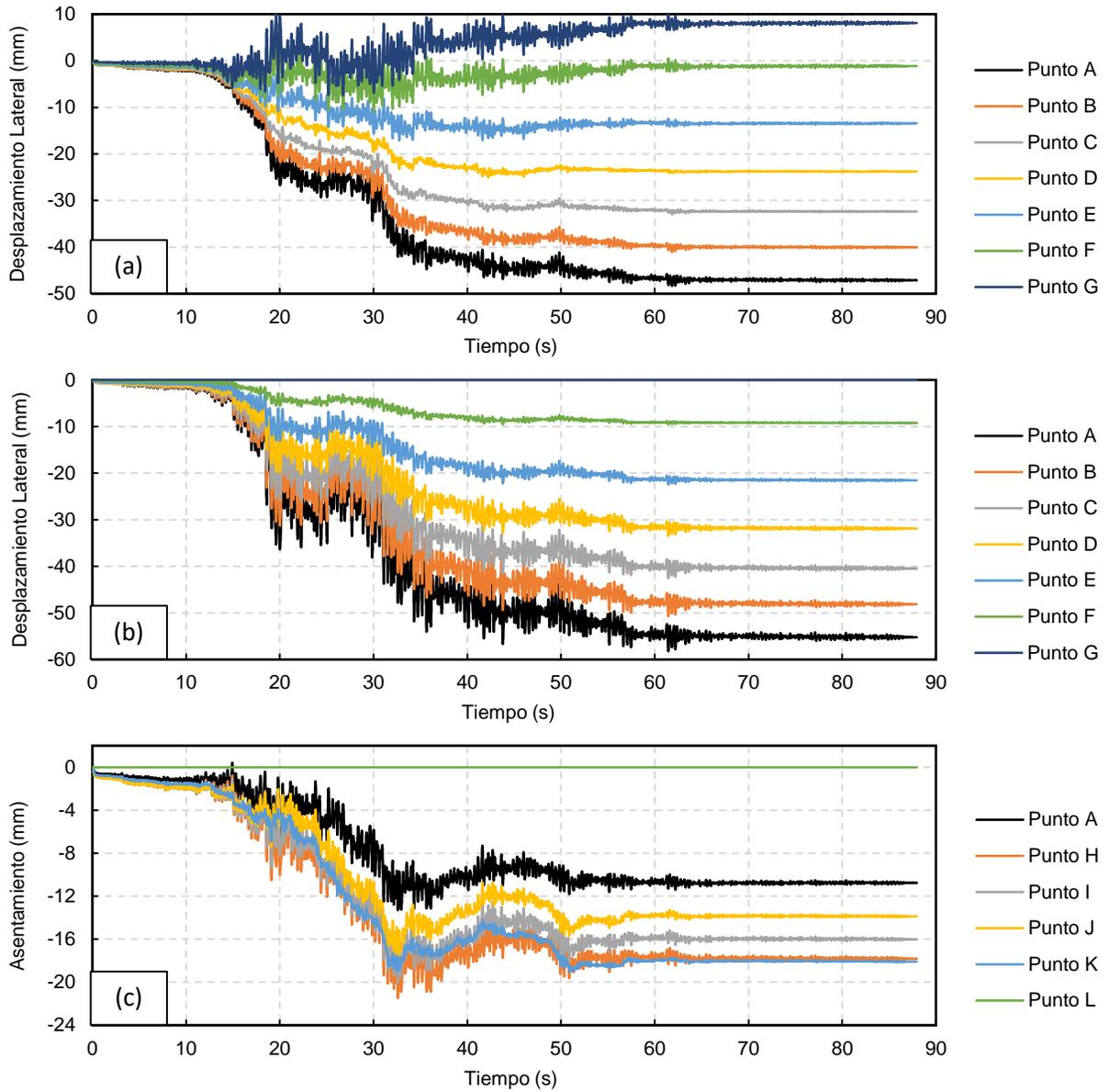


Figura C 10 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Green Park, registro Rapel sentido Norte - Sur. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

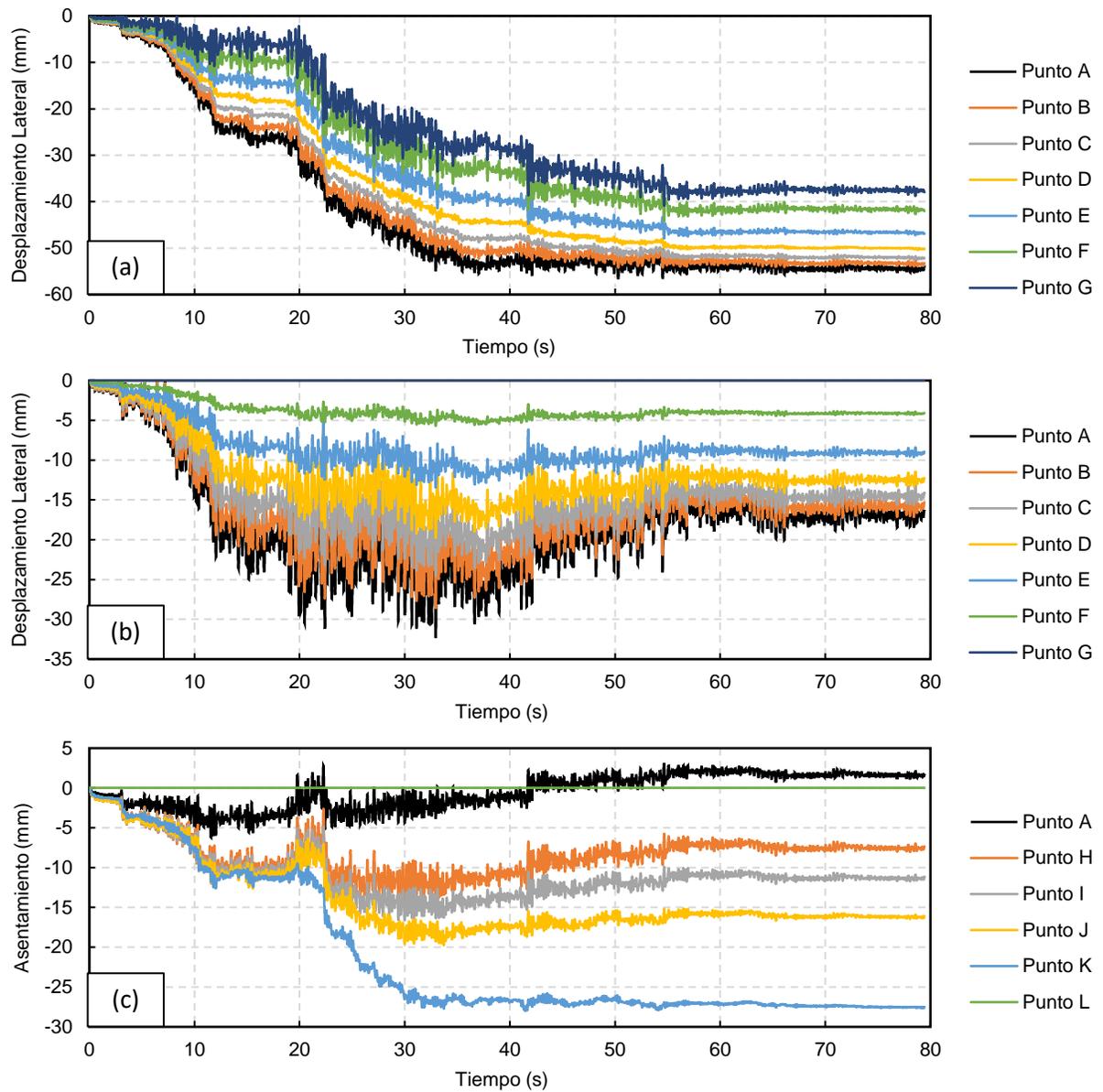


Figura C 11 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Green Park, registro UTFSM sentido Este - Oeste. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

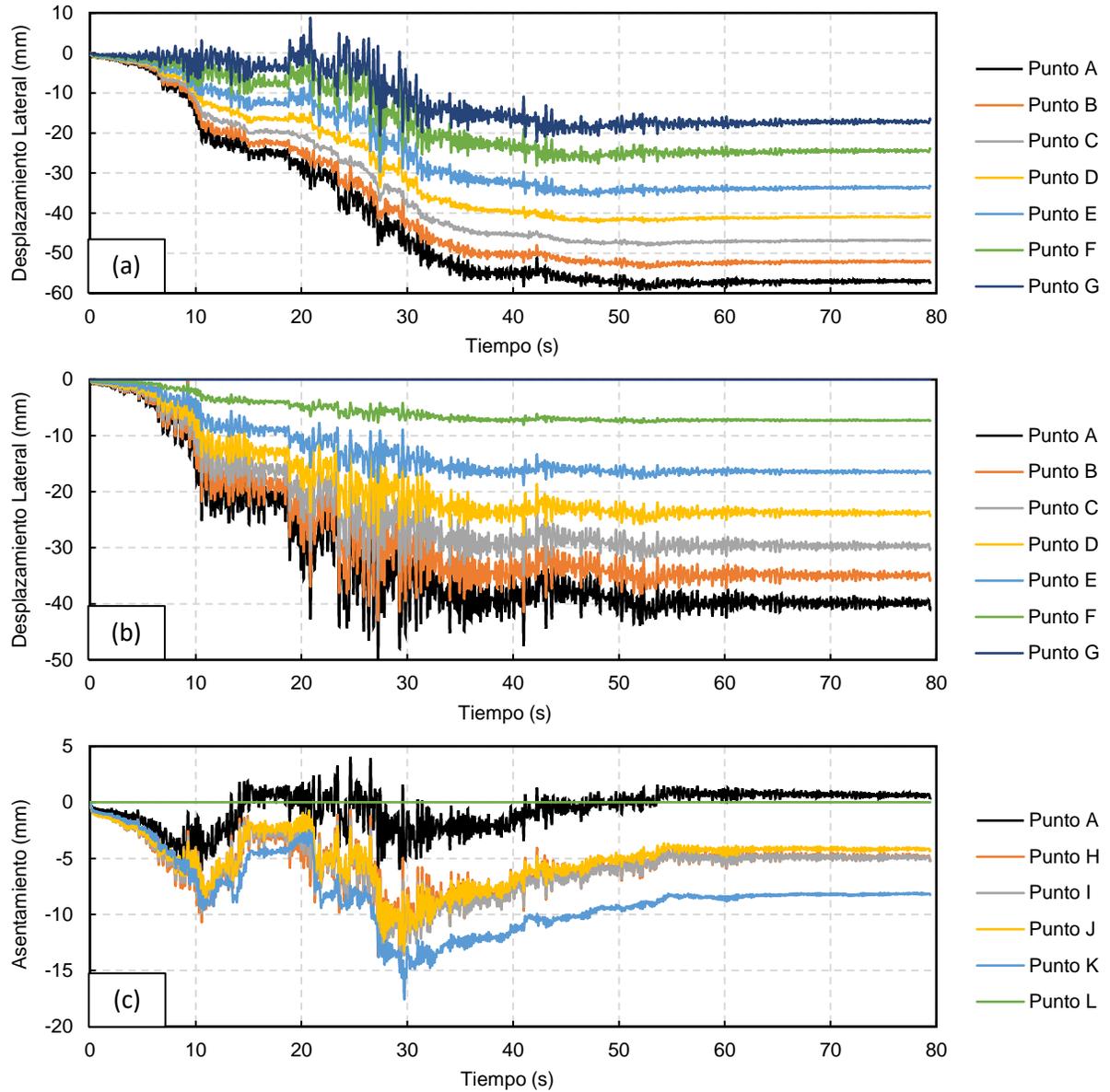


Figura C 12 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Green Park, registro UTFSM sentido Norte - Sur. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

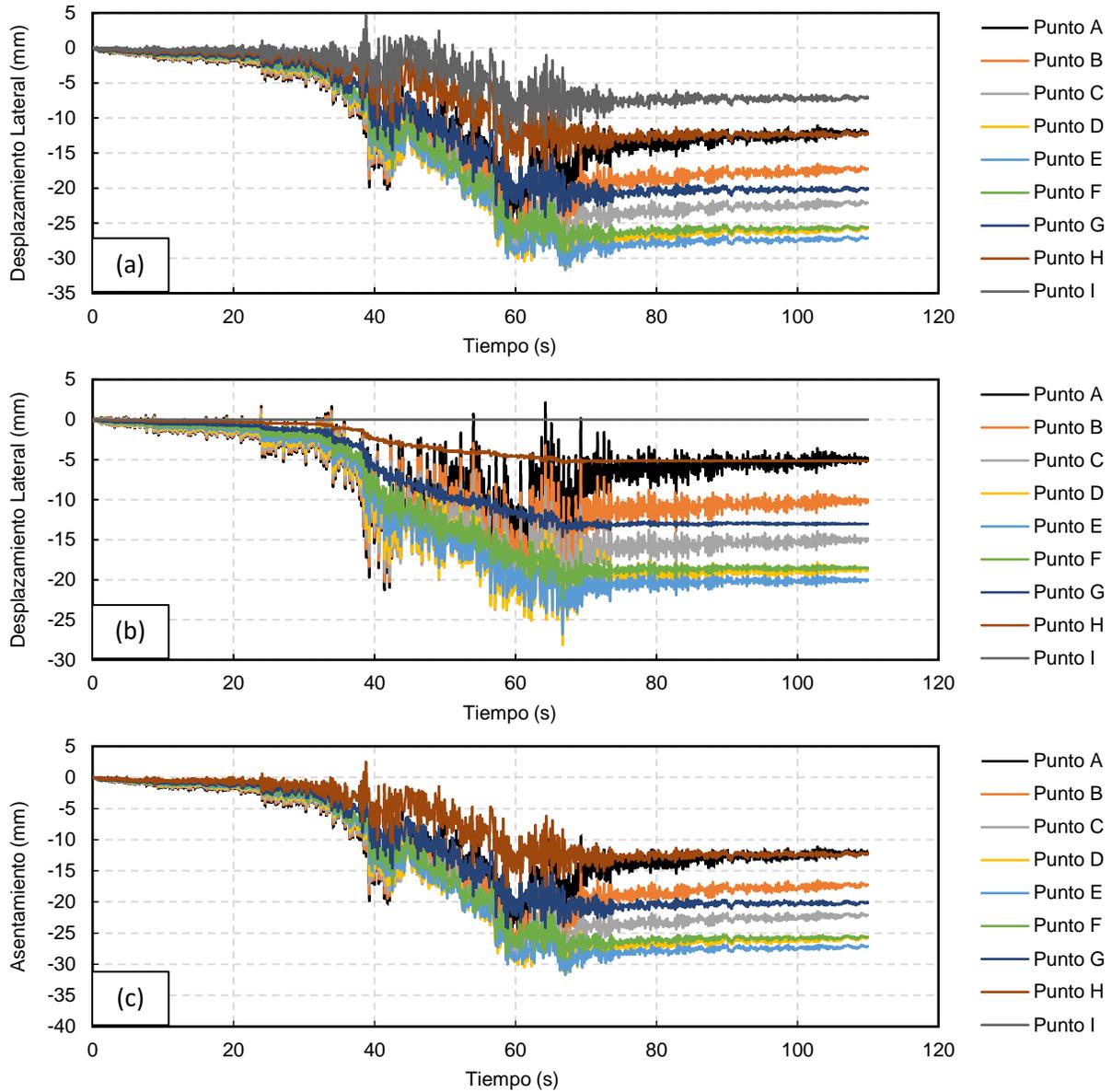


Figura C 13 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Macul, registro Las Tórtolas sentido Este - Oeste. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

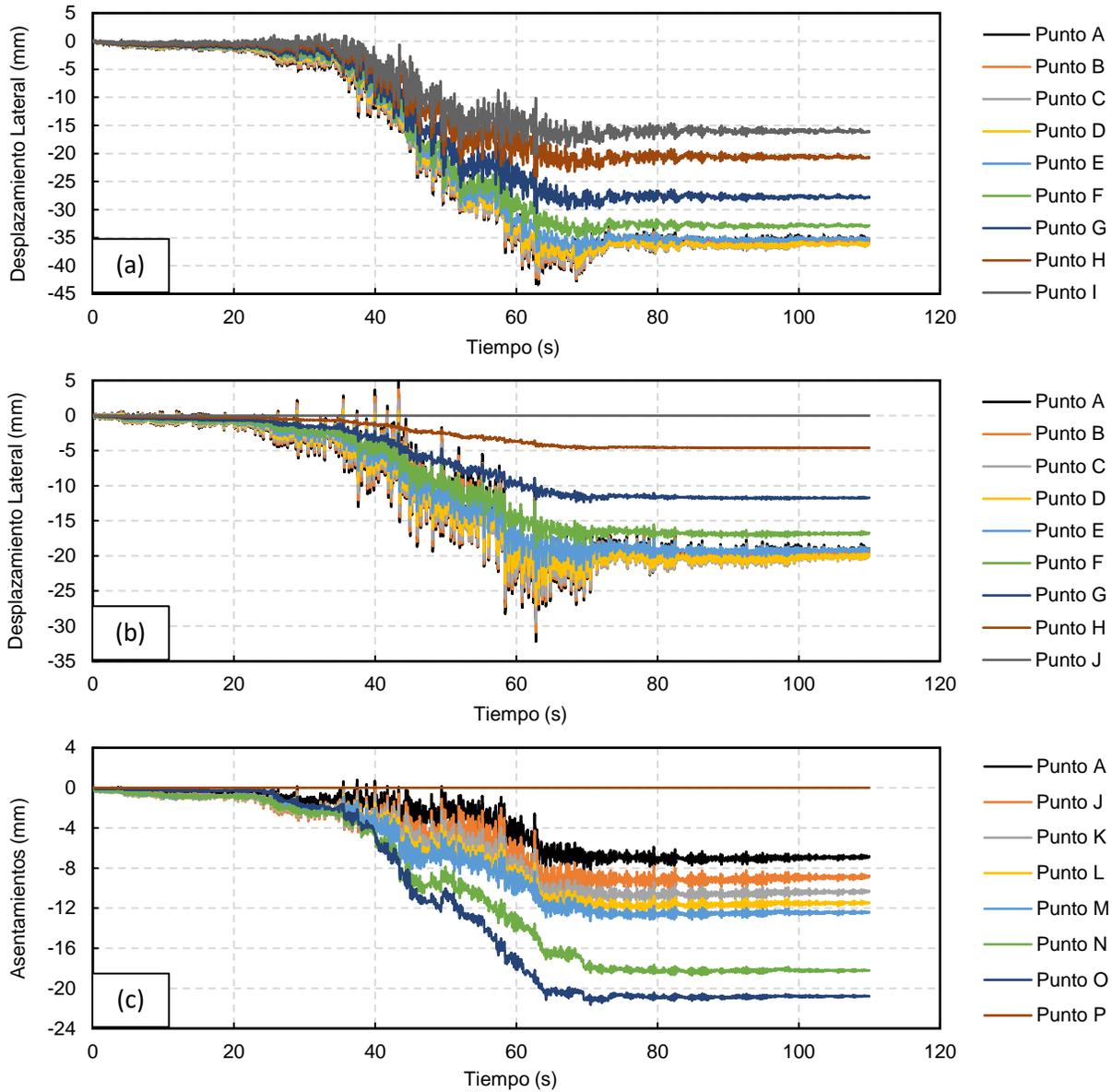


Figura C 14 Deformaciones sísmicas en pila de entibación Edificio Macul, registro Las Tórtolas sentido Norte - Sur. (a) Desplazamientos laterales absolutos para puntos de control en pila, (b) Desplazamientos laterales relativos a la base de la pila, (c) Asentamientos en trasdós.

Anexo D Evolución del empuje activo de suelos en el tiempo de registro sísmico

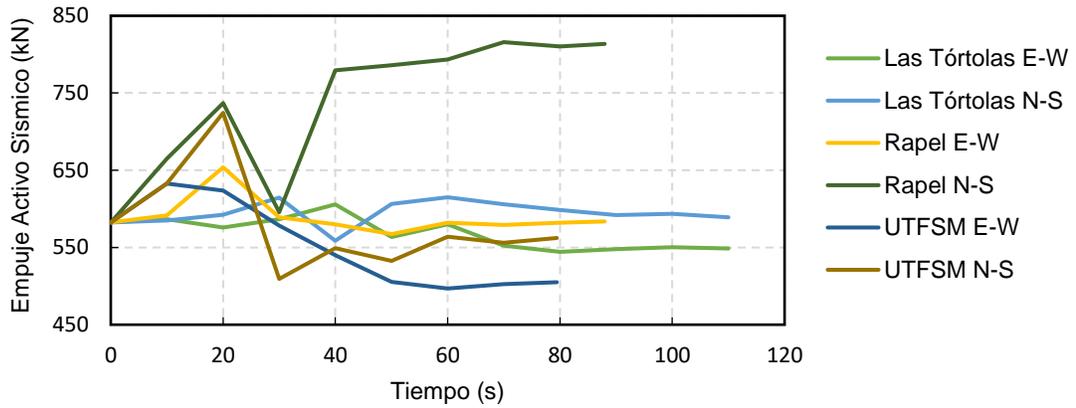


Figura D 1 Evolución de empuje activo sísmico Edificio Premio Nobel según registro sísmico.

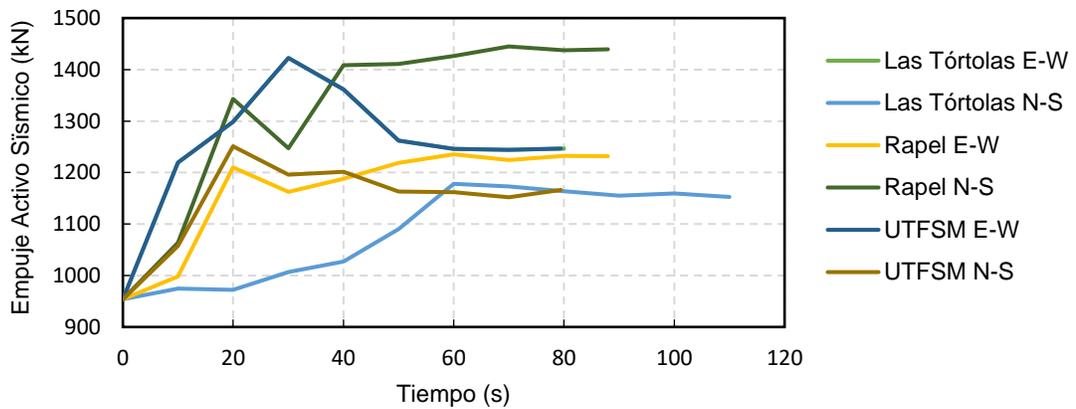


Figura D 2 Evolución de empuje activo sísmico Edificio Green Park según registro sísmico.

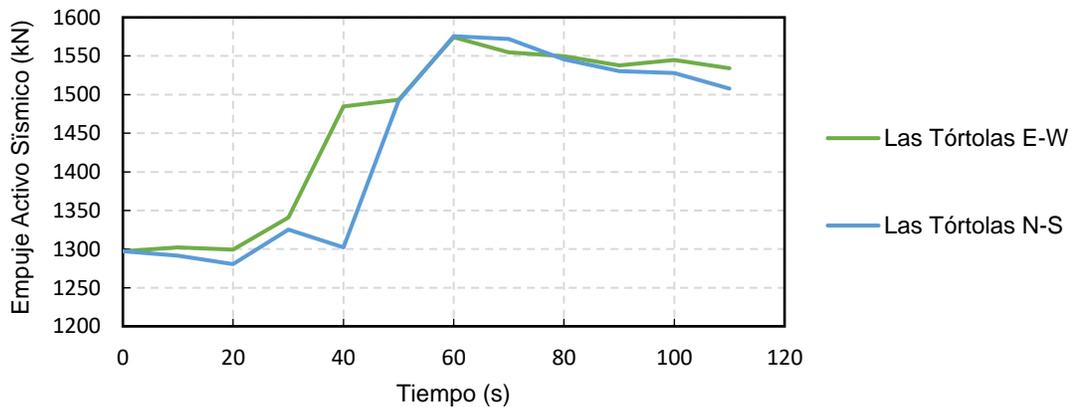


Figura D 3 Evolución de empuje activo sísmico Edificio Macul según registro sísmico.

Anexo E Evolución de carga en anclajes en el tiempo de registro sísmico

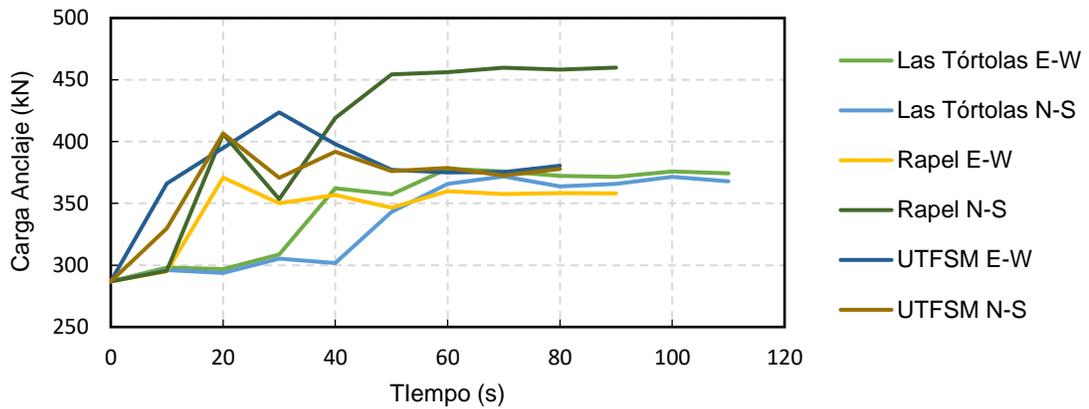


Figura E 1 Evolución de carga en anclaje Edificio Premio Nobel según registro sísmico.

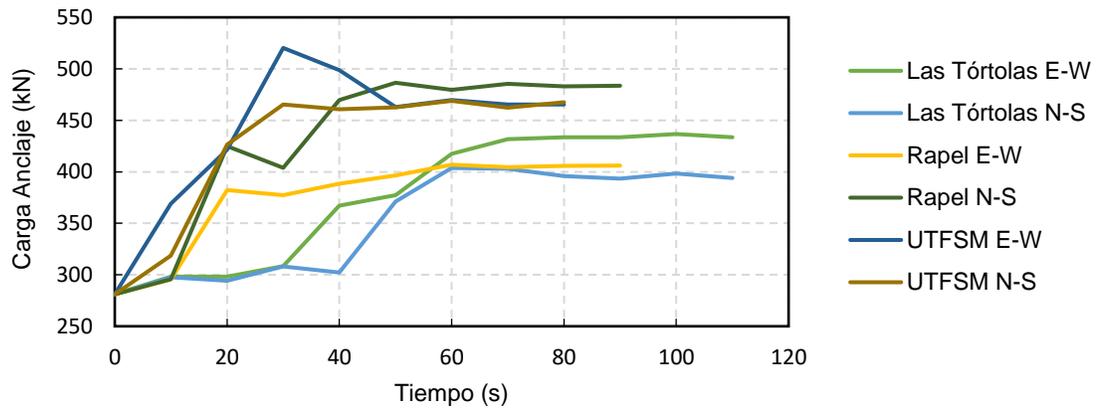


Figura E 2 Evolución de carga en primer nivel de anclaje Edificio Green Park según registro sísmico.

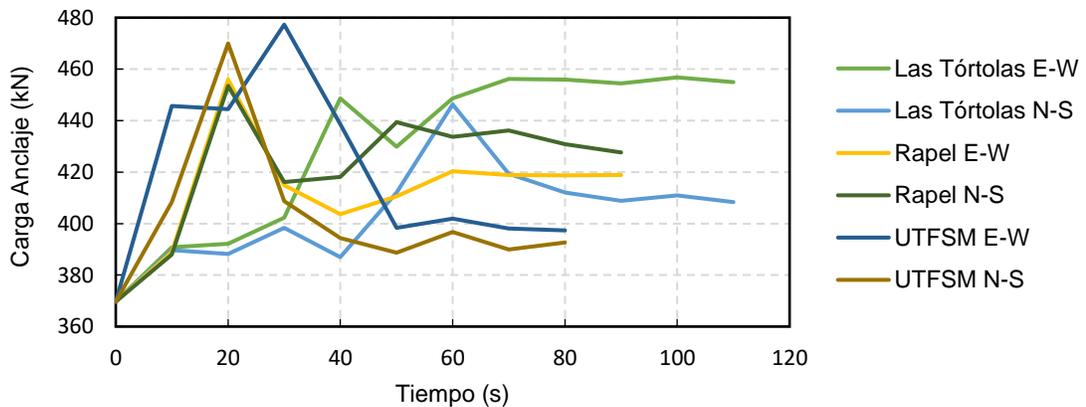


Figura E 3 Evolución de carga en segundo nivel de anclaje Edificio Green Park según registro sísmico.

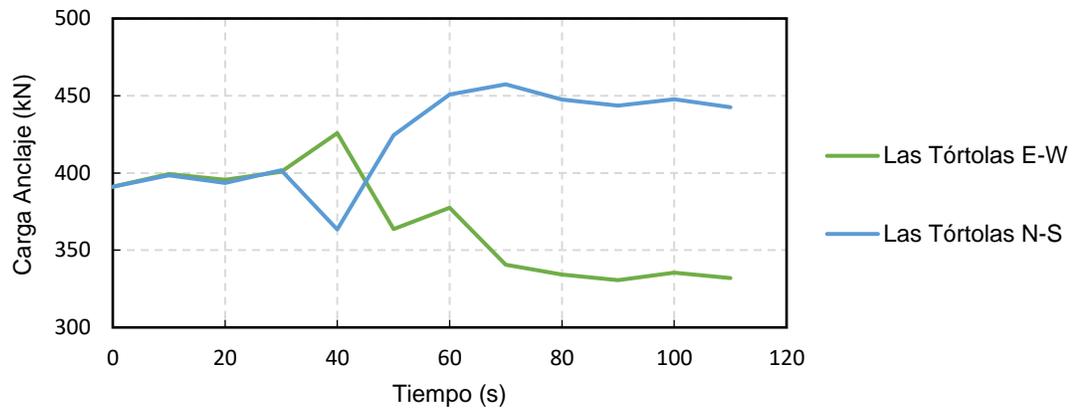


Figura E 4 Evolución de carga en primer nivel de anclaje Edificio Macul según registro sísmico.

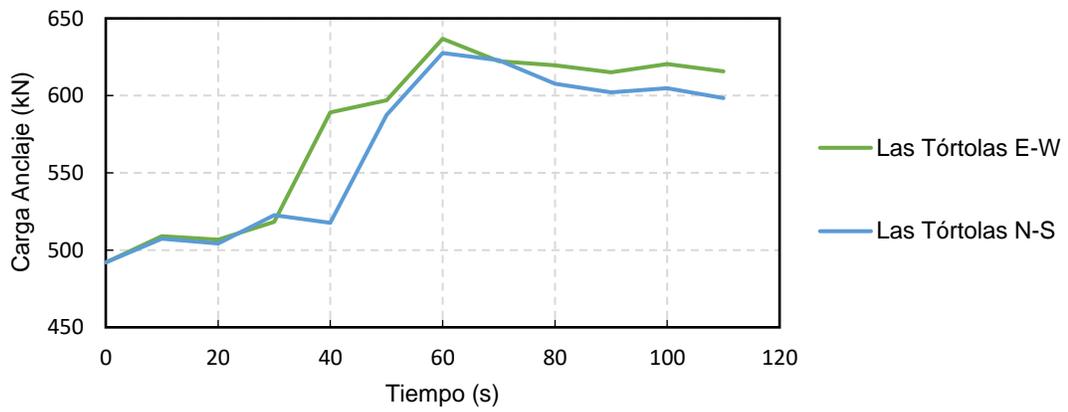


Figura E 5 Evolución de carga en segundo nivel de anclaje Edificio Macul según registro sísmico.

Anexo F Evolución de esfuerzos internos máximos (en valor absoluto) en el tiempo de registro sísmico

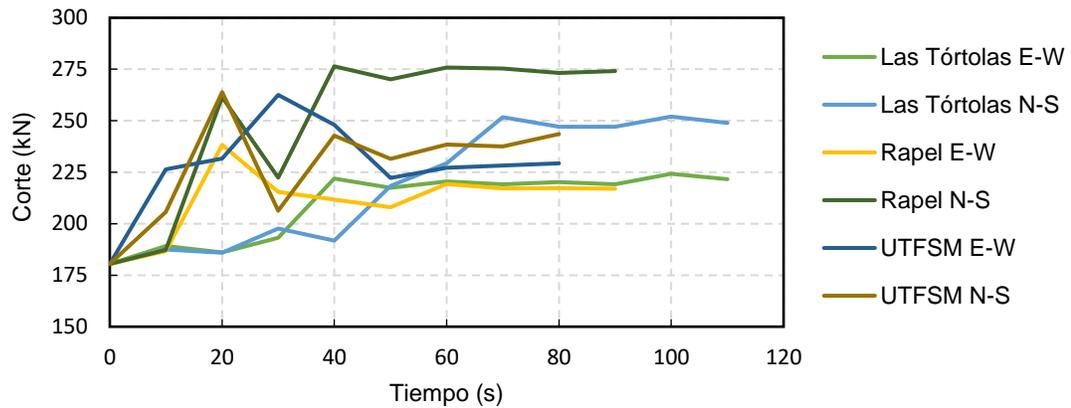


Figura F 1 Evolución del esfuerzo de corte máximo (en valor absoluto) según registro sísmico, Edificio Premio Nobel.

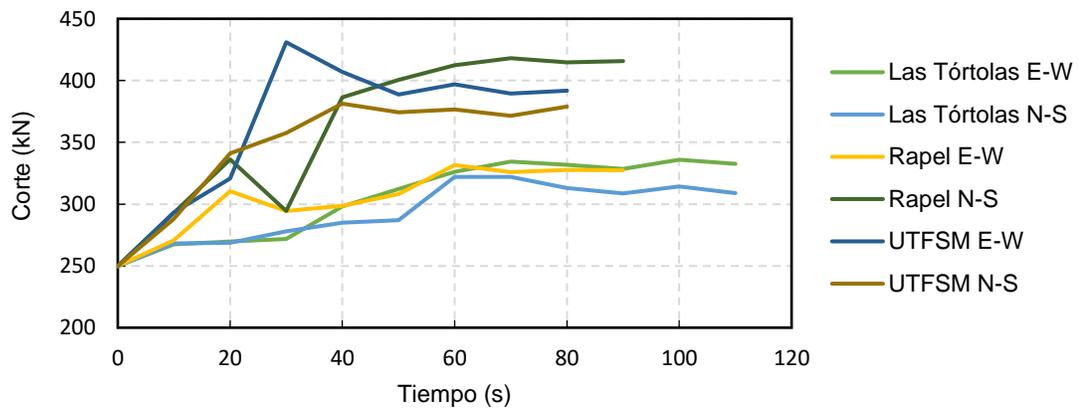


Figura F 2 Evolución del esfuerzo de corte máximo (en valor absoluto) según registro sísmico, Edificio Green Park.

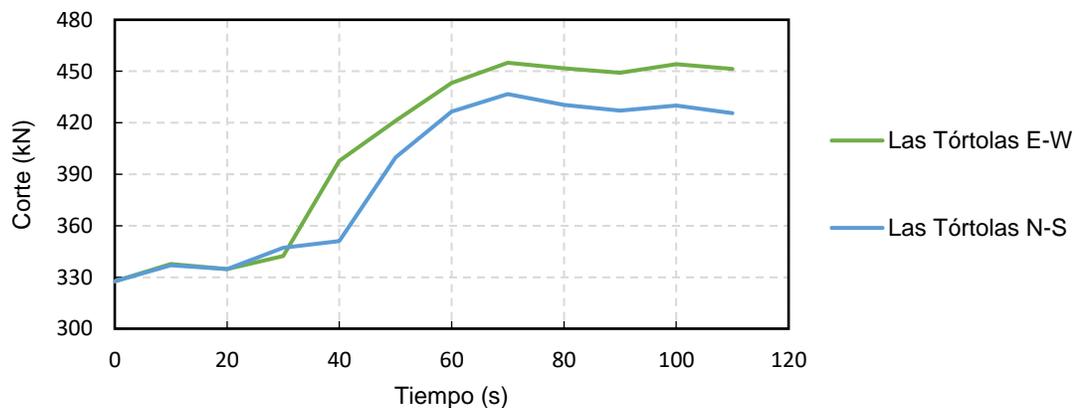


Figura F 3 Evolución del esfuerzo de corte máximo (en valor absoluto) según registro sísmico, Edificio Macul.

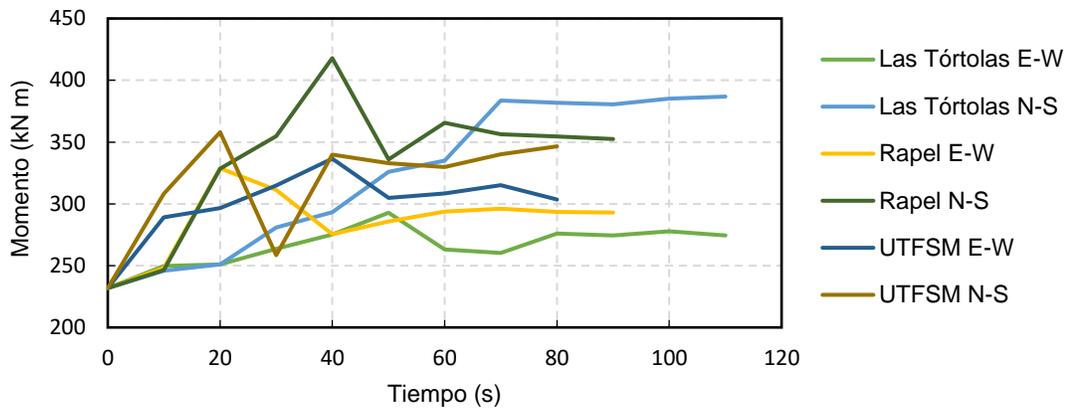


Figura F 4 Evolución del momento flector máximo (en valor absoluto) según registro sísmico, Edificio Premio Nobel.

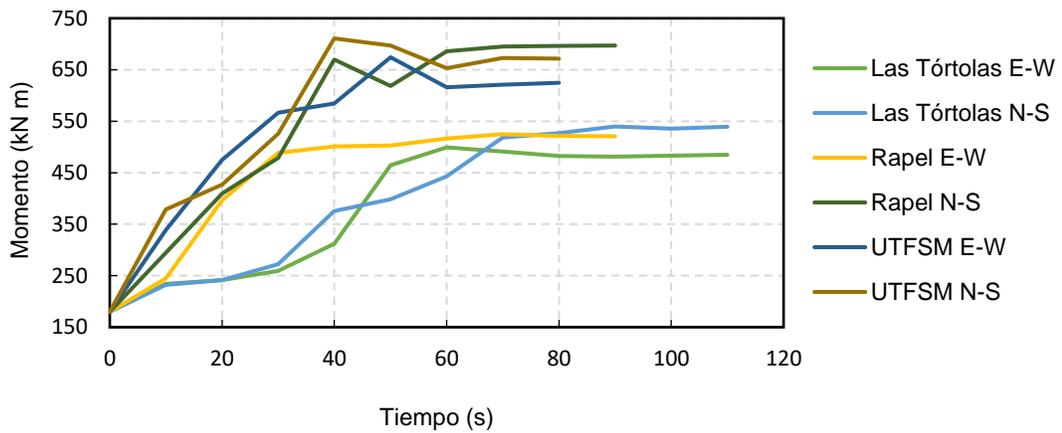


Figura F 5 Evolución del momento flector máximo (en valor absoluto) según registro sísmico, Edificio Green Park.

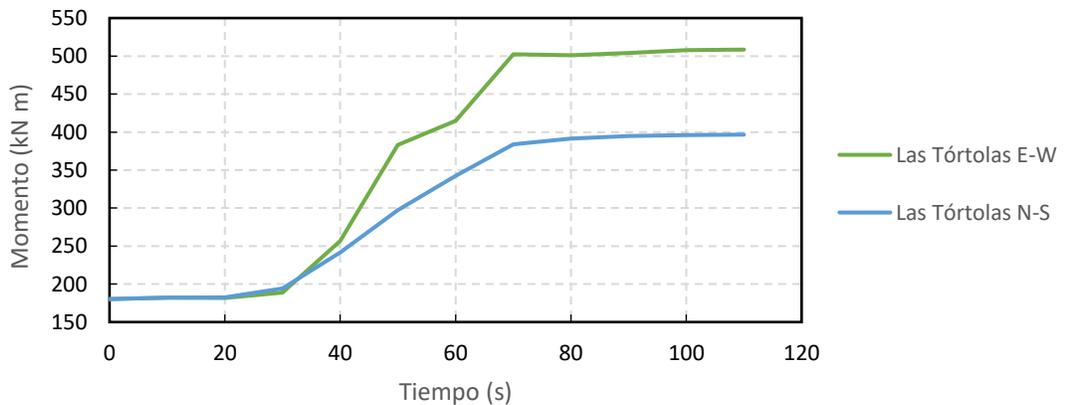


Figura F 6 Evolución del momento flector máximo (en valor absoluto) según registro sísmico, Edificio Premio Nobel.