



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

**ANÁLISIS DE EFECTOS TRIDIMENSIONALES EN ENTIBACIONES
PROFUNDAS EN SUPERFICIES ACOTADAS PARA SUELOS DE SANTIAGO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

CONSTANZA BELÉN PÉREZ RIVERA

PROFESOR GUÍA:

Sebastián Boldrini López

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

Roberto Gesche Schuler

Yolanda Alberto Hernández

SANTIAGO DE CHILE

2023

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
POR: CONSTANZA BELÉN PÉREZ RIVERA
FECHA: 2023
PROF. GUÍA: SEBASTIÁN BOLDRINI LÓPEZ

ANÁLISIS DE EFECTOS TRIDIMENSIONALES EN ENTIBACIONES PROFUNDAS EN SUPERFICIES ACOTADAS PARA SUELOS DE SANTIAGO

Las entibaciones son estructuras de refuerzo y contención de las paredes de una excavación, su objetivo es evitar el colapso del suelo de la excavación y evitar que las estructuras vecinas se dañen por efecto de las deformaciones producidas. Las pilas arriostradas con anclajes inyectados al terreno (pilas ancladas) son estructuras de hormigón armado sostenidas mediante puntales de acero o anclajes, consideradas el sistema de entibación más comúnmente utilizado en entibaciones para las excavaciones realizadas en la ciudad de Santiago de Chile. Sin embargo, existen otros sistemas de entibaciones basadas en pantallas de pilotes o micropilotes arriostradas con anclajes o puntales, y otros métodos con mayor tecnología como soil nailing y jet grouting.

En el presente trabajo, se estudió el comportamiento de sistemas de entibación con pilas ancladas, en excavaciones cuadradas que presentan ancho promedio significativamente menor a su profundidad, al aplicar un empuje de diseño obtenido mediante análisis tridimensional. Se consideraron algunos suelos de la ciudad de Santiago que han sido estudiados y caracterizados en estudios previos por diversos autores, es decir, gravas y arcillas.

Se utilizaron estudios existentes de caracterización de los suelos de Santiago, enfocando el estudio en derivar los empujes según teorías de fallas tridimensionales. En este sentido, se investigaron empujes estáticos y sísmicos totales según diferentes mecanismos de falla tridimensional mediante equilibrio límite. Luego, se desarrollaron modelos en programa de elementos finitos, Plaxis 3D, de los casos de estudio, donde fue posible determinar empujes, deformaciones laterales del sistema, asentamientos, cargas de anclaje, entre otros.

Finalmente, se realizó un análisis y comparación entre los resultados obtenidos en programa computacional de los modelos con sistema de entibación diseñado según empuje tridimensional, con las obtenidas de los modelos diseñados con empujes planos tradicionalmente utilizados en el diseño de las pantallas de entibación. Los modelos con aplicación del método propuesto, presentaron una disminución en las deformaciones y reducción en la cubicación de los anclajes, concluyendo que el diseño tradicional puede ser optimizado.

A mi querida e incondicional familia.

Saludos

Agradecimientos

En primer lugar, quiero agradecer a mi profesor guía, Sebastián Boldrini, por su buena disposición siempre, facilitarme instalaciones, información, y por sobre todo, su tiempo y conocimiento para poder completar este trabajo. Muchas gracias por guiarme en todo momento, resolver mis dudas y ser paciente. Ha sido muy grato trabajar con usted y le estoy infinitamente agradecida.

A mis amigos civiles: Pipe, Pancho, Basti, por ser tan buenos amigos, por darme ánimo y siempre confiar en mí y mis capacidades. Estoy feliz y orgullosa de vernos cumplir las metas que tanto anhelamos y comentamos durante estos años, espero que las risas y los buenos momentos sigan por mucho tiempo.

A mis amigos de Rancagua y a mis amigos de plan común. Poder contar con ustedes durante tantos años y sobretodo en esta etapa final, ha sido fundamental, gracias por su amistad.

A toda a mi familia, mis tíos, tías, mis primos, primas, mis abuelas y abuelos, gracias por su cariño. Me hace feliz celebrar mis logros con ustedes.

Por último, agradezco especialmente a mis padres, Lorena y Marcelo, son el pilar fundamental de mi vida, gracias por su apoyo y amor incondicional, por recordarme de lo que puedo ser capaz en esos días en que la confianza no está de mi lado. Les debo todo lo que soy. A mi hermano, Felipe, y hermana, Javiera, por sacarme risas y llenarme de su amor siempre. Gracias por acompañarme, entenderme y contenerme durante este proceso. Los amo.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Objetivos	4
1.1.1. Objetivo General	4
1.1.2. Objetivos Específicos	4
1.2. Metodología de Trabajo	4
1.3. Resultados esperados	5
2. Marco Teórico	6
2.1. Caracterización geomecánica de los suelos de Santiago	6
2.1.1. Antecedentes	6
2.1.2. Suelos finos del Sector Oriente	7
2.1.3. Grava de Santiago	8
2.2. Empujes de suelo en condición estática y sísmica	9
2.2.1. Presión de tierra activa y pasiva	9
2.2.1.1. Presión de tierra en el Diagrama de Mohr	9
2.2.2. Empuje de suelo plano - norma DIN 4085	10
2.2.3. Empuje de suelo espacial - norma DIN 4085	13
2.2.4. Empuje de suelo sísmico - Método de Mononobe-Okabe	16
2.2.4.1. Estimación coeficientes sísmicos	17
2.2.5. Empuje espacial derivado a condición sísmica (Método Prater)	18
2.3. Pilas de Entibación Ancladas	21
2.3.1. Definición y aplicaciones	21
2.3.2. Diseño de pilas de entibación ancladas	22
2.3.2.1. Configuración del sistema de Pilas Ancladas	23
2.3.2.2. Determinación de Empuje activo	23
2.3.2.3. Distribución de empujes de suelo	24
2.3.2.4. Modelo estructural	25
2.3.2.5. Longitud de empotramiento	26
2.3.2.6. Carga de anclajes	27
2.3.2.7. Longitud Total de Anclaje	28
2.3.2.8. Verificación Pila de Hormigón Armado	31
2.3.3. Deformaciones	32

2.3.4.	Método constructivo	36
2.4.	Modelamiento numérico en Plaxis 3D	37
2.4.1.	Modelo Hardening Soil Model	37
2.4.2.	Modelo Hardening Soil Model with small-strain Stiffness	41
2.4.3.	Parámetros del modelo constitutivo	44
3.	Casos de análisis y diseño de entibaciones	45
3.1.	Configuraciones	45
3.1.1.	Casos planos	46
3.1.2.	Casos tridimensionales	46
3.2.	Términos de diseño	47
3.2.1.	Materiales	47
3.2.1.1.	Hormigón Armado	47
3.2.1.2.	Acero	47
3.2.2.	Diseño del sistema de entibación	47
3.2.3.	Cálculo de empujes	49
3.2.3.1.	Propuesta de cálculo de empuje espacial sísmico	49
3.2.4.	Diseño de anclajes	53
3.2.4.1.	Diseño de anclajes - Casos análisis plano	54
3.2.4.2.	Diseño de anclajes - Casos de análisis tridimensional	58
4.	Modelamiento en programa computacional Plaxis 3D	60
4.1.	Modelos de análisis plano	60
4.2.	Modelos de análisis tridimensional	61
4.3.	Propiedades generales y mecánicas de los materiales utilizados	63
4.3.1.	Suelos	63
4.3.2.	Hormigón armado	64
4.3.3.	Anclajes	65
4.4.	Secuencia constructiva	65
5.	Resultados	67
5.1.	Empujes	68
5.2.	Deformaciones de entibaciones en Grava de Santiago	70
5.2.1.	Deformación horizontal	70
5.2.2.	Deformación vertical	76
5.3.	Deformaciones de entibaciones en suelo Finos del Sector Oriente	81
5.3.1.	Deformación horizontal	81
5.3.2.	Deformación vertical	87
5.4.	Deformaciones relativas	92
5.5.	Factor de Seguridad	95
5.6.	Incremento en la Carga de los anclajes	97
5.7.	Cubicación de anclajes	101

6. Análisis Resultados	103
6.1. Coeficiente activo horizontal	103
6.2. Empujes	104
6.3. Cubicación de anclajes	106
6.4. Deformaciones laterales	109
6.5. Deformaciones verticales	114
6.6. Deformaciones relativas	117
6.7. Factor de seguridad	118
7. Conclusiones y Recomendaciones	119
7.1. Recomendaciones	121
Bibliografía	122
ANEXOS	125
Anexo A	125
A.1. Deformaciones medidas entre pilas	125
A.2. Deformaciones máximas	128
Anexo B	130
B.1. Deformaciones medidas entre pilas.	130
B.2. Deformaciones máximas	132
Anexo C	133
Anexo D	137
D.1. Carga de anclajes - Grava de Santiago	137
D.2. Cargas de anclajes - Suelos Finos del Sector Oriente	138

Índice de Tablas

2.1.	Parámetros característicos de suelos finos del Sector Oriente de Santiago según Aravena (2020).	8
2.2.	Parámetros característicos de la Grava de Santiago según Salas (2018).	9
2.3.	Factor de reducción para determinar el coeficiente sísmico de diseño en socialzados y entibaciones con desplazamiento sísmico. (NCh3206.of2010).	18
2.4.	Factor de reducción por zona sísmica (NCh3206.of2010).	18
2.5.	Deformaciones en Grava de Santiago medidas en entibaciones-socialzados discontinuos (Ortigosa, 2001)	33
2.6.	Parámetros del modelo constitutivo Hardening Soil with small-strain stiffness.	44
3.1.	Configuraciones de excavaciones consideradas para el diseño de entibación con análisis tridimensional.	46
3.2.	Coeficientes dinámicos según tipo de suelo.	51
3.3.	Coeficientes activos del cálculo de empuje.	51
3.4.	Parámetros del cálculo del empuje sísmico plano.	51
3.5.	Empuje activo sísmico de diseño para entibacion en Grava de Santiago.	52
3.6.	Empuje activo sísmico de diseño para entibacion en suelos Finos del Sector Oriente.	53
3.7.	Parámetros del diseño de entibaciones.	54
3.8.	Diseño de anclajes - Caso plano para Grava de Santiago.	54
3.9.	Diseño de anclajes - Caso plano para Suelos Finos del Sector Oriente.	56
3.10.	Diseño de anclajes - Caso plano para Grava de Santiago.	58
3.11.	Diseño de anclajes - Caso tridimensionales para Suelos Finos del Sector Oriente.	59
4.1.	Parámetros característicos de suelos finos del Sector Oriente de Santiago según Aravena (2020).	63
4.2.	Parámetros característicos de la Grava de Santiago según Salas (2018)	64
4.3.	Propiedades utilizadas en Plaxis 3D para definir el material hormigón armado.	64
4.4.	Propiedades utilizadas en Plaxis 3D para definir el material del bulbo de anclaje.	65
4.5.	Propiedades utilizadas en Plaxis 3D para definir el material de los cables.	65
5.1.	Límites de distorsión angular para diferentes categorías de daño potencial (Bjerrum, 1963). (Aravena, 2020)	92
5.2.	Distorsión Angular máxima horizontal en condición estática para los casos de estudio según tipo de suelo.	93
5.3.	Distorsión Angular máxima horizontal en condición sísmica para los casos de estudio según tipo de suelo.	93

5.4.	Distorsión Angular máxima vertical en condición estática para los casos de estudio según tipo de suelo.	94
5.5.	Distorsión Angular máxima vertical en condición sísmica para los casos de estudio según tipo de suelo.	94
1.1.	Deformaciones horizontales máximas en condición estática y sísmica para casos analizados en Grava de Santiago.	128
1.2.	Deformaciones verticales máximas en condición estática y sísmica para casos analizados en Grava de Santiago.	129
2.1.	Deformaciones horizontales máximas en condición estática y sísmica para casos analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.	132
2.2.	Deformaciones verticales máximas en condición estática y sísmica para casos analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.	132
4.1.	Cargas de anclaje inicial y final en condición estática para los casos de estudio analizados en Grava de Santiago.	137
4.2.	Cargas de anclaje inicial y final en condición postsísmica para los casos de estudio analizados en Grava de Santiago.	138
4.3.	Cargas de anclaje inicial y final en condición estática para los casos de estudio analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.	138
4.4.	Cargas de anclaje inicial y final en condición estática para los casos de estudio analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.	139
4.5.	Cargas de anclaje inicial y final en condición postsísmica para los casos de estudio analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.	139
4.6.	Cargas de anclaje inicial y final en condición postsísmica para los casos de estudio analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.	140

Índice de Ilustraciones

1.1.	Vista en planta de ejemplo de excavación tipo del estudio. Fuente: Plano Ingeniería de detalle de piques, galerías y túneles - Tramo C Línea 7. "Estación Parque Araucano, Pique Acceso Norte - Planta Elevación y detalle de formas", Metro S.A.	2
1.2.	Elevación de ejemplo de excavación tipo del estudio. Fuente: Plano Ingeniería de detalle de piques, galerías y túneles - Tramo C Línea 7. "Estación Parque Araucano, Pique Acceso Norte - Planta Elevación y detalle de formas", Metro S.A.	2
2.1.	Representación de presiones de tierra en círculos de Mohr. (Budhu, 2012).	10
2.2.	Definición del cálculo de presión de tierra activa. (DIN 40850f.2007).	11
2.3.	Enfoque de presión de tierra según Piaskowski/Kowalewski. (Modificado de Pulsfort,M., Walz,B., 2000).	14
2.4.	Nomograma para el factor de reducción μ_{ah} según Piaskowski/Kowalewski. (Hettler.A, Kurrer.K, (2020)).	15
2.5.	Esquema de fuerzas presentes en cuña de suelo según Método de Mononobe-Okabe.(Valenzuela,J., 2005)	16
2.6.	Cuña de tierra espacial.(Pulsfort,M., Walz,B., 2000).	19
2.7.	Derivación de la fuerza de Tensión según Prater. (Pulsfort,M., Walz,B., 2000).	19
2.8.	Diagrama de fuerzas modelo de cuña de tierra con suelo homogéneo. (Pulsfort,M., Walz,B., 2000).	20
2.9.	Ejemplo de configuración de entibación mediante pilas ancladas.	21
2.10.	Partes de un anclaje.	22
2.11.	Ilustración del Efecto Arco entre pilotes (Cheng, C.-Y, Martin,G., 2002).	23
2.12.	Diagramas de empujes de suelo para pilas doblemente arriostradas según su ubicación. (EAB, 2008)	25
2.13.	Distribución de la presión de suelo pasiva. (Blum, Weissenbach, 2001)	25
2.14.	Ábaco de Chadeisson (Monet, 1994).	27
2.15.	Determinación de la estabilidad en el plano de deslizamiento profundo con una línea de anclajes. (Modificado de Ranke. A, Ostermayer, H, 1968)	28
2.16.	Ábaco de M.Bustamante (1985) para la obtención de la fricción unitaria de bulbo para suelos granulares.	30
2.17.	Ábaco de M.Bustamante (1985) para la obtención de la fricción unitaria de bulbo para suelos finos.	30

2.18.	Obtención del coeficiente α según tipo de suelo y tipo de inyección. (Bustamante, 1995).	31
2.19.	Relación entre deformación y el empuje de elementos de contención en la Grava de Santiago (Ortigosa, 2001)	33
2.20.	Deformación en excavación en Arcilla Blanda. (Peck, 1969)	34
2.21.	Perfiles típicos de configuración deformada de entibaciones arriostradas (Clough & O'Rourke, 1990).	35
2.22.	Casos de análisis en el estudio de Long (Long, 2001).	36
2.23.	Relación tensión-deformación hiperbólica en carga primaria para un ensayo triaxial drenado estándar. (Material Models Manual Plaxis, 2020)	39
2.24.	Relación tensión-deformación hiperbólica en carga primaria para un ensayo triaxial drenado estándar. (Material Models Manual Plaxis, 2020)	40
2.25.	Relación tensión-deformación hiperbólica en carga primaria para un ensayo triaxial drenado estándar. (Material Models Manual Plaxis, 2020)	41
2.26.	Relación tensión-deformación hiperbólica en carga primaria para un ensayo triaxial drenado estándar. (Material Models Manual Plaxis 2020)	43
3.1.	Vista en planta de excavación de área 81 [m^2].	48
3.2.	Vista en planta de excavación de área 144 [m^2].	48
3.3.	Vista en planta de excavación de área 225 [m^2].	49
3.4.	Diagrama de fuerzas de modelo de cuña de tierra con suelo homogéneo. (Modificado de Pulsfort,M., Walz,B., 2000).	50
3.5.	Corte pilas de entibación diseñadas para análisis plano en Grava de Santiago. .	55
3.6.	Corte pilas de entibación diseñadas para análisis plano en Grava de Santiago. .	55
3.7.	Corte pilas de entibación diseñadas para análisis plano en Suelos Finos del Sector Oriente.	57
3.8.	Corte pila de entibación diseñada para análisis plano de Caso 3 en Suelos Finos del Sector Oriente.	57
4.1.	Modelo de excavaciones entibadas de casos de análisis plano en software Plaxis 3D.	61
4.2.	Vista general de los modelos de casos tridimensionales en software Plaxis 3D. .	62
4.3.	Modelamiento de estructuras de contención de los casos tridimensionales en software Plaxis 3D.	62
5.1.	Definición de puntos de control de deformaciones.	67
5.2.	Pila central a partir de la cual se miden las deformaciones.	68
5.3.	Nomograma para factor de reducción μ_{agh} para diferentes ángulos de fricción, incluyendo los suelos de estudio.	68
5.4.	Empuje uniforme en función de la relación H/b según profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	69
5.5.	Empuje uniforme en función de la relación H/b según profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.	69
5.6.	Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos planos en Grava de Santiago.	70

5.7.	Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos tridimensionales en Grava de Santiago.	70
5.8.	Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en Grava de Santiago. .	71
5.9.	Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en Grava de Santiago. .	71
5.10.	Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en Grava de Santiago. .	72
5.11.	Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 25 metros en Grava de Santiago. .	72
5.12.	Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en Grava de Santiago.	73
5.13.	Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en Grava de Santiago.	73
5.14.	Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en Grava de Santiago.	74
5.15.	Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 25 metros en Grava de Santiago.	74
5.16.	Deformación lateral normalizada por profundidad de excavación H en el coronamiento para casos analizados en Grava de Santiago.	75
5.17.	Deformaciones verticales típicas obtenidas en casos planos en Grava de Santiago.	76
5.18.	Deformaciones verticales típicas obtenidas en casos tridimensionales en Grava de Santiago.	76
5.19.	Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en Grava de Santiago. .	77
5.20.	Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en Grava de Santiago. .	77
5.21.	Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en Grava de Santiago. .	78
5.22.	Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 25 metros en Grava de Santiago. .	78
5.23.	Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en Grava de Santiago.	79
5.24.	Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en Grava de Santiago.	79
5.25.	Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en Grava de Santiago.	80
5.26.	Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 25 metros en Grava de Santiago.	80
5.27.	Deformación vertical normalizada por profundidad de excavación H en el coronamiento para casos analizados en Grava de Santiago.	81

5.28.	Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos planos en Suelos Finos del Sector Oriente.	82
5.29.	Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos tridimensionales en Suelos Finos del Sector Oriente.	82
5.30.	Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	83
5.31.	Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	83
5.32.	Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	84
5.33.	Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	85
5.34.	Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	85
5.35.	Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	86
5.36.	Deformación lateral normalizada por profundidad de excavación H en el coronamiento para casos analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.	86
5.37.	Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos planos en Suelos Finos del Sector Oriente.	87
5.38.	Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos tridimensionales en Suelos Finos del Sector Oriente.	88
5.39.	Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	88
5.40.	Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	89
5.41.	Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	89
5.42.	Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	90

5.43.	Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en suelos Finos del Sector Oriente	90
5.44.	Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente	91
5.45.	Deformación vertical normalizada por profundidad de excavación H en el coronamiento para casos analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.	92
5.46.	Mecanismo de falla típica en condición estática de casos planos en Suelos Finos del Sector Oriente.	95
5.47.	Mecanismo de falla típica en condición sísmica de casos planos en Suelos Finos del Sector Oriente.	95
5.48.	Mecanismo de falla típica en condición estática de casos tridimensionales en Suelos Finos del Sector Oriente.	96
5.49.	Mecanismo de falla típica en condición sísmica de casos tridimensionales en Suelos Finos del Sector Oriente.	96
5.50.	Factor de Seguridad Estático en función de relación H/b para casos de excavaciones en suelos Finos del Sector Oriente.	97
5.51.	Factor de Seguridad Sísmico en función de relación H/b para casos de excavaciones en suelos Finos del Sector Oriente.	97
5.52.	Diferencia entre carga de anclaje final e inicial según línea de anclaje en condición estática en suelos Finos del Sector Oriente.	98
5.53.	Diferencia entre carga de anclaje final e inicial según línea de anclaje en condición postsísmica en suelos Finos del Sector Oriente.	99
5.54.	Diferencia entre carga de anclaje final e inicial de Línea de anclaje 5 y 6 de excavación de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente.	99
5.55.	Diferencia entre carga de anclaje final e inicial según línea de anclaje en condición postsísmica en Grava de Santiago.	100
5.56.	Diferencia entre carga de anclaje final e inicial según línea de anclaje en condición postsísmica en Grava de Santiago.	101
5.57.	Cantidad total de cable utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según profundidad de excavación para Grava de Santiago.	102
5.58.	Cantidad total de cable utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según profundidad de excavación para Grava de Santiago.	102
6.1.	Coeficiente activo horizontal en función de la relación H/b según profundidad de excavación para Grava de Santiago.	104
6.2.	Coeficiente activo horizontal en función de la relación H/b según profundidad de excavación para Suelos Finos del Sector Oriente.	104
6.3.	Empuje uniforme normalizado en función de la relación H/b según profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	105

6.4.	Empuje uniforme normalizado en función de la relación H/b según profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.	105
6.5.	Empuje uniforme normalizado en función de la relación H/b según tipo de suelo.	106
6.6.	Cantidad total de cable normalizado utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según profundidad de excavación para Grava de Santiago.	107
6.7.	Cantidad total de cable normalizado utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según profundidad de excavación para Grava de Santiago.	107
6.8.	Cantidad total de cable normalizado utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según tipo de suelo.	108
6.9.	Deformación horizontal estática normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	110
6.10.	Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	111
6.11.	Deformación horizontal estática normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.	112
6.12.	Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.	113
6.13.	Deformación vertical estática normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	114
6.14.	Deformación vertical postsísmica normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	115
6.15.	Deformación vertical estática normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.	116
6.16.	Deformación vertical postsísmica normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.	117
1.1.	Deformación horizontal estática normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	125
1.2.	Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	126
1.3.	Deformación vertical estática normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	126
1.4.	Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.	127
2.1.	Deformación horizontal estática normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.	130
2.2.	Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.	131
2.3.	Deformación vertical estática normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.	131
3.1.	Mecanismo de falla típica en condición estática de casos planos en Grava de Santiago.	133

3.2.	Mecanismo de falla típica en condición sísmica de casos planos en Grava de Santiago.	134
3.3.	Mecanismo de falla típica en condición estática de casos tridimensionales en Grava de Santiago.	134
3.4.	Mecanismo de falla típica en condición sísmica de casos tridimensionales en Grava de Santiago.	135
3.5.	Factor de Seguridad Estático en función de relación H/b para casos de excavaciones en Grava de Santiago.	135
3.6.	Factor de Seguridad Sísmico en función de relación H/b para casos de excavaciones en Grava de Santiago.	136

Capítulo 1

Introducción

La ciudad de Santiago ha sufrido un crecimiento urbano expansivo, generando variados problemas en su funcionamiento: en transporte, infraestructura, servicios, afectando la calidad de vida de sus habitantes. En este escenario, el espacio urbano se ha visto en gran demanda, por ejemplo, en cuanto a edificación, tal que la Región Metropolitana contiene el 60 % del total de edificios que se encuentran en el país, y además, las comunas de Providencia, Las Condes, Santiago, Ñuñoa y Puente Alto, se encuentran en los primeros puestos de cantidad de edificios.

Considerando el contexto de espacio urbano de la ciudad de Santiago y su implicancia en el rubro de obras civiles, el presente trabajo se enfoca a excavaciones de área acotada y profundas, diseñadas como consecuencia del limitado espacio urbano. La motivación de este estudio nace de los piques de Metro que serán realizados para la construcción de la futura Línea 7 del Metro de Santiago, que pretende unir la comuna de Renca y Vitacura en un tramo de 26 kilómetros de extensión. Los piques son excavaciones que funcionan como puntos de partida de la obra de metro, permiten el acceso subterráneo a maquinaria y personal para comenzar el túnel subterráneo, y que en ocasiones presentan dimensiones superficiales, es decir, su diámetro o ancho, significativamente menores a su profundidad.

Para ejemplificar el tipo de excavaciones que pretende analizar el trabajo, se presentan los detalles de una excavación correspondiente al pique de metro de acceso Norte, diseñado para el tramo C de la futura línea 7 del Metro de Santiago. Las figuras 1.1 y 1.2 muestran la vista en planta y elevación, respectivamente, de la excavación mencionada, la cual presenta geometría rectangular con un área $65 [m^2]$ y una profundidad de 14 metros aproximadamente.

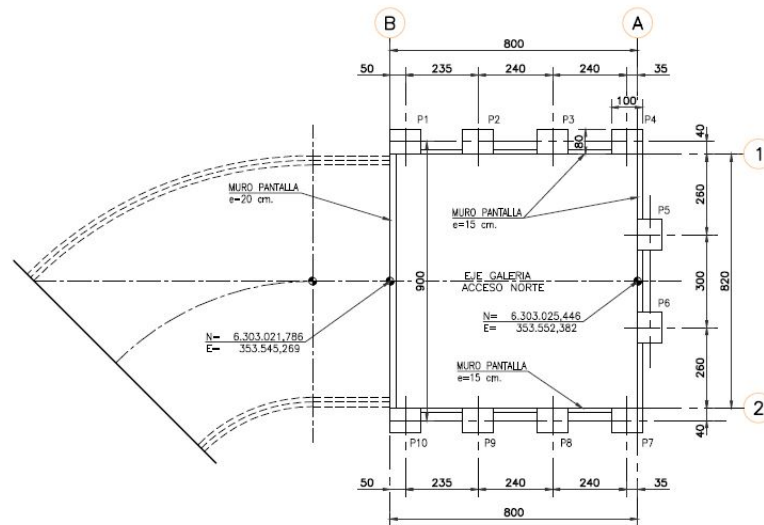


Figura 1.1: Vista en planta de ejemplo de excavación tipo del estudio.
 Fuente: Plano Ingeniería de detalle de piques, galerías y túneles - Tramo C Línea 7. "Estación Parque Araucano, Pique Acceso Norte - Planta Elevación y detalle de formas", Metro S.A.

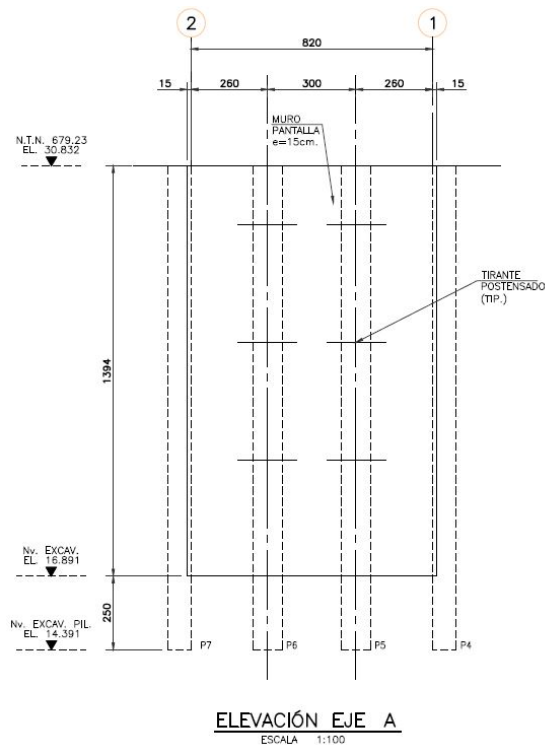


Figura 1.2: Elevación de ejemplo de excavación tipo del estudio.
 Fuente: Plano Ingeniería de detalle de piques, galerías y túneles - Tramo C Línea 7. "Estación Parque Araucano, Pique Acceso Norte - Planta Elevación y detalle de formas", Metro S.A.

En excavaciones profundas se emplean sistemas de entibación, que son estructuras de refuerzo y contención de las paredes de una excavación que tiene como objetivo evitar el colapso del suelo.

Comúnmente en la ingeniería práctica, el análisis de los sistemas de entibaciones se realiza mediante un simple análisis bidimensional para todos los casos, el cual puede no ser suficiente para comprender efectos tridimensionales, como el efecto arco, el efecto de esquinas, el comportamiento de deformaciones, distribución de presiones y modos de falla más complejos. Esto genera que el proceso de diseño del sistema de pilas sea bastante conservador, implicando altos costos asociados.

Así, este trabajo entregará el análisis y resultados del estudio en los efectos tridimensionales en sistemas de entibación de excavaciones rectangulares de área acotada y profundas, empleados en las gravas típicas de Santiago y las arcillas del sector Nororiente.

Para ello, se realizará un estudio del comportamiento de entibaciones en excavaciones mencionadas, mediante un análisis de deformaciones y tensiones en la estructura de contención. Los análisis comprenderán la definición teórica de empujes tridimensionales según métodos de equilibrio límite y análisis más avanzados utilizando el método de elementos finitos tridimensionales. Es esperable que la definición típica de diseño considerando empujes planos sea conservadora para los casos estudiados, ya que el análisis bidimensional puede no ser completamente preciso para el estudio del comportamiento de estos efectos. Por lo que en estos problemas se espera obtener como resultado una optimización al diseño de los sistemas de contención.

En geotecnia es habitual enfrentarse a problemas que no se resuelven con precisión, en términos de estimación de deformaciones, mediante modelos simples. Es por ello, que se utilizará el software de elementos finitos Plaxis 3D para modelar los casos de estudio. La finalidad es analizar los cambios y distribución del empuje de tierras sobre el muro, y analizar los efectos generados. Plaxis 3D es un programa especializado en aplicaciones geotécnicas y con capacidades tridimensionales. Proporciona amplia información sobre desplazamientos, tensiones y deformaciones en suelos y elementos estructurales con un considerable nivel de precisión.

Finalmente, se analizarán los resultados obtenidos, determinando la distribución de empujes, cargas de anclaje, deformaciones, y se realizará una comparación con el comportamiento de la entibación que actualmente se utiliza para el diseño, logrando definir un modelo de empujes de diseño reducido y más preciso que permita proponer una optimización del diseño de entibaciones para este tipo de excavaciones.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo General

El objetivo principal del trabajo es estudiar los efectos producidos en el sistema de entibación de excavaciones de área acotada y profundas, en suelos de Santiago, grava y arcilla, al aplicar un análisis tridimensional al empuje de diseño, con el fin de obtener ahorros y predecir deformaciones, distribución de empujes de suelos, carga de anclajes, entre otros.

1.1.2. Objetivos Específicos

Objetivos secundarios son:

- Estimar las deformaciones y empujes de suelo en entibaciones a partir de teoría utilizada comúnmente en su diseño.
- Estimar empujes de suelo en entibaciones a partir de teoría de falla de cuñas tridimensionales según métodos de equilibrio límite.
- Identificar las condiciones en las cuales se produce un efecto significativo en la reducción de empujes o deformaciones al aplicar un esquema de análisis tridimensional.
- Realizar modelación de excavación de estudio y el sistema de entibación en software de elementos finitos, Plaxis 3D.
- Comparar las magnitudes de los empujes totales y las distribuciones de los empujes entre los esquemas de diseños bidimensionales clásicos y los obtenidos mediante análisis tridimensional.
- Proponer recomendaciones prácticas de diseño de manera de incorporar los efectos tridimensionales para lograr ahorros económicos en la construcción de excavaciones de pequeña área en relación a su profundidad.

1.2. Metodología de Trabajo

A continuación se enumeran los pasos metodológicos para el desarrollo del presente trabajo:

1. Revisión bibliográfica de estudios previos sobre caracterización geomecánica de suelos de interés: grava y arcilla de la ciudad de Santiago.
2. Revisión bibliográfica de efectos tridimensionales en excavaciones, así definir limitaciones del trabajo a realizar, y determinar el comportamiento y diseño que se utiliza comúnmente para sistemas de entibación.

3. Estudio teórico para la definición de empujes totales tridimensionales según análisis con métodos de equilibrio límite.
4. Determinación de los parámetros y términos del diseño de los casos que serán modelados.
5. Elaboración de modelo en software de elementos finitos para análisis estático y sísmico según método pseudoestático y modelo dinámico, Plaxis 3D.
6. Evaluación del comportamiento de modelos que incluyen efectos tridimensionales en su diseño.
7. Análisis de los resultados obtenidos de la modelación: empujes de suelos, deformaciones, cargas de anclaje.
8. Comparación de resultados obtenidos en modelación con comportamiento teórico y con métodos típicos de diseño en la ingeniería práctica.
9. Elaboración de recomendaciones prácticas en el diseño que incorporen los efectos tridimensionales.

1.3. Resultados esperados

Del análisis del comportamiento de la estructura de contención de los casos estudiados, se espera obtener una reducción en las deformaciones del sistema, en el incremento de la carga de los anclajes y en la cantidad de material utilizado en los arriostramientos, para aquellos modelos en que se utilizó un empuje de diseño obtenido mediante análisis tridimensional, con respecto a los modelos diseñados con empuje bidimensional. Y así, proponer optimizar el diseño de entibaciones en este tipo de excavaciones.

Capítulo 2

Marco Teórico

El presente capítulo expone la teoría necesaria para comprender el diseño de entibaciones y su posterior modelamiento numérico. En primer lugar, se realiza una recopilación de información para caracterizar geomecánicamente los suelos de Santiago considerados en el estudio. Luego, se presenta literatura sobre empujes de suelo, considerando enfoque bidimensional y tridimensional. Como el sistema de entibación a diseñar en los casos de estudio serán pilas ancladas, se definen y se presenta el proceso de su diseño. Finalmente, se caracteriza el programa utilizado para el modelamiento numérico: Plaxis 3D.

2.1. Caracterización geomecánica de los suelos de Santiago

Según el alcance del presente estudio, se describen dos tipos de suelos de interés presentes en la ciudad de Santiago: Grava de Santiago y Arcillas del Sector Oriente.

2.1.1. Antecedentes

La ciudad de Santiago se ubica en la depresión intermedia que limita al este con la Cordillera de los Andes y al oeste con el borde oriental de la Cordillera de la Costa. Ha recibido en mayor parte, materiales sedimentarios provenientes de la Cordillera de los Andes y, en minoría, aporte de materiales de la Cordillera de la Costa. (Valenzuela, 1978).

Su relleno se compone de variados sedimentos, provenientes de las unidades geomorfológicas que constituyen el suelo de fundación, correspondientes a conos de depósitos fluviales, depósitos de pumicita, conos de deyección, corrientes de barro, depósitos lacustres y sedimentos fluviales de afluentes menores.

Los depósitos fluviales correspondientes a los conos del Río Mapocho se definen como Gravas de Santiago, son un material que presenta granulometría variada y poca diferencia litológica entre los depósitos provenientes del Río Mapocho y del Río Maipo. Además, constituyen la mayor parte de los suelos presentes en la zona.

Por otro lado, los conos de deyección son acumulaciones sedimentarias en forma de conos al pie de cada quebrada, depositadas producto de la pérdida de energía en ríos. Éstos materiales corresponden a los Suelos finos del sector Oriente, y son material de gran heterogeneidad en tamaño, y carecen de estratificación.

2.1.2. Suelos finos del Sector Oriente

Los suelos finos del sector oriente de Santiago se extienden por las comunas de Macul, Ñuñoa, La Reina y Peñalolén. Corresponden a 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).

La descripción y caracterización geotécnica de los suelos finos pertenecientes al Sector Oriente de la ciudad de Santiago ha sido obtenida de la memoria para la obtención del título de ingeniero civil de Aravena (2020).

En su tesis, el autor estudia el comportamiento sísmicos de entibaciones en los suelos finos del sector oriente de Santiago. Realiza una recopilación de estudios previos realizados en suelos finos del sector oriente de Santiago por Luque y Mahave (1959), Poblete (2004), Sfriso (2004) y estudios de la Línea 3 del Metro de Santiago (2011). En ellos, se señala que los suelos en cuestión, como unidad geotécnica, presentan características similares en su extensión, debido a que presentan un origen geológico en común y sus propiedades índice no varían considerablemente.

Estima los parámetros característicos del suelos para el modelamiento a partir de 27 estudios de mecánica de suelos elaborado por diversas consultoras del área geotécnica, los cuales han sido utilizados para diseño de entibaciones, socialzados y fundaciones, e informes elaborados para construcciones del Metro de Santiago.

Analiza tres obras: Edificio Premio Nobel, Edificio Green Park y Edificio Macul; ubicados en el sector de la intersección de Av. Macul con Av. Quilín, conocido como Punta de Rieles, en la comuna de Macul, en un sector de transición entre los depósitos de suelos finos y la Grava de Santiago. Todos son casos instrumentados con inclinómetros y celdas de carga, correspondientes a pilas de entibación de hormigón armado, ancladas con pernos autopercutoras.

Finalmente calibra los parámetros del suelo en base a las tres obras analizadas 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 de las obras 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 presente trabajo se utilizarán los parámetros geotécnicos obtenidos a partir de la calibración de los resultados del monitoreo del Edificio Premio nobel.

Para la obra "Edificio Premio Nobel" se realizó una excavación de 7 metros de profundidad promedio bajo el nivel del terreno natural. Los parámetros característicos para los suelos del sector oriente corresponden a los expuestos en la tabla 2.1.

Tabla 2.1: Parámetros característicos de suelos finos del Sector Oriente de Santiago según Aravena (2020).

Parámetro	Descripción	Unidad	Valor
γ	Peso específico del suelo	$[kN/m^3]$	18,5
c	Cohesión	$[kN/m^2]$	30
ϕ	Ángulo de fricción interna	$[^\circ]$	28

2.1.3. Grava de Santiago

La cuenca de Santiago está formada por un máximo estimado de 400 metros de sedimentos provenientes de erosión, transportados por los ríos Mapocho y Maipo (Valenzuela, 1978). Esta unidad geológica se conoce como Grava de Santiago, donde la zona norte se conoce como Depósito Mapocho y la zona sur como Depósito Maipo. La Grava de Santiago es conocida por su alta competencia geotécnica y por presentar una cota de nivel freático por debajo de los 50 metros de profundidad.

La descripción y caracterización geotécnica de los suelos denominados Grava de Santiago ha sido obtenida de la tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la ingeniería de Salas (2018).

El autor analizó dos excavaciones con mas de 21 metros de profundidad, soportadas con dos líneas de anclajes y mas de 3,5 metros de separación entre los centros de las pilas. El primero, corresponde al Edificio Britania y el segundo al Edificio Parque Oriente. Se instrumentaron algunas de las pilas con inclinómetros, para medir las deformaciones horizontales a lo largo de la pila en cada etapa de la secuencia constructiva.

Realiza una revisión bibliográfica sobre las técnicas usadas para la caracterización de la Grava de Santiago, ensayos geofísicos y de laboratorio. Realiza el ensayo triaxial de Kort (1979) y llevó a cabo un estudio de las propiedades mecánicas del suelo en una profundidad de 7 metros. Por otro lado, el objetivo de aplicar el método Parallel graduation es caracterizar la Grava de Santiago en ciclos de carga/descarga, usando equipo convencional de laboratorio.

La fracción fina del suelo se clasifica como arcillas de baja plasticidad o limos de baja plasticidad y la fracción gruesa como grava bien graduada.

Las dos excavaciones estudiadas se ubican en la zona correspondiente al Depósito Mapocho. A una profundidad de 5.0-8.0 [m] existe un estrato conocido como Segundo Depósito del Río Mapocho, caracterizado por finos limosos de baja plasticidad, con un contenido de finos de 2-3% e índice plástico entre 5 y 20. Este estrato está sustentado por la Primera Deposición de Río Mapocho, con distribución granulométrica similar y propiedades índice similares (Valenzuela, 1978).

Los parámetros característicos para los suelos Grava de Santiago corresponden a los expuestos en la tabla 2.2.

Tabla 2.2: Parámetros característicos de la Grava de Santiago según Salas (2018).

Parámetro	Descripción	Unidad	1°depositación	2°depositación
γ	Peso específico del suelo	$[kN/m^3]$	21	21
c	Cohesión	$[kN/m^2]$	35	15
ϕ	Ángulo de fricción interna	$[^\circ]$	45	45

2.2. Empujes de suelo en condición estática y sísmica

2.2.1. Presión de tierra activa y pasiva

La fuerza que actúa entre la superficie de un muro y el suelo detrás de él se llama fuerza de presión de tierra. Si la geometría de un muro y del terreno circundante permanecen invariables, existe un empuje de tierra mínimo, llamado empuje de tierra activo, y un empuje de tierra máximo, llamado empuje de tierra pasivo, dependiendo de los desplazamientos relativos entre el suelo y el muro.

La presión de tierra en reposo corresponde a la fuerza de un cuerpo de tierra no perturbado, el cual se define por el hecho de que las partículas del suelo ya no han sufrido desplazamientos relativos entre sí después de su sedimentación.

El empuje de tierra activo ocurre cuando el movimiento de la pared permite que el suelo se relaje. En cambio, el empuje de tierra pasivo, corresponde a la fuerza de reacción de un cuerpo de tierra cuando se comprime, correspondiente al valor máximo del empuje de tierra cuando el muro se desplaza contra la masa de suelo.

2.2.1.1. Presión de tierra en el Diagrama de Mohr

La presión lateral de tierra en una pared que sostiene una masa de suelo, se puede representar considerando una pared vertical, sin fricción en la interfaz entre la pared y el suelo, la superficie del suelo es horizontal y que no hay tensión de corte que actúa en los límites

horizontal ni vertical, la pared es rígida y se extiende en una profundidad infinita en un suelo seco, homogéneo e isotrópico, el suelo está suelto inicialmente en un estado de reposo.

Las tensiones efectivas verticales de los elementos detrás de la pared y delante de la pared corresponden a $\sigma'_z = \sigma'_1 = \gamma' \cdot z$. La tensión efectiva horizontal del elemento de suelo detrás de la pared es $\sigma'_x = \sigma'_3 = K_a \cdot \gamma' \cdot z$, del elemento de suelo delante de la pared $\sigma'_x = \sigma'_3 = K_p \cdot \gamma' \cdot z$ y del estado inicial (reposo) $\sigma'_x = \sigma'_3 = K_o \cdot \gamma' \cdot z$. Donde K_o corresponde al coeficiente de presión lateral de suelo en reposo, K_a del caso activo y K_p del caso pasivo, γ' peso específico del suelo y z la altura.

Representando estos estados en círculos de Mohr, se obtiene la figura 2.1, donde el círculo "I" corresponde al estado de reposo, círculo "A" al estado activo, disminución de los esfuerzos laterales efectivos, y círculo "B" al estado pasivo, aumento de los esfuerzos laterales efectivos.

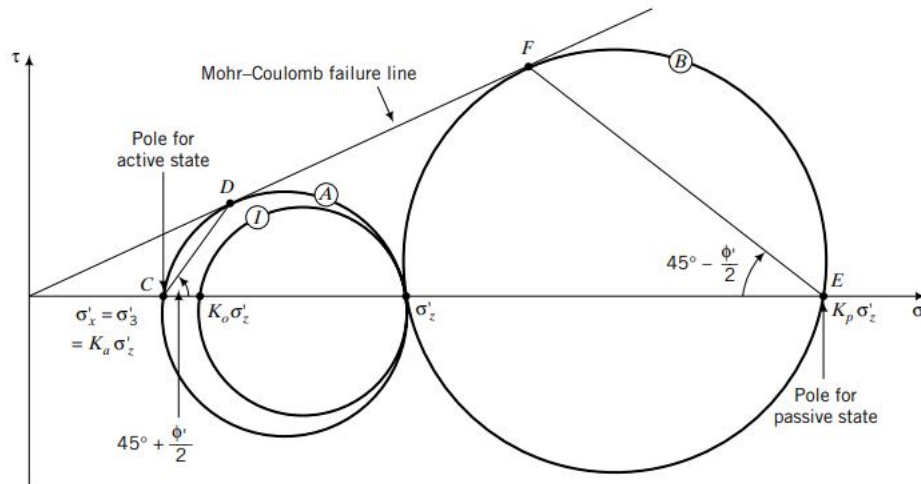


Figura 2.1: Representación de presiones de tierra en círculos de Mohr. (Budhu, 2012).

2.2.2. Empuje de suelo plano - norma DIN 4085

Como teorías clásicas de presión de tierra, se tienen las teoría desarrolladas por Coulomb (1776) y Rankine (1857). El Método de Coulomb considera la fricción entre el muro y el terreno, y una cierta cuña de suelo, la cual ejerce una fuerza sobre el muro, fuerza que satisface las condiciones de equilibrio. La fuerza real que actuará sobre el muro en el caso activo será el valor máximo de empuje obtenido al considerar todas las cuñas de falla posibles.

La teoría desarrollada por Rankine asume que el suelo es homogéneo e isotrópico, la superficie posterior del muro es vertical, y no existe fricción entre el suelo y la parte posterior del muro y que se genera una superficie de falla plana.

La norma alemana DIN 4085:2007-10 sobre "Suelo de construcción – Cálculo de la presión

de la tierra, norma en Alemania” determina el cálculo del empuje de tierras sobre estructuras, con enfoque al caso plano y espacial para el empuje activo y el estado límite pasivo y para estados de tensión intermedios.

El empuje activo se produce cuando la estructura de contención se desplaza en sentido contrario a la ubicación del terreno. A continuación se presenta en la figura 2.2 la definición de los ángulos y dirección de la presión de empuje activo, además de la distribución correspondiente.

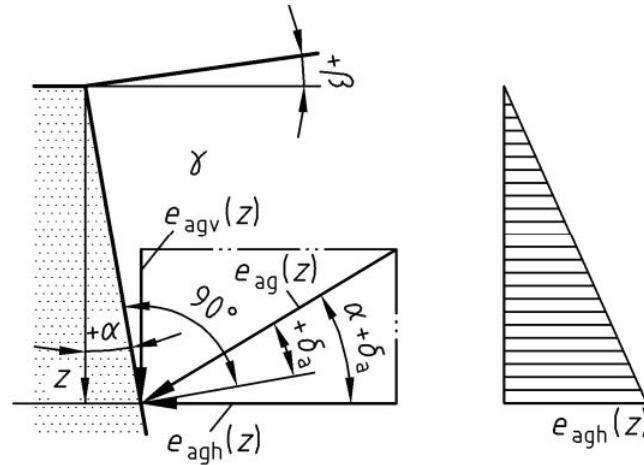


Figura 2.2: Definición del cálculo de presión de tierra activa. (DIN 40850f.2007).

Donde se define:

α : Ángulo de inclinación de la pared con respecto a la vertical.

β : Ángulo de inclinación del terreno con respecto a la horizontal.

δ : Ángulo de dirección del empuje con la normal al muro.

El empuje activo total (E_a) se determina como la suma de la componente vertical del empuje (E_{av}) y su componente horizontal (E_{ah}).

$$E_a = E_{av} + E_{ah} \quad (2.1)$$

La componente vertical corresponde a:

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan(\delta_a + \alpha) \quad (2.2)$$

La componente horizontal se determina como la suma de los componentes horizontales relacionados al peso propio del suelo (E_{agh}), a la carga superficial uniformemente distribuída (E_{aph}) y a la cohesión (E_{ach}).

$$E_{ah} = E_{agh} + E_{aph} - E_{ach} \quad (2.3)$$

Y cada componente se define como sigue.

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{agh} \quad (2.4)$$

$$E_{aph} = p \cdot h \cdot K_{aph} \quad (2.5)$$

$$E_{ach} = c \cdot h \cdot K_{ach} \quad (2.6)$$

Donde h corresponde a la profundidad de la excavación, γ el peso específico del suelo, p a la carga distribuída y c la cohesión del suelo.

Los coeficientes de empujes activos relacionados a cada componente son los siguientes, que dependen de ϕ ángulo de fricción interna, y los ángulos α , β y δ explicados anteriormente.

$$K_{agh} = \left[\frac{\cos(\phi - \alpha)}{\cos(\alpha) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta)}} \right)} \right]^2 \quad (2.7)$$

$$K_{aph} = \frac{\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot K_{agh} \quad (2.8)$$

$$K_{ach} = 2 \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\phi) \cdot \cos(\alpha + \delta)}{[1 + \sin(\phi + \alpha + \delta - \beta)] \cdot \cos(\alpha)} \quad (2.9)$$

El ángulo de la superficie de falla se determina como:

$$\theta = \phi + \arctan \left[\frac{\cos(\phi - \alpha)}{\sin(\phi - \alpha) + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\phi - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta)}}} \right] \quad (2.10)$$

2.2.3. Empuje de suelo espacial - norma DIN 4085

Para entender las teorías de presión de tierra espaciales y su aplicación, es necesario conocer los fundamentos de las teorías clásicas de presión de tierras, es decir, las teorías desarrolladas por Coulomb, Terzaghi y Rankine.

Existen numerosos métodos de cálculo para determinar el empuje espacial activo del suelo. Los métodos cinemáticos determinan el empuje de tierra sobre un análisis de equilibrio de un monolito de fractura tridimensional o pseudoespacial que se desliza sobre una superficie deslizante en el estado límite activo.

Se destacan en ésta categoría los métodos de Piaskowski/Kowalewski (1965), Karstedt (1980) y Washbourne (1984). La línea que define el cuerpo de fractura en la superficie del terreno se representa como un segmento circular según Karstedt, una parábola cuadrática según Piaskowski/Kowalewski y se supone un triángulo según Washbourne.

La norma DIN 4085of.2007 entrega un método para determinar el empuje de tierra activo tridimensional, derivado del método de Piaskowski y Kowalewski (1965). El procedimiento entregado por la norma permite la consideración de grandes cargas superficiales y se considera adecuado para suelos cohesivos.

Piaskowski y Kowalewski definen la forma geométrica del cuerpo de fractura (bloque rígido) como un cilindro parabólico con un eje vertical, formado por la intersección de un plano de deslizamiento definido por el ángulo de falla θ con la superficie lateral que atraviesa la línea de afloramiento descrita de la superficie del terreno, como se representa en la figura 2.3. Esta teoría asume que ni los esfuerzos normales ni los esfuerzos cortantes actúan en las superficies laterales verticales del cuerpo deslizante.

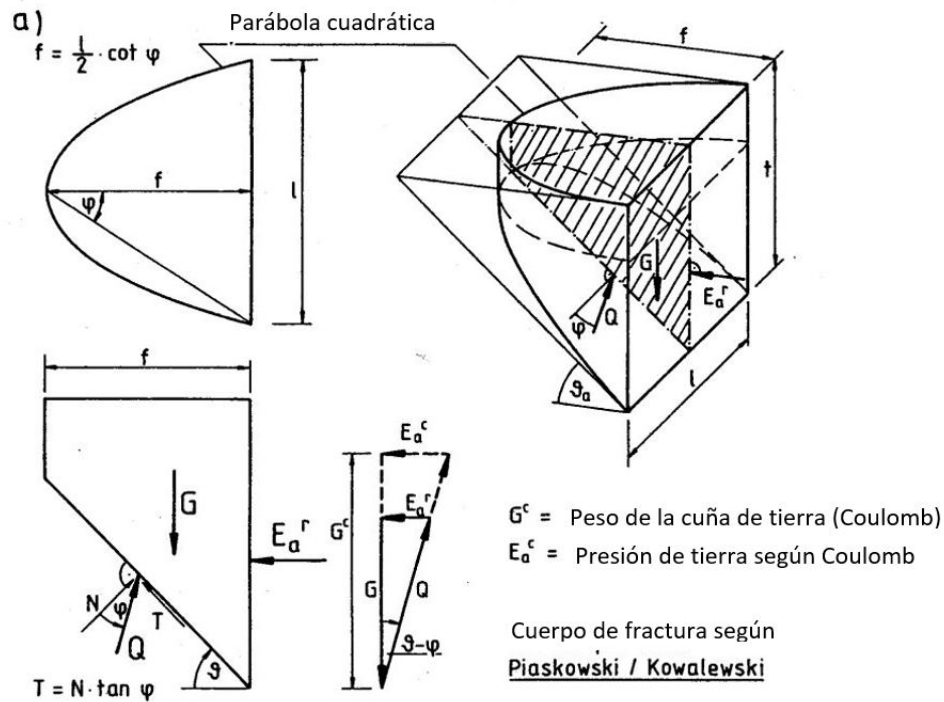


Figura 2.3: Enfoque de presión de tierra según Piaskowski/Kowalewski. (Modificado de Pulsfort, M., Walz, B., 2000).

Se limita el método generalmente solo a casos de suelo homogéneo, debido a que las fuerzas se aplican a todo el cuerpo de fractura.

El procedimiento de la norma DIN4085of.2007 define la fuerza de empuje de tierra por metro lineal como:

$$E_{ah}^{(r)} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{ah} \cdot \mu_{ah} \quad (2.11)$$

Donde el factor de reducción μ_{ah} es una relación de los esfuerzos de presión de tierra según Piaskowski/Kowalewski y según Coulomb para alguna profundidad h . Está en función del ángulo de fricción interna ϕ y la razón entre la profundidad y el ancho h/l , que es insignificamente influenciado por el nivel freático.

Los autores presentaron un nomograma (figura 2.4) que relaciona el factor μ_{ah} con la relación h/l (donde la profundidad se denomina con la letra z) para valores de ángulo de fricción interna entre 25° a 40° .

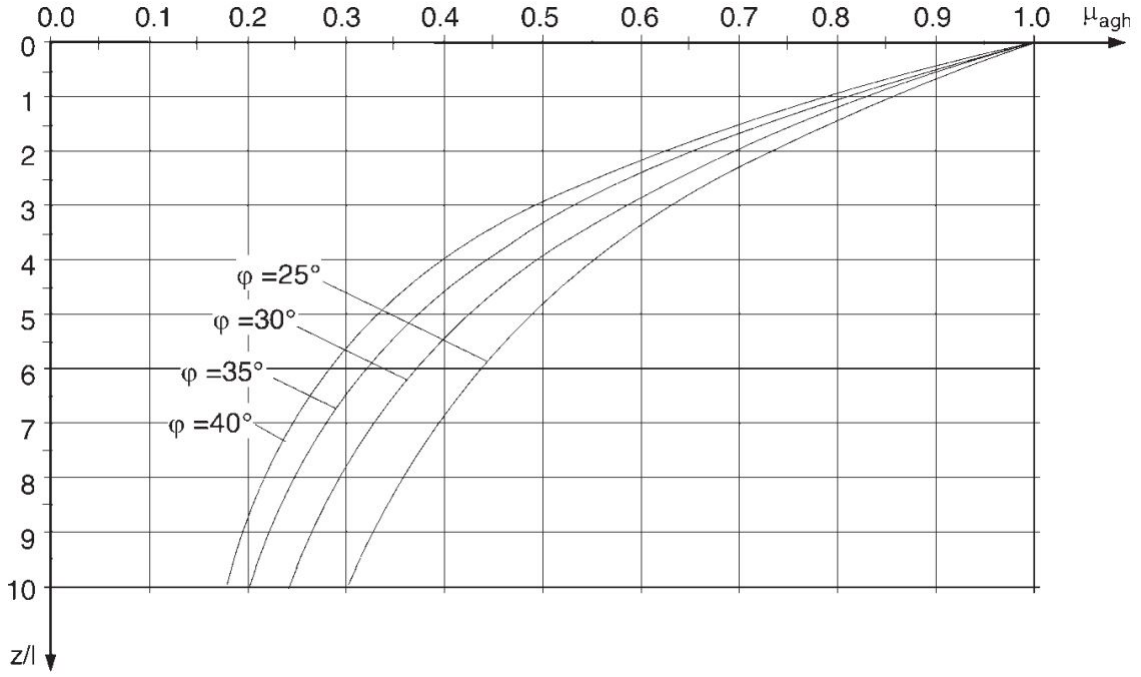


Figura 2.4: Nomograma para el factor de reducción μ_{ah} según Piaskowski/-Kowalewski. (Hettler.A, Kurrer.K, (2020)).

Análogo al caso plano, el empuje espacial ($E_a^{(r)}$) se ve influenciado por tres componentes, relacionados al peso propio del suelo (E_{agh}), a la carga superficial uniformemente distribuida (E_{aph}) y a la cohesión (E_{ach}). Y además, se definen factores de reducción para cada una de las componentes.

$$E_a^{(r)} = \mu_{agh} \cdot E_{agh} + \mu_{aph} \cdot E_{aph} - \mu_{ach} \cdot E_{ach} \quad (2.12)$$

La norma alemana DIN 4085-1987 especifica factores de reducción determinados a partir de una combinación de diferentes enfoques. El factor asociado a la cohesión se define con valor 1, asegurando la estabilidad. Los factores asociados al peso propio y a la carga son función de la relación profundidad-ancho y del ángulo de fricción interna.

Así, se definen los factores de reducción para cada componente:

$$\mu_{agh} = 1 - \frac{2}{\pi} \cdot \left[\left(1 + \frac{1}{\left(\frac{\phi \cdot h}{2 \cdot l} \right)^2} \right) \cdot \arctan \left(\frac{\phi \cdot h}{2 \cdot l} \right) - \frac{2 \cdot l}{\phi \cdot h} \right] \quad (2.13)$$

$$\mu_{aph} = 1 - \frac{2}{\pi} \cdot \arctan \left(\frac{\phi \cdot h}{2 \cdot l} \right) + \frac{2 \cdot l}{\phi \cdot h \cdot \pi} \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{\phi \cdot h}{2 \cdot l} \right)^2 \right] \quad (2.14)$$

$$\mu_{ach} = 1 \quad (2.15)$$

2.2.4. Empuje de suelo sísmico - Método de Mononobe-Okabe

Para el caso de análisis plano, el empuje de suelo sísmico se determina mediante el método comúnmente utilizado, el método de Mononobe y Okabe.

El método propuesto por Mononobe y Okabe (1929-1926) permite la obtención de presiones dinámica sobre una estructura de retención con relleno de material granular. Corresponde a una extensión de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb, considerando la aplicación de aceleraciones pseudo-estáticas, tanto horizontales como verticales, a la cuña activa de Coulomb, representadas en la figura 2.5.

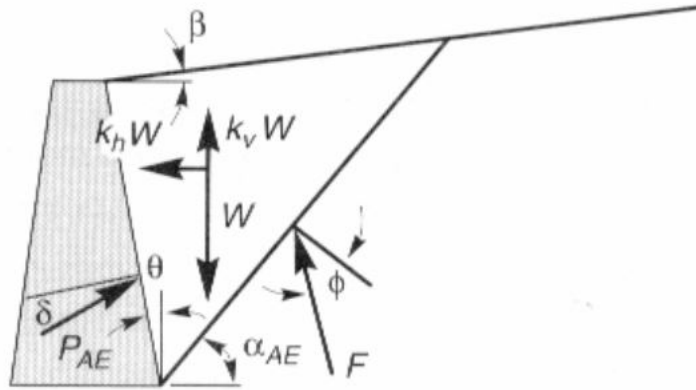


Figura 2.5: Esquema de fuerzas presentes en cuña de suelo según Método de Mononobe-Okabe.(Valenzuela,J., 2005)

Así, el empuje de suelos pseudo-estático se obtiene a partir del equilibrio de la cuña, considerando propiedades de resistencia del suelo de relleno y de fricción muro-suelo, geometría del muro, aceleración de la gravedad y aceleraciones pseudo-estática, derivando las siguientes ecuaciones.

Se define E_{as} como el empuje activo sísmico, K_{as} el coeficiente dinámico de presión de suelo activo, k_h y k_v son los coeficientes sísmicos horizontal y vertical respectivamente.

$$E_{as} = \frac{1}{2} \cdot K_{as} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \quad (2.16)$$

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \psi)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\alpha) \cdot \cos(\alpha + \delta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\alpha + \delta + \psi) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right]^2} \quad (2.17)$$

Donde:

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo.

δ : Ángulo de fricción entre el suelo y el muro.

α : Ángulo de inclinación del muro con respecto al eje vertical.

β : Ángulo de inclinación del muro con respecto al trasdós del muro.

γ : Peso unitario del suelo.

H : Altura de la excavación.

Y se define el ángulo:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (2.18)$$

El ángulo de la superficie de falla (θ_{as}) se determina como sigue.

$$\theta_{as} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{(\phi - \psi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (2.19)$$

Donde se definen los coeficientes C_1 y C_2 como:

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta) \cdot [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cdot \cot(\phi - \psi - \theta)]} \quad (2.20)$$

$$C_2 = 1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cdot [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \quad (2.21)$$

2.2.4.1. Estimación coeficientes sísmicos

Los coeficientes dinámicos se determinan según la metodología de cálculo que propone la norma chilena NCh3206.of2010 "Geotecnia – Excavaciones, entibaciones y socialzados – Requisitos", considerando una deformación post-sísmica admisible del sistema de entibación.

El coeficiente dinámico se determina a partir de la aceleración máxima efectiva A_0 definida en la norma chilena NCh433 "Diseño Sísmico de Edificios". La norma NCh3206.Of2010 define el coeficiente sísmico reducido A_r según:

$$A_r = \alpha \cdot \gamma \cdot A_0 \quad (2.22)$$

Donde el coeficiente de reducción α y el factor de corrección por zona sísmica se determi-

nan según la tabla 2.3, definida en la norma NCh3206.0f2010, en función del tipo de suelo y de la magnitud de la deformación postsísmica Δ_{eq} .

Tabla 2.3: Factor de reducción para determinar el coeficiente sísmico de diseño en socalzados y entibaciones con desplazamiento sísmico. (NCh3206.0f2010).

Suelo	Coeficiente de reducción			
	$\Delta_{eq}=5$ mm	$\Delta_{eq}=10$ mm	$\Delta_{eq}=20$ mm	$\Delta_{eq}=40$ mm
Gravas densas	0,79	0,65	0,55	0,46
Arenas densas y suelo fino con $q_u \geq 150$ kPa	0,84	0,73	0,61	0,52
Resto de suelos, exceptuando suelos finos con $q_u \leq 50$ kPa	0,90	0,82	0,69	0,58

Tabla 2.4: Factor de reducción por zona sísmica (NCh3206.0f2010).

Zona sísmica	A_0	λ
I	0,2 g	0,85
II	0,3 g	0,93
III	0,4 g	1,00

2.2.5. Empuje espacial derivado a condición sísmica (Método Prater)

No se encontró literatura de un método específico para determinar el empuje espacial en condición sísmica. Sin embargo, es necesario comprender la formulación de métodos desarrollado para el caso estático, el cual se define en base a los métodos de Piaskowski/Kowalewski (1965) y al método de Prater (1973).

Si el modelo de cuña de tierra se toma como un cuerpo de fractura real, la cara triangular se puede ver como un muro sobre el cual se ejerce una presión de tierra E_y , tal como se presenta en la figura 2.6. Sin embargo, dado que la cuña de tierra es solo un modelo matemático y no un cuerpo de fractura real, también se debe usar el factor K_y , recomendado en DIN V 4126-100, y que puede ser considerado como un coeficiente empírico sin derivar consideraciones mecánicas del suelo.

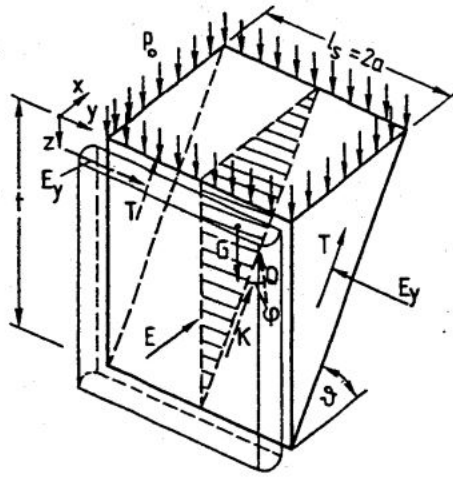


Figura 2.6: Cuña de tierra espacial.(Pulsfort,M., Walz,B., 2000).

$$K_y = K_o = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (2.23)$$

La fuerza de Tensión se deriva de la integral de los esfuerzos cortantes τ , que se calcula sobre la cara del extremo triangular.

$$\tau = K_y \cdot \sigma_z \cdot \tan(\phi) \quad (2.24)$$

El enfoque de Prater se utiliza como una aproximación para las tensiones verticales σ_z , idéntico a la llamada Teoría del hombro, las tensiones verticales aumentan linealmente con la profundidad en el caso de un suelo homogéneo, como se observa en la figura 2.7.

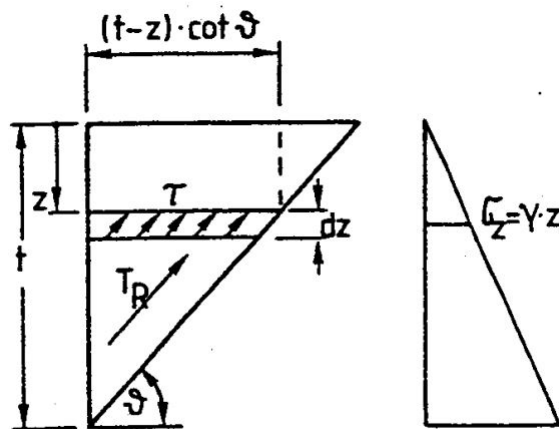


Figura 2.7: Derivación de la fuerza de Tensión según Prater. (Pulsfort,M., Walz,B., 2000).

Se integra el esfuerzo de corte y se obtiene la definición de la fuerza de Tensión, expresada en la ecuación 2.25.

$$T = K_y \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot h^3 \cdot \cot(\theta) \quad (2.25)$$

Considerando la condición de equilibrio de la cuña de tierra con suelo homogéneo, donde h corresponde a la profundidad de la excavación y l_s su ancho, el diagrama de fuerzas que incluye la fuerza del peso propio de la cuña (G), la fuerza de tensión (T), la fuerza de cohesión (K), la fuerza resultante (Q) y la fuerza de empuje sísmico (E) se presenta en la figura 2.8.

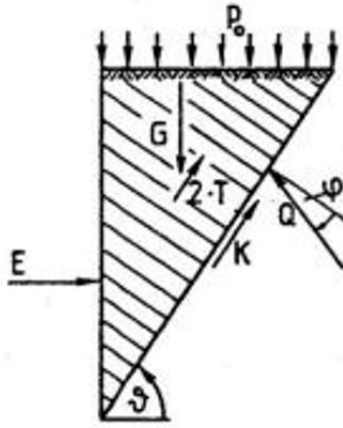


Figura 2.8: Diagrama de fuerzas modelo de cuña de tierra con suelo homogéneo. (Pulsfort,M., Walz,B., 2000).

Donde las fuerzas se definen como:

$$G = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot l_s \cdot h^2 \cdot \cot(\theta) \quad (2.26)$$

$$P = p_o \cdot l_s \cdot h \cdot \cot(\theta) \quad (2.27)$$

$$K = c \cdot l_s \cdot h \cdot \frac{1}{\text{sen}(\theta)} \quad (2.28)$$

2.3. Pilas de Entibación Ancladas

2.3.1. Definición y aplicaciones

Las pilas ancladas son las estructuras más comúnmente utilizadas en entibaciones y refuerzo de taludes. A modo de definición, son dispositivos generalmente de base cuadrada y que alcanzan varios metros de profundidad, constituidos de hormigón armado, dispuestos en modo de pantalla discontinua en el perímetro de la excavación, sostenidas con puntales de Acero o anclajes, con el fin de dar soporte estructural a masas de suelo.

A continuación, se presenta una representación de una pila anclada:

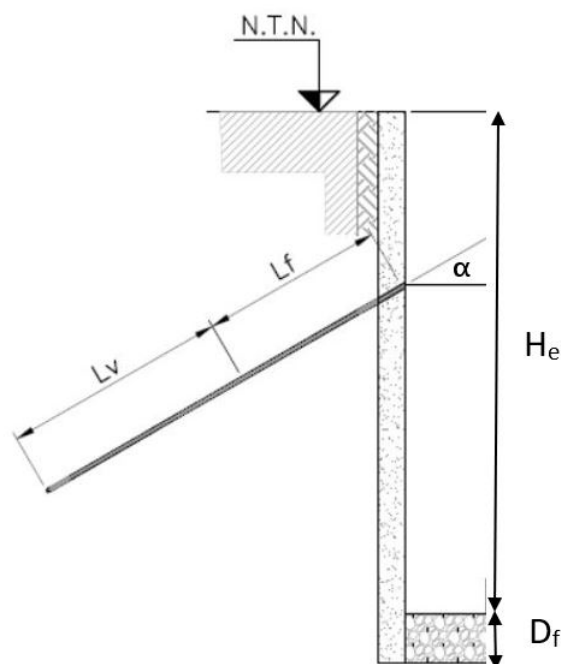


Figura 2.9: Ejemplo de configuración de entibación mediante pilas ancladas.

En la figura 2.9 se observa el diseño estructural de una pila con una única línea de anclaje, con Longitud libre L_f , Longitud de bulbo L_v , inclinada un ángulo α con respecto a la horizontal, en una profundidad de excavación H_e y longitud de empotramiento D_f .

El anclaje corresponde a un elemento de arriostramiento que trabaja a tracción y está compuesto por una cabeza de anclaje, tendón y bulbo resistente. La cabeza de anclaje es un sistema mecánico de fijación de cables o barras al elemento de contención, el bulbo resistente se define como la longitud teórica del tirante sobre el cual la fuerza de tracción se transmite al suelo en el cual se encuentra inserto, separando así la longitud total en longitud de bulbo y longitud libre. Finalmente el tendón corresponde a cables o barras de acero. Se representan las partes descritas en la figura 2.10.

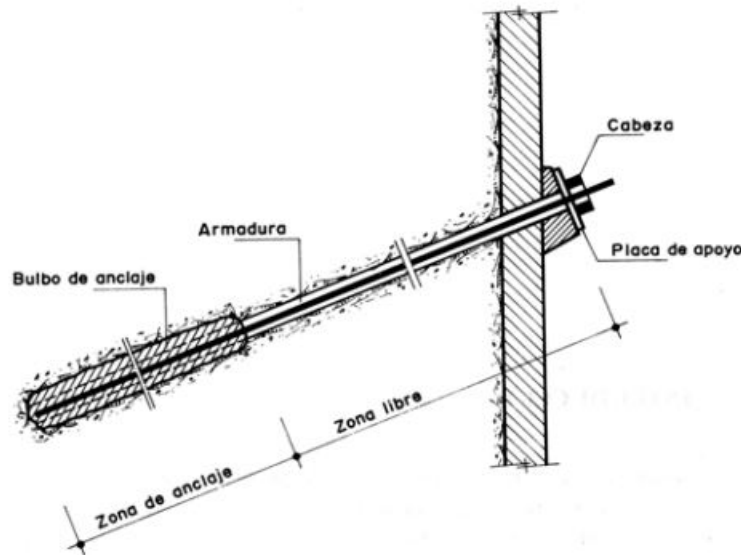


Figura 2.10: Partes de un anclaje.

Existen distintos tipos de anclajes según el tipo de construcción, entre ellos se encuentran los muertos de anclaje, los anclajes postensados inyectados, los anclajes autoperforantes, anclajes hincados, entre otros. Se clasifican como inyectados a los anclajes que se ejecutan mediante inyección o relleno de lechada o mortero de cemento con diversas técnicas. Por otro lado, el término "postensado" refiere a que el proceso de tensado es posterior a la inyección y fragüe del medio aglomerante utilizado, permitiendo aplicar cargas de tracción a elementos estructurales que son estabilizados mediante los anclajes, antes que los procesos constructivos siguientes induzcan la puesta en carga de los mismos. Además, la gran mayoría de los anclajes postensados inyectados integran algún tipo de tendón de acero (cables o barras), alojados centrados en una perforación que se rellena o inyecta con lechada de cemento, y que en su extremo anterior que apoya sobre la estructura posee una cabeza y placa de transferencia de la carga de tracción.

2.3.2. Diseño de pilas de entibación ancladas

El diseño de entibaciones en Chile se determina según lo indicado en diferentes normas extranjeras, tal como las normas alemanas, europeas y estadounidenses, que en la práctica han logrado resultados satisfactorios en diseños geotécnicos, y debe cumplir con los requisitos mínimos que define la norma chilena NCh3206of.2010: "Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socialzados" y el manual de recomendaciones para el diseño, ejecución y control de anclajes inyectados y postensados en suelos y rocas de CDT (2001).

El diseño debe asegurar la estabilidad global de la estructura junto a la masa de suelo contenida, y la estabilidad local de la estructura de contención y sus elementos de arrios-

tramiento. Debe considerarse el diseño a la falla interna del material, al arrancamiento del bulbo por capacidad de fricción, por arrancamiento del suelo, al análisis de los planos de falla y de la serviciabilidad, verificando que las deformaciones máximas experimentadas por la estructura, tanto para la condición estática y sísmica, se encuentren en un rango admisible y seguro.

2.3.2.1. Configuración del sistema de Pilas Ancladas

La disposición del sistema de pilas estará definida por la geometría del perímetro de la excavación en cuestión. Sin embargo, la distancia de separación horizontal máxima entre pilas, dependerá de un análisis de estabilidad local del suelo libre entre ellas. Ésto, ya que el suelo sostenido entre pilas se condiciona por el efecto arco, fenómeno explicado por Terzaghi (1943) como la transferencia de tensión cuando el suelo entre pilas cede (figura 2.11). En consecuencia, el espaciamiento entre pilas debe garantizar estabilidad ante posibles fallas locales.

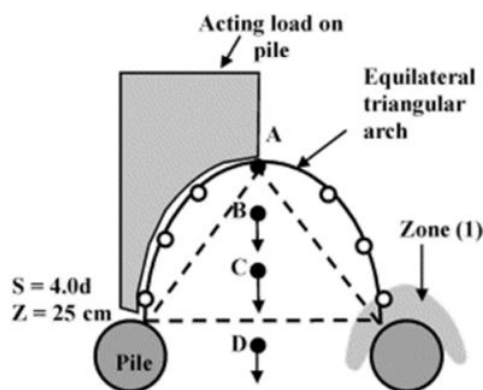


Figura 2.11: Ilustración del Efecto Arco entre pilotes (Cheng, C.-Y, Martín, G., 2002).

En base a estudios previos como el de Rocha y Collarte (2011), quienes plantean que la separación máxima entre pilas es directamente dependiente de los parámetros de resistencia al corte del suelo y proponen un método analítico para su estimación en suelos granulares, y a la experiencia de SUBT SpA, se puede determinar una separación horizontal entre pilas uniforme no mayor a 3 metros de distancia entre ejes. Considerando precauciones constructivas, como riego de lechada de cemento, con el fin de evitar desprendimientos por pérdida de humedad o efectos de cohesión aparente.

2.3.2.2. Determinación de Empuje activo

En la norma chilena no se especifica el método de cálculo del empuje activo. En la práctica se obtiene comúnmente mediante lo que indica la norma DIN 4085, explicada en el apartado 2.2.2. La cual indica que para la determinación del empuje estático se considera un enfoque de análisis bidimensional basado en el método de Coulomb.

Para considerar en el cálculo de empujes de suelos la componente asociada a las 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 $11 [kN/m^2]$ por piso, incluyendo los subterráneos.
- Para entibaciones contiguas a una calle, se debe considerar una carga uniformemente repartida de $12 [kN/m^2]$, 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.

En cuanto a la condición sísmica, se determina el empuje asociado mediante el método de Mononobe-Okabe, explicado en el apartado 2.2.4. Donde la estimación de los coeficientes de aceleración pseudoestáticos se determina según la norma NCh433.

2.3.2.3. Distribución de empujes de suelo

En su estudio sobre entibaciones en Grava de Santiago, Ortigosa (2001) demuestra que la distribución de empujes que se generan en una entibación arriostrada no es representada de manera realista con una distribución triangular, como usualmente se determina, sino mas bien, varía según los arriostramientos y la movilización de los parámetros resistentes del suelo. Expresa que para varios niveles de arriostre el diagrama se distribuye uniformemente en la altura de excavación.

Rozic (2012) cita los trabajos realizados por Terzaghi & Peck (1967) y Peck (1969), quienes ensayaron excavaciones de metro, demostrando que los diagramas de distribución de estructuras entibadas y arriostradas tienen más bien una forma rectangular o trapezoidal, la cual depende del tipo de suelo en el que se encuentran.

La norma chilena NCh3206.Of2010 en cuanto a distribución de empujes de las entibaciones establece las siguientes consideraciones:

- Cuando se proyecta un elemento del arriostramiento, para el caso estático, se debe analizar tanto una 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.
- Cuando se proyectan dos o más elementos de arriostramiento se puede utilizar una distribución uniforme en profundidad para el empuje, tanto estático como sísmico.

La norma alemana DIN 4805 entrega una lista de distribuciones de empuje para diferentes tipos de movimientos y tipos de cargas que pueden aplicarse a la estructura. Por otro

lado, el manual de diseño EAB 2008 propone distribución de presiones para excavaciones con entibaciones ancladas que asumen una redistribución de la presión de tierra desde el nivel de terreno hasta el nivel de excavación, y que mantienen una distribución rectangular que aumenta con la profundidad desde el nivel de excavación hasta el pie de la pila.

En la figura 2.12 se presentan tres diagramas de empujes de suelos propuestos por el manual de diseño EAB (2008), para pilas doblemente arriostradas según la ubicación del soporte.

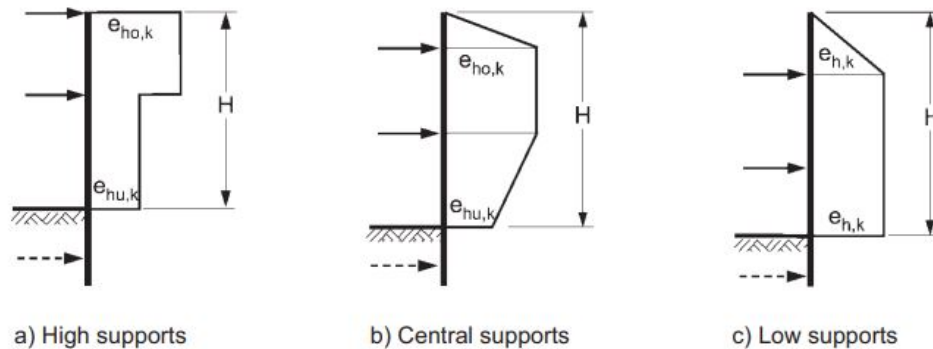


Figura 2.12: Diagramas de empujes de suelo para pilas doblemente arriostradas según su ubicación. (EAB, 2008)

2.3.2.4. Modelo estructural

La entibación y los anclajes se pueden modelar como un sistema estructural que represente la rigidez de la pila, las condiciones de apoyo dadas por los anclajes y de la base de la pila, con el objetivo de simplificar el cálculo con una representación realista.

Usualmente se modelan los anclajes como apoyos simples y la condición de apoyo de la base puede modelarse como simplemente apoyada, parcialmente empotrada o totalmente empotrada. Blum (1931) establece un método para el cálculo de la rigidez del empotramiento, éste considera que el suelo bajo la base de la excavación se idealice como un empuje pasivo con distribución triangular y una fuerza equivalente en la base teórica de la pila.

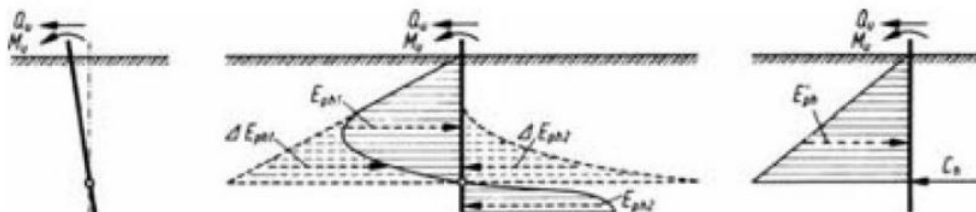


Figura 2.13: Distribución de la presión de suelo pasiva. (Blum, Weissenbach, 2001)

Por otro lado, no existe mucha literatura sobre la distribución de los empujes espaciales.

2.3.2.5. Longitud de empotramiento

El empuje pasivo se obtiene para la verificación de la resistencia pasiva de terreno como consecuencia del empotramiento de la pila y se obtiene mediante lo que indica la norma DIN 4085.

Su capacidad se minora con un coeficiente de seguridad η_p de 2,50 para la condición estática y de 2 para la condición sísmica (EAB, 2006).

La longitud de empotramiento puede ser determinada también mediante el análisis estructural de mediante un modelo según el Método de Rigidez considerando el elemento tipo viga apoyado en medio elástico, modelando el suelo como un sistema de resortes lineales, bajo la suposición de que las presiones de contacto son proporcionales a las deformaciones. Es un análisis enfocado en encontrar los esfuerzos internos del pilote y por ende, está controlado por la resistencia estructural del elemento.

La obtención del módulo de reacción lateral puede obtenerse en función de diferentes parámetros y según el tipo de suelo. El Ábaco de Chadeisson (1961), figura 2.14, relaciona los parámetros resistentes del suelo, cohesión y ángulo de fricción interna, con el módulo de reacción lateral.

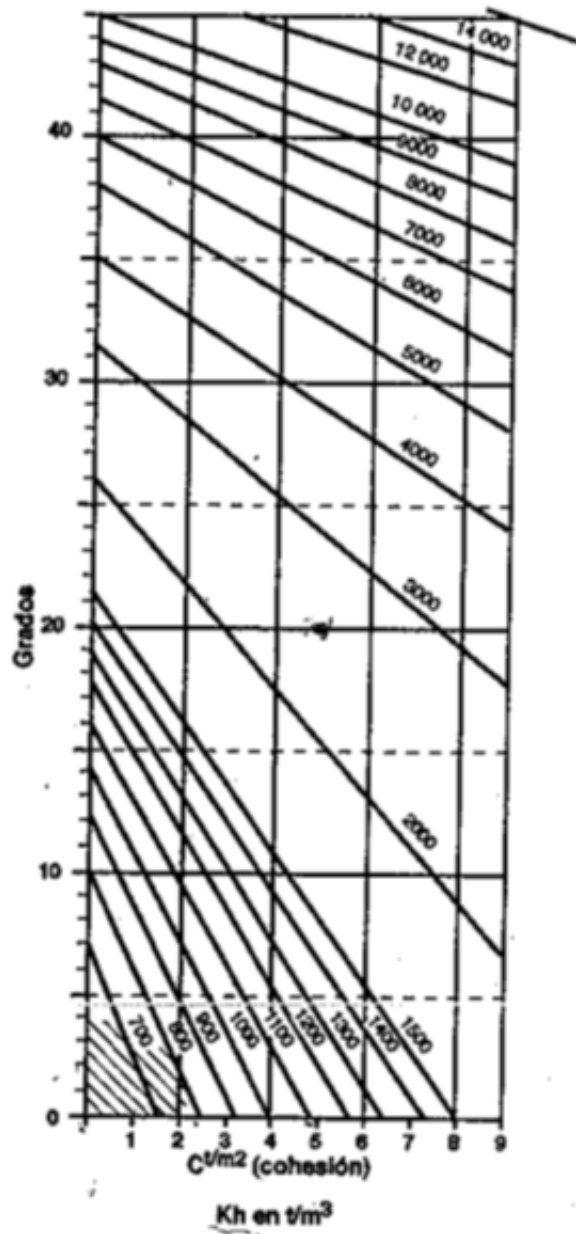


Figura 2: Absco de Chadeisson.

Figura 2.14: Ábaco de Chadeisson (Monet, 1994).

2.3.2.6. Carga de anclajes

La carga de servicio del anclaje se obtiene a partir de la carga de servicio por metro lineal de muro de entibación F_w y la separación máxima entre pilas s .

$$F'_w = s \cdot F_w \tag{2.29}$$

2.3.2.7. Longitud Total de Anclaje

La longitud total de los anclajes se obtiene según el Método de Ranke-Ostermayer (Ranke, A., Ostermayer, H. 1968) el cual corresponde a la obtención de la longitud hasta el centro del bulbo mediante un análisis de estabilidad de cuña de falla profunda, asumiendo una línea recta como plano de deslizamiento, y verificando los factores de seguridad decisivos. Éste método aplica tanto para líneas de anclajes simples como múltiples.

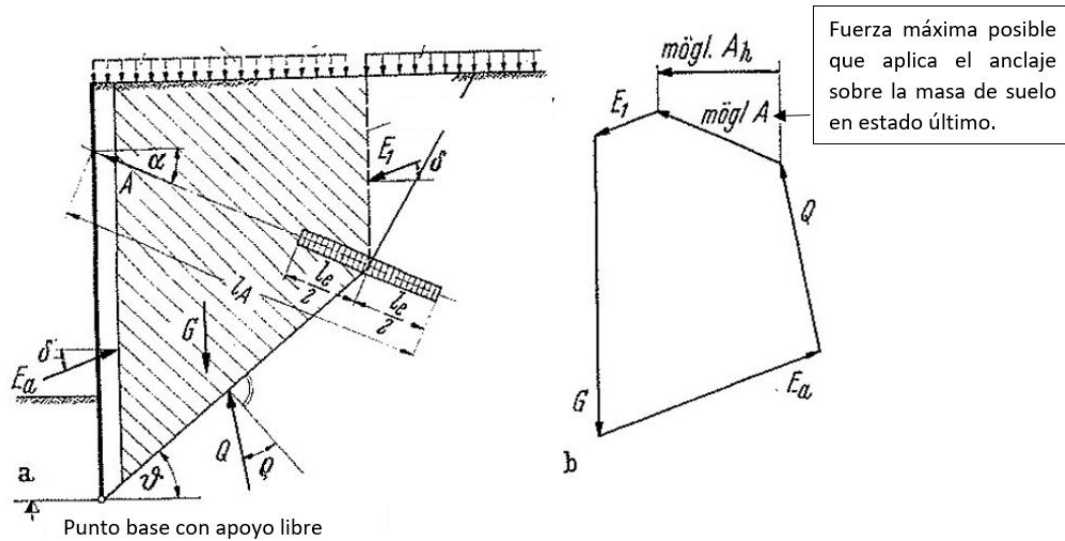


Figura 2.15: Determinación de la estabilidad en el plano de deslizamiento profundo con una línea de anclajes. (Modificado de Ranke. A, Ostermayer, H, 1968)

Según lo anterior se define el Coeficiente de seguridad a la falla global como:

$$\eta = \frac{A_{mp}}{A_{existente}} \quad (2.30)$$

Donde:

A_{mp} : máxima componente de carga que puede aplicar el anclaje sobre la masa de suelo.

$A_{existente}$: carga de servicio existente en el anclaje.

Las recomendaciones EAB y EAU definen un coeficiente de seguridad a la falla por la cuña profunda (η) mayor o igual a 1,50 en el caso estático y 1,10 en el caso sísmico. Según lo que indica la CDT “Recomendaciones para el Diseño, Ejecución y Control de anclajes inyectados y Postensados en suelos y Rocas”. 2001. CChC., en anclajes postensados,

la longitud libre mínima según norma es de 4,5 metros para anclajes de cables y de 3 metros para anclajes de barras. La longitud total de anclajes corresponde a la suma de la longitud libre y de la longitud de bulbo.

La capacidad del bulbo de anclaje depende de diferentes factores como el diámetro de perforación, características mecánicas del suelo, el sistema de perforación y la metodología de inyección del anclaje.

La Longitud de bulbo se puede estimar a partir de la siguiente ecuación:

$$N_{fadm} \geq \frac{1}{\eta_f} \cdot L_v \cdot \pi \cdot \phi_b \cdot q_s \quad (2.31)$$

Donde:

N_{fadm} : Carga admisible por fricción.

η_f : Coeficiente de seguridad para la fricción según la DIN4128.

ϕ_b : Diámetro promedio del bulbo inyectado.

q_s : Fricción unitaria última del fuste.

L_v : Longitud de bulbo.

Se considera un coeficiente de seguridad mínimo η_f igual a F.S.= 1,75 para el diseño de la longitud de bulbo.

Para obtener el valor de la fricción unitaria última q_s , se utilizan los ábacos de M.Bustamante (1985) para suelos gruesos (figura 2.16) y para suelos finos (figura 2.17), que relaciona el tipo de suelo con el valor de SPT y depende del tipo de inyección: Inyección global única (IGU) o Inyección repetitiva selectiva (IRS) .

La Inyección global única (IGU) corresponde a un sistema de inyección que consiste en la aplicación de lechada o mortero al interior de la armada tubular en una única fase, generando que el fluido de inyección ascienda por el hueco anular desde el fondo de la perforación (circulación inversa). En cambio, la Inyección repetitiva selectiva (IRS) se realiza la inyección de lechada selectivamente a la tubería, y por ende se lleva a cabo en varias fases espaciadas en el tiempo, aplicando mayores presiones de inyección.

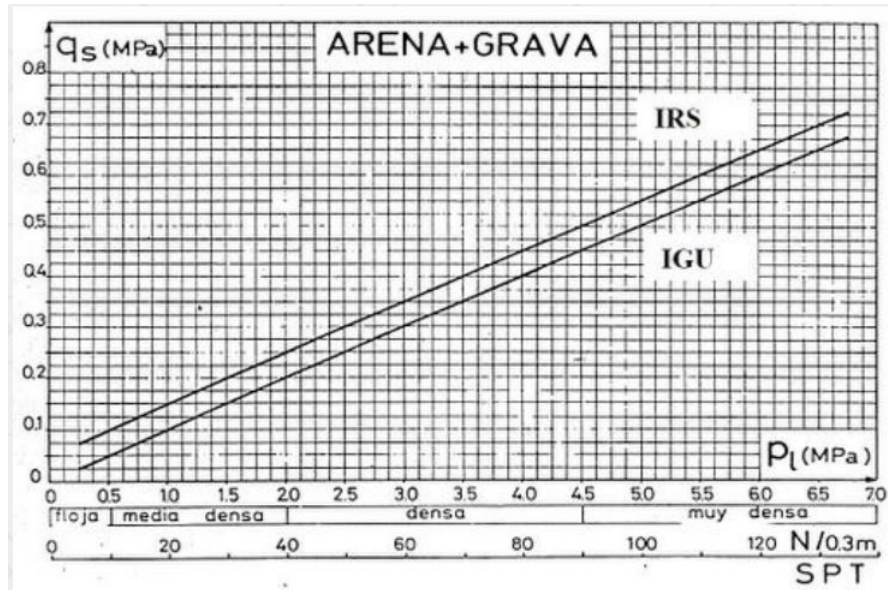


Figura 2.16: Ábaco de M.Bustamante (1985) para la obtención de la fricción unitaria de bulbo para suelos granulares.

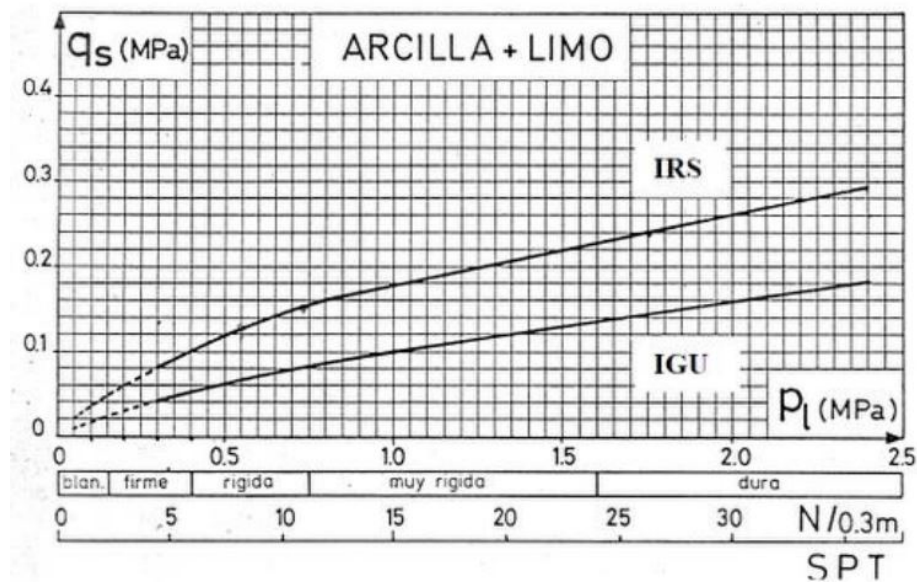


Figura 2.17: Ábaco de M.Bustamante (1985) para la obtención de la fricción unitaria de bulbo para suelos finos.

Para la verificación de la fricción de bulbo, el valor del coeficiente α , el cual indica cuánto crece el diámetro de bulbo respecto del diámetro de perforación, se utiliza la tabla entregada por M.Bustamante (1985). Dependiendo del tipo de suelo y del tipo de inyección, se define el valor del coeficiente en la figura 2.18.

Type of soil	α coefficient		curve to use in Figure 2.13	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Gravel	1.8	1.3 to 1.4		
Sandy gravel	1.6 to 1.8	1.2 to 1.4		
Gravelly sand	1.5 to 1.6	1.2 to 1.3		
Coarse sand	1.4 to 1.5	1.1 to 1.2	SG.1	SG.2
Medium sand	1.4 to 1.5	1.1 to 1.2		
Fine sand	1.4 to 1.5	1.1 to 1.2		
Silty sand	1.4 to 1.5	1.1 to 1.2		
Silt	1.4 to 1.6	1.1 to 1.2	AL.1	AL.2
Clay	1.8 to 2.0	1.2		
Marl (Greensand)	1.8	1.1 to 1.2		
Calcareous marl	1.8	1.1 to 1.2	MC.1	MC.2
Altered or fragmented chalk	1.8	1.1 to 1.2		
Altered or fragmented rock	1.2	1.1	$\geq R.1$	$\geq R.2$

for IRS: $p_3 \geq p_1$ for IGU: $0.5p_1 < p_3 < p_1$
--

Figura 2.18: Obtención del coeficiente α según tipo de suelo y tipo de inyección. (Bustamante, 1995).

2.3.2.8. Verificación Pila de Hormigón Armado

El diseño estructural de la pila de hormigón armado sigue la normativa ACI-318. EL momento máximo y el corte máximo se obtienen del diseño de las entibaciones. Se considera un Coeficiente de mayoración φ de 1,4 al momento máximo y un factor de reducción ϕ de 0,85 al momento nominal. El factor de uso se denomina como sigue.

$$\mu = \frac{\varphi M_{max}}{\phi M_n} \quad (2.32)$$

Y el momento nominal según la expresión de la norma ACI-318, en función de la Armadura A_s , la distancia d y a , y la tensión de rotura f_y .

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.33)$$

Los criterios que debe cumplir a flexión son los siguientes:

- Criterio de armadura mínima: $\rho > \rho_{min}$
- Criterio de armadura máxima: $\rho/\rho_b < 0,75$
- Criterio de resistencia $\mu > 1$

Donde ρ_{min} es la cuantía mínima, ρ_b la cuantía de armadura que produce condiciones de deformación balanceada.

En cuanto al corte, se define el factor de uso en función del corte nominal y la sollicitación del diseño.

$$\mu = \frac{\phi V_n}{V_u} \quad (2.34)$$

Debe cumplir los siguientes criterios:

- Criterio de resistencia: $\mu > 1$
- Criterio de armadura mínima: $A_v/s > 3,5 \cdot b/f_y$
- Criterio de espaciamiento máximo: $s_{max}/s > 1$

2.3.3. Deformaciones

Las deformaciones que experimente la pantalla de contención que se generan por la excavación se deben mantener dentro de límites que aseguren la estabilidad de las paredes de la excavación y que eviten daños de las estructuras vecinas tanto en condiciones estáticas como sísmicas, así lo indica la norma chilena NCh3206of.2010.

Se han realizado varios estudios, principalmente analíticos, para la estimación de deformaciones de entibaciones arriostradas. Ortigosa (2001), en su estudio de entibaciones en Grava de Santiago, expone la relación entre el empuje σ y la deformación lateral necesaria para alcanzar la condición de empuje activo ϵ para las distintas depositaciones de la Grava de Santiago a profundidades de entre 10 a 20 metros (figura 2.19), concluyendo que para efectos de diseño, dicha relación se puede asimilar a una variación bilineal que alcanza la condición activa o de mínimo empuje para una deformación ϵ comprendida entre 0,6 % y 0,8 %.

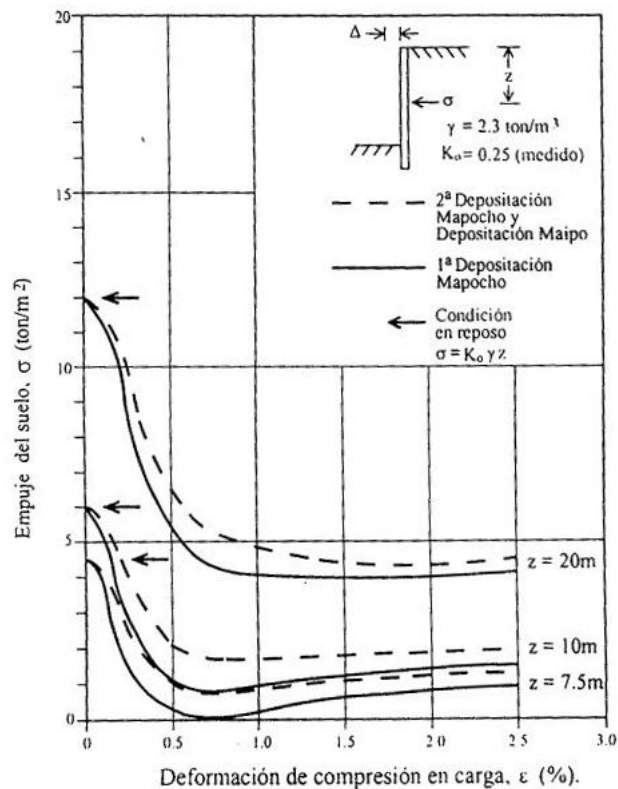


Figura 2.19: Relación entre deformación y el empuje de elementos de contención en la Grava de Santiago (Ortigosa, 2001)

Además, entrega valores de deformaciones en la Grava de Santiago medidas en entibaciones-socalzados discontinuos.

Tabla 2.5: Deformaciones en Grava de Santiago medidas en entibaciones-socalzados discontinuos (Ortigosa, 2001)

Tipo de estructura y arriestre	H(m)	$\epsilon_{in-situ}$ (%)	
		Con medición T_a en arriestre	Con medición desplazamiento en arriestre
Socalzado Puntual	9,8	0,25	-
Socalzado Puntual	12,6	0,30	-
Entibación Puntual	10	0,33	-
Entibación Puntual	11,5	0,29	-
Entibación Anclaje	15	-	0,20 a 0,40

Por otro lado, Peck (1969) realiza uno de los primeros estudios prácticos en cuanto al análisis de deformaciones laterales y asentamientos de estructuras de retención en suelos granulares y finos, principalmente Arenas y Arcillas. Menciona que la colocación del anclaje antes de cierta profundidad de excavación al siguiente nivel de anclaje, influye en la deformación lateral. El patrón de movimiento sobre una excavación en Arcillas blandas con muro anclado en Chicago fue representada según Lacroix (1966).

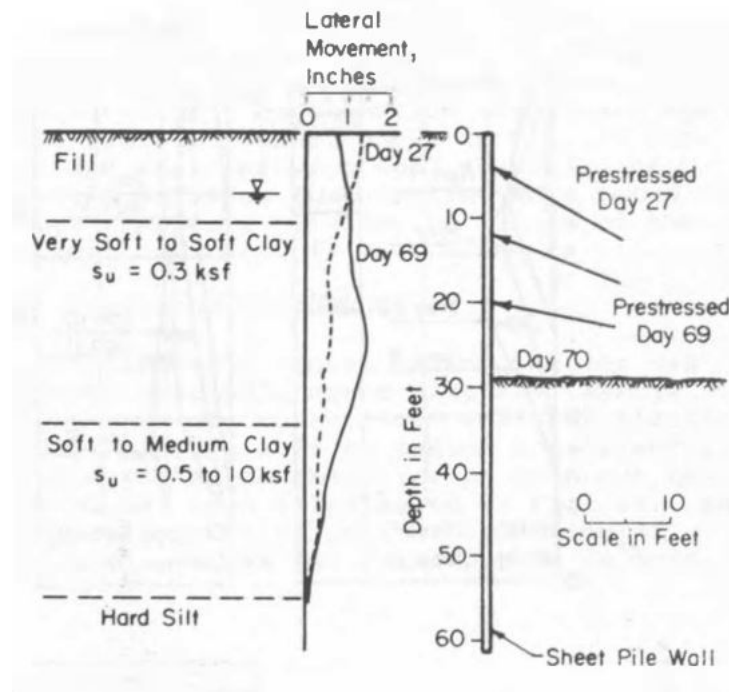


Figura 2.20: Deformación en excavación en Arcilla Blanda. (Peck, 1969)

Para arcillas blandas, Peck (1969) establece que los asentamientos son del orden de $0,2\%$ de la profundidad de la excavación.

Clough y O'Rourke (1990) analizaron los desplazamientos horizontales y asentamientos en entibaciones para Arcillas rígidas, Suelos residuales, Arenas y Arcillas blandas a medias. Su trabajo se limita a la discusión concentrada en los movimientos provocados por la excavación y el proceso de soporte.

En cuanto a los suelos Arcilla rígida, Suelos residuales y Arenas, usando una base de datos de Goldberg y datos adicionales, relacionan movimiento máximo horizontal y asentamiento del suelo como una función de la profundidad de la excavación H para muros de contención.

- El movimiento horizontal tiende a un valor promedio de $0,2\%H$
- El movimiento vertical tiende a un valor promedio de $0,15\%H$
- Hay una amplia dispersión en los datos, con los movimientos horizontales mostrando más que los movimientos verticales.
- No hay una diferencia significativa entre las tendencias de los movimientos máximos de los diferentes tipos de muros, y esto incluye incluso los nuevos muros de suelo y cemento

Concluyen que para las Arcillas rígidas, Suelos residuales y Arenas, el desplazamiento lateral máximo de la pared y los asentamientos del suelo retenido están entre $0,2\%$ y $0,3\%$ de H , con una dispersión de los datos de $0,5\%H$. En cuanto a las Arcillas medias a blandas, el

desplazamiento máximo está en función del valor del Factor de seguridad (FS), con valores sobre $2\%H$ para FS menor a 1,2, y menores a $0,5\%H$ para FS mayor a 2.

Además, desarrollan patrones de configuraciones deformadas. Indicando que para Arcillas rígida, suelos residuales y Arenas, los perfiles de asentamientos de la superficie del suelo detrás de un pared se muestran de forma triangular, con un asentamiento máximo en la posición de la pared, y en Arcillas medias a blandas, muestran una forma trapezoidal, con el movimiento máximo cerca de la pared.

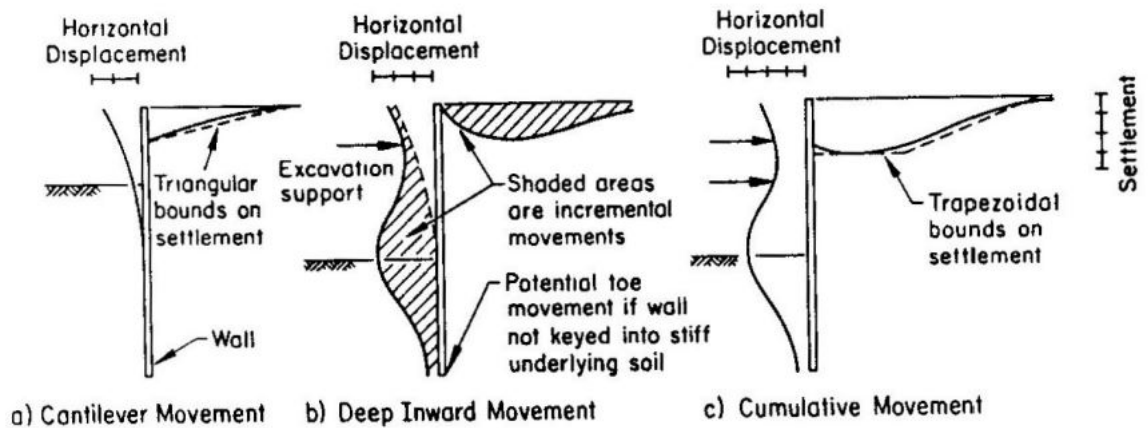


Figura 2.21: Perfiles típicos de configuración deformada de entibaciones arriostradas (Clough & O'Rourke, 1990).

Por último, Rozic (2012) menciona los estudios de deformaciones laterales realizados por Long (2001), quien analiza cuatro casos de entibación con diferentes estratigrafías, representados en la Figura 2.23.

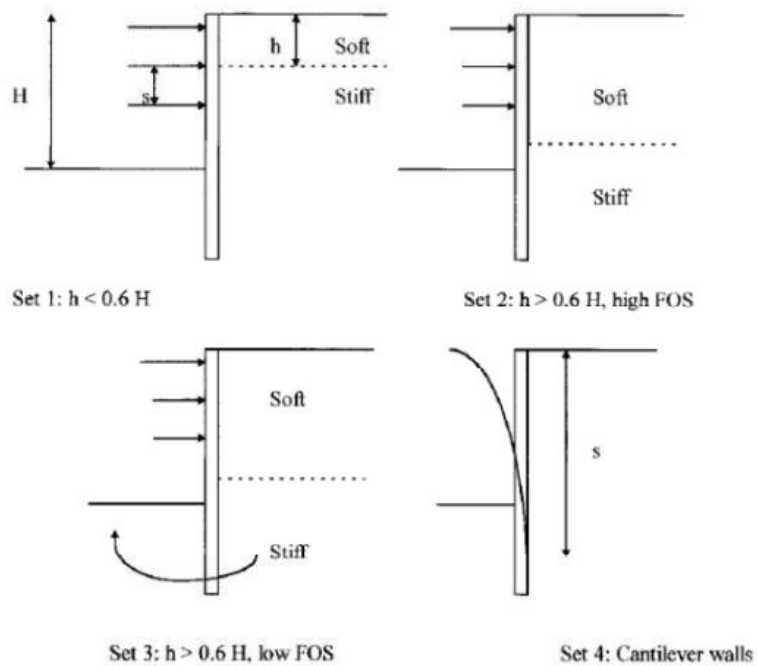


Figura 2.33. Casos de análisis, Long (2001)

Figura 2.22: Casos de análisis en el estudio de Long (Long, 2001).

Concluye que para los suelos competentes la deformación lateral normalizada se encuentra generalmente en un rango entre $0,05 \% H$ y $0,25 \% H$, sin encontrar una clara diferencia en el comportamiento de los casos 1, 2 y 3. Además, indica que la rigidez del sistema de retención no influye en la deformación lateral que experimenta.

2.3.4. Método constructivo

La excavación de las pilas se efectúa desde la superficie y generalmente de forma manual, es posible realizar múltiples excavaciones de pilas al mismo tiempo. Se coloca la armadura correspondiente y el hormigonado se realiza por gravedad mediante mangas. Una vez construidas las pilas y asegurando la resistencia requerida, se inicia la excavación delante de ellas. Es importante señalar el riesgo asociado a la ejecución manual de las pilas, debido a posibles derrumbes y/o presencia de gases que afecten la seguridad del personal.

Se excava hasta la cota del anclaje, la cual se encuentra 1 metro por debajo del nivel de anclaje, y se realiza la perforación en el terreno mediante rotopercusión. Se procede a la inyección de lechada en la perforación a través del adaptador de inyección instalado en el equipo, este proceso se realiza antes de colocar el anclaje de cables implementado. Se introduce el anclaje implementado dentro de la camisa que contiene las paredes de la perforación llena con lechada de hormigón. Luego que la lechada de cemento alcanza la resistencia adecuada

se prueba y se tensa el anclaje. La unión con las pilas de entibación se completa con placas de acero que son parte del mismo sistema. Se repite la secuencia hasta completar todas las líneas de anclajes diseñadas y posteriormente se excava hasta el sello de excavación.

Se debe realizar una prueba de aceptación a los anclajes para verificar la calidad de su ejecución y la resistencia del canclaje, siguiendo las especificaciones de las normas vigentes DIN 18.537of2021 y DIN 15370f2014.

2.4. Modelamiento numérico en Plaxis 3D

Plaxis 3D es un software de elementos finitos que permite modelar tridimensionalmente estructuras, definición de estratigrafía completa, geometría detallada, elementos estructurales tipo Embedded beam, incorporación de cargas estáticas y dinámica y/o desplazamientos inducidos, entre otras funciones. Además, se incluye la definición de las fases constructivas, la incorporación de análisis pseudoestáticos y dinámicos, que permiten simular las condiciones reales del proyecto en estudio. Considerando todo lo anterior, Plaxis 3D es una herramienta de simulación que ha sido desarrollada para el análisis de deformaciones, estabilidad y flujo en proyectos de ingeniería geotécnica.

A pesar de su precisión y de ser un programa práctico que puede ser utilizado sin una especialización en métodos numéricos, los resultados obtenidos siguen siendo una aproximación a la realidad y su fiabilidad depende de la experiencia del usuario, su comprensión de los modelos de suelo y la interpretación otorgada en base a su conocimiento.

En cuanto a la modelación, es importante definir el modelo constitutivo a utilizar en el análisis, principalmente para los suelos. Plaxis 3D incorpora varios modelos, entre los cuales se encuentran el modelo Lineal elástico, Mohr-Coulomb, Hardening soil, Hardening soil with small-strain stiffness, Soft soil, Jointed rock, UBC3D-PLM, Concrete, entre otros. Su elección depende del material y si corresponde a suelo blando, estudio de licuación, roca, etc.

A continuación se describirá en detalle los modelos constitutivos Hardening soil y Hardening soil with small-strain stiffness.

2.4.1. Modelo Hardening Soil Model

El modelo Hardening Soil Modelo, propuesto por Schanz (1998), es un modelo elastoplástico avanzado que permite simular el comportamiento de suelos blandos, como también de suelos rígidos.

El modelo consiste en la aproximación de la relación entre la deformación axial y el esfuerzo desviador por una hipérbola para el caso de un ensayo triaxial drenado (CID). Ésta

relación fue formulada por Konder (1963) y utilizada en el modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970), pero a diferencia de éste, el modelo HS utiliza teoría plástica en vez de teoría elástica, incluye la dilatancia del suelo e introduce un límite de rendimiento (yield cap) (índice de vacío limitado). Éstas consideraciones en el modelo predicen con una mayor precisión el comportamiento de las deformaciones y los cambios en el módulo de deformación.

La relación entre la deformación vertical (ϵ_1) y el esfuerzo desviador (q) que postula el modelo se puede observar en la figura. La relación se puede expresar mediante la siguiente ecuación, para ensayos triaxiales consolidados:

$$-\epsilon_1(q) = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}, q < q_f \quad (2.35)$$

Donde:

ϵ_1 : Deformación vertical.

q : Esfuerzo desviador triaxial.

q_a : Valor asintótico del esfuerzo de corte.

q_f : Tensión desviadora última según criterio de Mohr-Coulomb.

E_i : Módulo de deformación inicial.

La obtención de la tensión desviadora última (q_f) se deriva del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, dependiendo de los parámetros de resistencia, cohesión c y el ángulo de fricción ϕ . Además, es importante recalcar que la tensión de confinamiento efectiva en un ensayo triaxial σ'_3 es un valor usualmente negativo (estado de compresión).

$$q_f = (c \cdot \cot\phi - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (2.36)$$

Como una fracción de q_f se determina el parámetro q_a , donde R_f corresponde a la Razón de falla, que por defecto en el programa se considera con un valor de 0,9.

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.37)$$

El Módulo de deformación inicial se determina a partir del parámetro E_{50} , correspondiente al Módulo de deformación secante para carga virgen y de la razón de falla R_f .

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f} \quad (2.38)$$

Así, el módulo E_{50} se obtiene según la siguiente ecuación.

$$E_{50}(\sigma'_3) = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\phi - \sigma'_3 \cdot \sin\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad (2.39)$$

Donde E_{50}^{ref} es el Módulo de deformación secante para una tensión de confinamiento de referencia p^{ref} , la cual se define por defecto a 100 kPa , y m el exponente que define el grado de dependencia del módulo E_{50} con la tensión de confinamiento.

El valor del exponente m ha sido estudiado por Janbu (1963) y von Soos (1990) para diferentes tipos de suelos, estableciendo valores entre 0,5 y 1, donde para suelos granulares de obtienen valores cercanos a 0,5, y para suelos con menor confinamiento se obtienen valores cercanos a 1.

Para tramos de tensión de descarga-recarga, se define el módulo de deformación de descarga-recarga E_{ur} para definir el comportamiento del suelo, tal que el modelo asume con un comportamiento lineal. Se determina a partir de ensayos triaxiales en extensión o cíclicos. Se obtiene a partir de la siguiente expresión.

$$E_{ur}(\sigma'_3) = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\phi - \sigma'_3 \cdot \sin\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad (2.40)$$

Donde E_{ur}^{ref} es el Módulo de deformación descarga-recarga según la presión de referencia p^{ref} , el cual se estima usualmente como tres veces el módulo E_{50}^{ref} .

A continuación, se presenta en la figura 2.23 gráficamente el comportamiento tensión-deformación del modelo Hardening Soil para tramos virgen y tramos de carga-descarga.

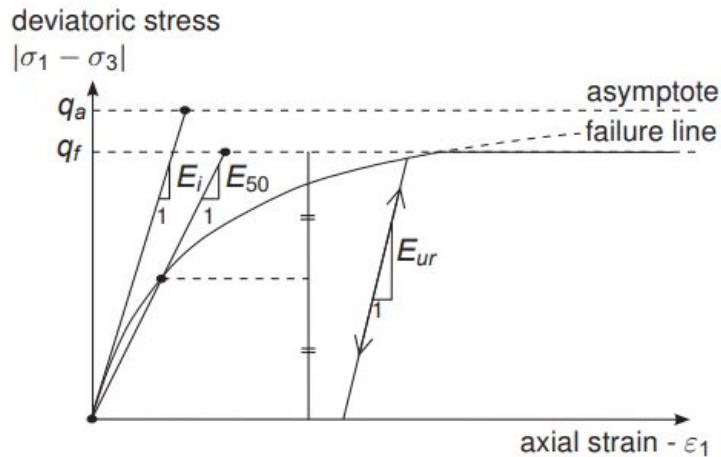


Figura 2.23: Relación tensión-deformación hiperbólica en carga primaria para un ensayo triaxial drenado estándar. (Material Models Manual Plaxis, 2020)

El modelo elastoplástico de endurecimiento del suelo que utiliza el modelo Hardening Soil, no implica una relación directa entre el módulo de deformación secante E_{50} y el módulo de compresión edométrica E_{oed} para compresión unidimensional, sino que pueden ser definidos independientemente como parámetros de entrada. Gráficamente, el módulo se obtiene de la tangente tensión-deformación axial del ensayo edométrico, como se observa en la figura 2.24.

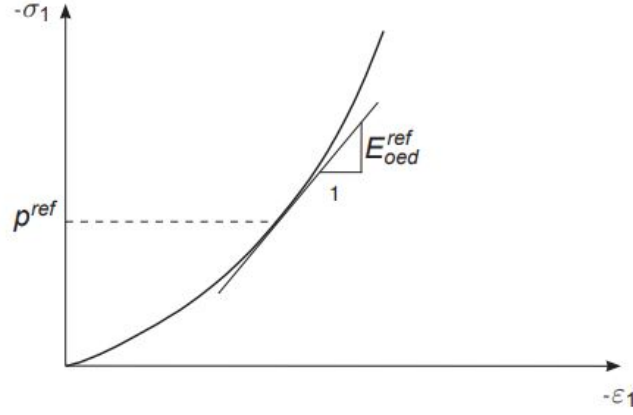


Figura 2.24: Relación tensión-deformación hiperbólica en carga primaria para un ensayo triaxial drenado estándar. (Material Models Manual Plaxis, 2020)

Así, el módulo E_{oed} se obtiene como sigue.

$$E_{oed}(\sigma'_3) = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\phi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{NC}} \cdot \sin\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad (2.41)$$

Se incluye el parámetro de coeficiente de empuje en reposo K_0 , el cual se define como la razón entre la tensión efectiva horizontal y la tensión efectiva vertical para la condición geostática en suelos normalmente consolidados. Existen variadas correlaciones que permiten obtener su valor, pero Plaxis asume por default la correlación obtenida por Jacky (1947), considerándola bastante realista.

$$K_0^{NC} = 1 - \sin\phi \quad (2.42)$$

Para poder incluir la tensión de preconsolidación, se considera como input la relación de preconsolidación (OCR) y la Tensión de precarga (POP).

La Razón de preconsolidación corresponde a la razón entre la tensión de preconsolidación σ_p y la atensión efectiva vertical actual del suelo σ'_{zz} .

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma'_{zz}} \quad (2.43)$$

Por otro lado, la tensión de precarga se define como el valor absoluto de la diferencia entre la tensión de preconsolidación y la tensión efectiva vertical actual.

$$POP = |\sigma_p - \sigma'_{zz}| \quad (2.44)$$

2.4.2. Modelo Hardening Soil Model with small-strain Stiffness

El rango de deformación en que los suelos pueden considerarse con un comportamiento elástico es muy limitado. Esto implica que su comportamiento en términos de la reducción de rigidez no es lineal al incrementar la deformación angular de corte γ_s .

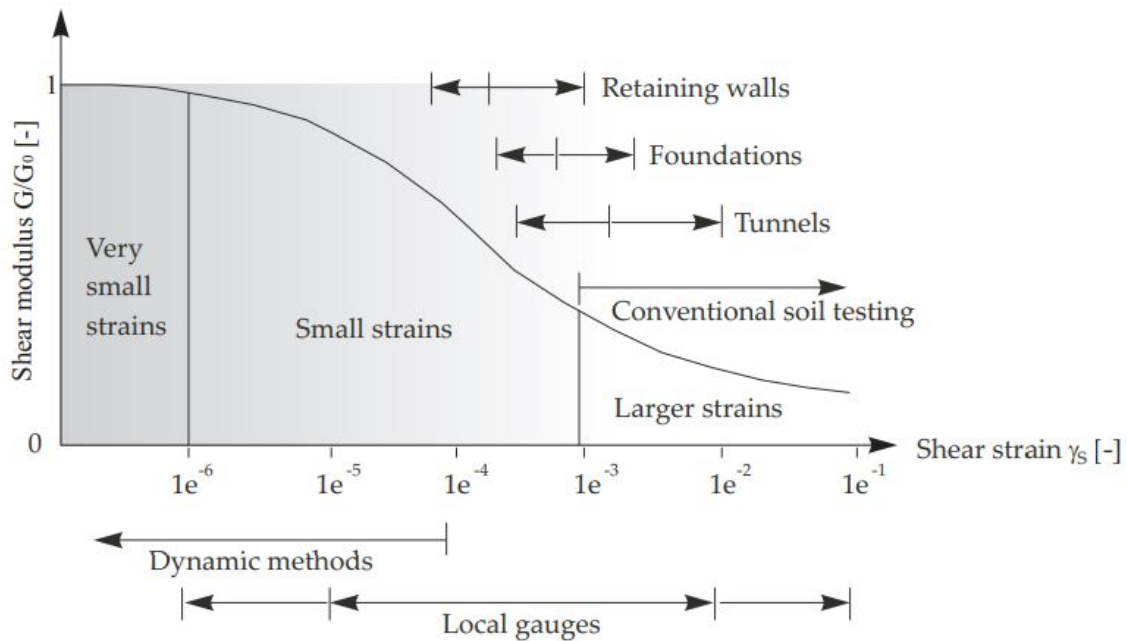


Figura 2.25: Relación tensión-deformación hiperbólica en carga primaria para un ensayo triaxial drenado estándar. (Material Models Manual Plaxis, 2020)

La figura 2.25 es un ejemplo de la curva de reducción de la rigidez del modelo que toma en cuenta la rigidez del suelo de deformación muy pequeña y su dependencia no lineal de la amplitud de la deformación.

El modelo Hardening Soil with small-strain Stiffness corresponde a una extensión del modelo Hardening soil, utilizando los mismos parámetros presentados en la sección anterior, pero además, incluye dos parámetros para estimar con precisión la variación de rigidez en procesos que involucran rango de pequeñas deformaciones. Los parámetros adicionales son

los siguientes:

- Módulo de corte inicial o de pequeñas deformaciones: G_0
- Deformación angular al cual el módulo de corte secante G_s se reduce al 70 % de G_0 : $\gamma_{0.7}$

Varios factores influyen en los parámetros mencionados, pero principalmente por el estado real de tensiones y la relación de vacío e del material.

La curva de degradación de rigidez se puede expresar según la relación hiperbólica desarrollada por Hardin & Drnevich (1972), modificada por la investigación de Santos & Correia (2001), quienes sugieren utilizar deformación de corte límite $\gamma_r = \gamma_{0.7}$, tal que el módulo de corte secante G_s se reduce alrededor del 70 % de su valor inicial.

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + 0,385 \cdot \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (2.45)$$

El módulo de corte máximo G_0 se determine a partir de los parámetros definidos del modelo HS.

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\phi - \sigma'_3 \cdot \sin\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad (2.46)$$

En la literatura se encuentran varias correlaciones para determinar el módulo de corte máximo G_0^{ref} para un confinamiento de referencia p^{ref} , y una buena estimación para variados suelos es la relación de Hardin & Black (1969), considerando un confinamiento p^{ref} de 100 [kPa]:

$$G_0^{ref} = 33 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} [MPa] \quad (2.47)$$

El comportamiento histerético (figura 2.26) que siguen los materiales en ciclos de descarga/recarga para rangos de pequeñas deformaciones, fue descrito por Masing (1926), el cual plantea dos principales reglas:

- 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.

$$\gamma_{0.7-recarga} = 2 \cdot \gamma_{0.7-cargavirgen} \quad (2.48)$$

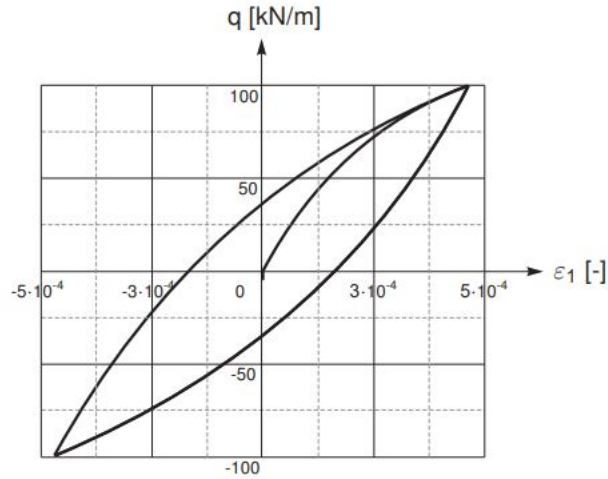


Figura 2.26: Relación tensión-deformación hiperbólica en carga primaria para un ensayo triaxial drenado estándar. (Material Models Manual Plaxis 2020)

Por otro lado, Plaxis utiliza el método "Phi-c Reduction" para la obtención del factor de seguridad. Éste método utiliza el multiplicador total $\sum M_{sf}$ para definir el valor de los parámetros de resistencia del suelo en una etapa específica del análisis. El multiplicador se define según los parámetros de resistencia.

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan\phi_{input}}{\tan\phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (2.49)$$

Los parámetros de resistencia con subíndice "input" hacen referencia a las propiedades iniciales y el subíndice "reduced" refiere a los valores reducidos. En el inicio del cálculo, M_{sf} toma el valor 1, implicando que todas las resistencias de los materiales se fijan en sus valores no reducidos.

Durante el cálculo, se utilizan distintos incrementos en que se va aumentando el factor. El multiplicados incremental M_{sf} , es utilizado para especificar el incremento de la reducción correspondiente al primer paso del cálculo y tiene un valor fijo de 0,1.

En el paso final del cálculo, debe comprobarse que se ha obtenido un mecanismo de rotura completamente desarrollado. Si esto ocurre, el factor de seguridad se obtiene según:

$$FS = \frac{Resistencia_{disponible}}{Resistencia_{en-ruptura}} = \sum M_{sf_{en-ruptura}} \quad (2.50)$$

En caso contrario, es decir, que el mecanismo de rotura no ha sido desarrollado completamente, debe repetirse el cálculo con número mayor de pasos adicionales.

2.4.3. Parámetros del modelo constitutivo

En resumen, se presenta una tabla que contiene los parámetros necesarios del modelo constitutivo Hardening Soil y Hardening Soil with small-strain stiffness.

Tabla 2.6: Parámetros del modelo constitutivo Hardening Soil with small-strain stiffness.

Parámetro	Unidad	Descripción
γ	kN/m^3	Peso específico del suelo
c	kN/m^2	Cohesión
ϕ	$^\circ$	Ángulo de fricción interna
Ψ	$^\circ$	Ángulo de dilatancia.
E_{50}^{ref}	kN/m^2	Módulo de deformación secante del ensayo triaxial para una tensión de confinamiento de referencia p^{ref} .
E_{oed}^{ref}	kN/m^2	Módulo de deformación tangente del ensayo edométrico para una tensión vertical de referencia p^{ref} .
E_{ur}^{ref}	kN/m^2	Módulo de recarga-descarga para un confinamiento de referencia p^{ref} .
m	-	Exponente de la relación de dependencia entre el módulo y la tensión de confinamiento.
ν	-	Coefficiente de Poisson en descarga-recarga.
p^{ref}	kN/m^2	Tensión de confinamiento de referencia para el cálculo de los módulos de deformación. Por defecto se considera igual a 100 kPa.
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.
G_0^{ref}	kN/m^2	Módulo de corte elástico máximo, a muy pequeñas deformaciones, para un confinamiento de referencia p^{ref} .
$\gamma_{0.7}$	-	Deformación angular a la cual el módulo de corte secante G_s es igual al 72,2% del módulo de corte máximo G_0 .
POP	kN/m^2	Tensión de precarga.
e_{ini}	-	Índice de vacíos inicial.

Capítulo 3

Casos de análisis y diseño de entibaciones

En el presente capítulo se definen los casos de estudio que serán analizados y el diseño del sistema de entibación correspondiente, en base a lo expuesto en el capítulo anterior, donde se definen las consideraciones y parámetros utilizados según el tipo de suelo, presentando finalmente los resultados del diseño.

3.1. Configuraciones

La determinación de la geometría y de las dimensiones de las excavaciones que serán analizadas, comienza con la definición de valores de profundidad de excavación que aplican al alcance del presente trabajo, es decir, valores razonables utilizados en obras usualmente realizadas en la ciudad de Santiago, como es el caso de edificaciones y piques de metro.

Al realizar una revisión de informes de Metro de Santiago de la Línea 6 sobre las dimensiones de los piques realizados para los tramos 1 y 2 y talleres, se obtuvo que las profundidades típicas se encuentran entre 20 a 25 metros y los diámetros de 15 a 25 metros. En base a éstas dimensiones, se determinaron las configuraciones a analizar, buscando definir un espectro de casos representativos.

Considerando que la razón profundidad-largo varíe entre 1 y 5, con el fin de generar configuraciones que ejemplifiquen excavaciones con dimensiones razonables y aplicables a casos reales. De esta manera, se definen 12 configuraciones, correspondientes a excavaciones de área cuadrada donde los valores de profundidad de excavación (H) corresponden a 14, 16, 20 y 25 metros y anchos (B) de 9, 12 y 15 metros.

El análisis consiste en modelar las excavaciones considerando un diseño bidimensional (plano), que se define únicamente por la profundidad de excavación (H), y un diseño tridi-

mensional, que incluye la definición del ancho (B) y el largo de la excavación (L), con el fin de comparar el comportamiento de ambos enfoques.

3.1.1. Casos planos

Las configuraciones definidas para un análisis plano corresponden a las siguientes profundidades de excavación (H).

- **Caso 1:** $H = 14$ [m]
- **Caso 2:** $H = 16$ [m]
- **Caso 3:** $H = 20$ [m]
- **Caso 4:** $H = 25$ [m]

3.1.2. Casos tridimensionales

Las configuraciones que serán analizadas con un diseño de entibación de análisis tridimensional corresponden a las definidas en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Configuraciones de excavaciones consideradas para el diseño de entibación con análisis tridimensional.

Caso	H	L	B	H/B
	[m]	[m]	[m]	[-]
1.1	14	9	9	1,6
1.2	14	12	12	1,2
1.3	14	15	15	0,9
2.1	16	9	9	1,8
2.2	16	12	12	1,3
2.3	16	15	15	1,1
3.1	20	9	9	2,2
3.2	20	12	12	1,7
3.3	20	15	15	1,3
4.1	25	9	9	2,8
4.2	25	12	12	2,1
4.3	25	15	15	1,7

Para la Grava de Santiago, se analizarán todos los casos presentados, tanto planos como tridimensionales, en cambio, para los Suelos Finos del Sector Oriente no se analizarán los casos de profundidad (H) 25 metros, ya que no se considera aplicable en la práctica a una excavación de tal dimensiones en ese tipo de suelo.

3.2. Términos de diseño

Se diseñará un sistema de pilas ancladas como método de entibación para las excavaciones que serán estudiadas.

3.2.1. Materiales

Se definen los materiales utilizados en la estructura de contención, y sus propiedades respectivas.

3.2.1.1. Hormigón Armado

El hormigón es un material obtenido de la mezcla de cemento, agua y áridos. Presenta alta resistencia a la compresión y bajo esfuerzos de tracción, por lo que se suele complementar con barras de acero para contrarrestar éstos esfuerzos, conformando el hormigón armado. El hormigón armado tiene un peso específico (γ) de 25 $[kN/m^3]$.

La contención del suelo se realiza por medio de elementos estructurales excavados a mano, compuestos de hormigón armado y de sección rectangular llamados pilas, que se ubican de forma discontinua.

Se considera para el diseño un Hormigón G25, el cual presenta resistencia a la compresión (f'_c) de 25 [MPa]. El módulo de Poisson (ν) de 0,15 y el módulo de Young se obtiene a partir de la expresión 3.1.

$$E = 4700\sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

3.2.1.2. Acero

Se utiliza el acero para la armadura de las pilas, las cuales incluyen armadura longitudinal y transversal. Se determina un acero A36, que presenta tensión de fluencia f_y de 250 [MPa] y tensión de rotura f'_c de 400 [MPa].

Por otro lado, los cables de anclaje son de acero de baja relajación postensados e inyectados. Como características generales, se consideran cables con área nominal de 140 $[mm^2]$ y módulo de elasticidad de 196.300 [MPa], determinado por un ensayo de tracción de cables de Acero realizado por IDIEM [20].

3.2.2. Diseño del sistema de entibación

En primer lugar, las pilas de Hormigón armado se definen con una sección cuadrada de 80x80 [cm], es decir diámetro equivalente de 0,91 [m], y se considera un espaciamiento horizontal de 3 metros entre centros de pilas. De esta manera, se tienen las siguientes configuraciones de las áreas de excavación en estudio, correspondientes a los anchos 9, 12 y 15 metros.

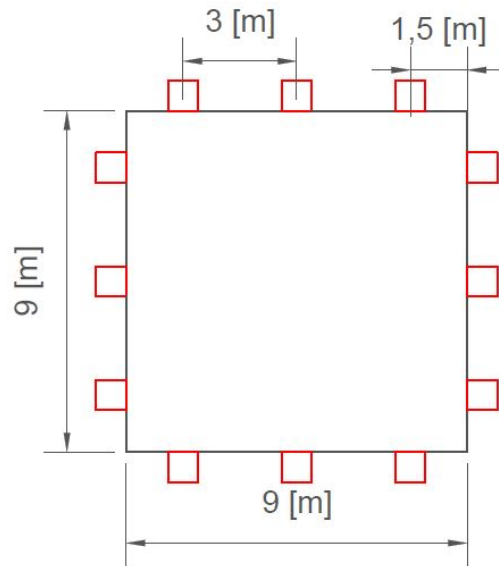


Figura 3.1: Vista en planta de excavación de área 81 [m²].

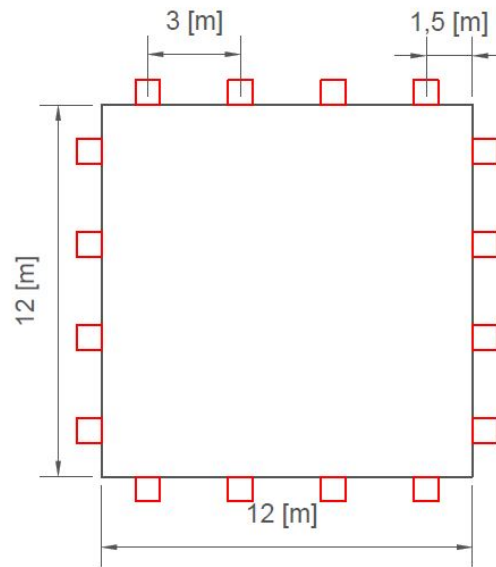


Figura 3.2: Vista en planta de excavación de área 144 [m²].

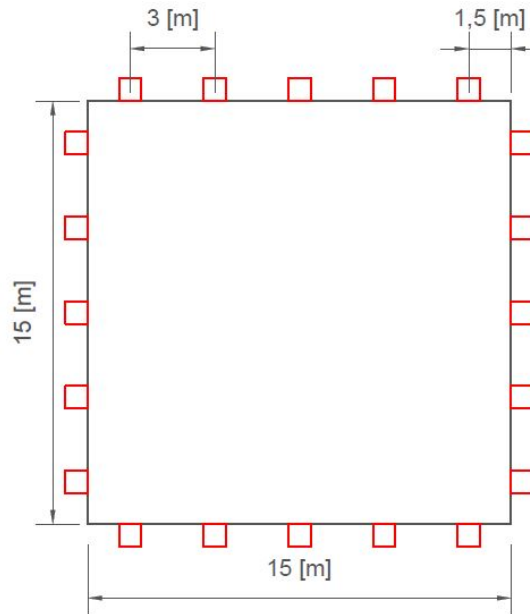


Figura 3.3: Vista en planta de excavación de área $225 \text{ [m}^2\text{]}$.

3.2.3. Cálculo de empujes

3.2.3.1. Propuesta de cálculo de empuje espacial sísmico

Como se menciona en el apartado 2.2.5, no se encontró literatura de un método específico para determinar el empuje espacial en condición sísmica, es por esto, que a partir del caso estático se deriva la condición sísmica.

Se propone un método de cálculo del empuje espacial sísmico derivado del método de Prater. Así, se presenta el siguiente diagrama de fuerzas (figura 3.4) modificado para el caso sísmico, es decir, se han agregado las fuerzas horizontales y verticales asociadas a los coeficientes dinámicos correspondientes.

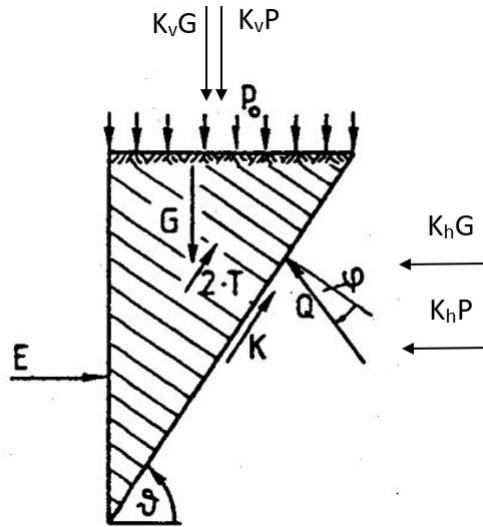


Figura 3.4: Diagrama de fuerzas de modelo de cuña de tierra con suelo homogéneo. (Modificado de Pulsfort, M., Walz, B., 2000).

Realizando una sumatoria de fuerzas en el eje vertical y horizontal, se despeja el valor correspondiente al empuje de tierras sísmico espacial.

$$E_{hs}^{(r)} = k_h \cdot (P + G) - (K + 2 \cdot T) \cdot \cos(\theta) + [(P + G) \cdot (1 + k_v) - (K + 2 \cdot T) \cdot \sin(\theta)] \cdot \tan(\theta - \phi) \quad (3.2)$$

De esta manera, el máximo empuje de suelos que genera la rotura es un problema de optimización a partir del ángulo de la cuña.

Para el cálculo de empujes activos, se define:

- Pared vertical y una superficie horizontal del terreno, es decir, los ángulos α y β tienen valor 0.
- El ángulo de dirección del empuje con la normal al muro δ se define como $2\phi/3$.
- La sobrecarga p se considera como $12 [kN/m^2]$ según lo indicado por la norma chilena Nch32060f2010.
- La distribución del empuje de suelo en entibaciones ancladas se redistribuye según la posición de los anclajes y el empotramiento. Se determina una distribución uniforme rectangular para el empuje de suelo.

En la condición sísmica se acepta una deformación postsísmica Δ_{eq} de $10 [mm]$ y considerando que la Zona sísmica correspondiente a a ciudad de Santiago es tipo *II*, según lo indicado

en la norma NCh433, se obtiene el coeficiente dinámico horizontal k_h , y el coeficiente dinámico vertical k_v se define nulo. Se resumen los coeficientes según tipo de suelo en la siguiente tabla.

Tabla 3.2: Coeficientes dinámicos según tipo de suelo.

		Suelos Finos	Grava de Santiago
k_h	[-]	0,20	0,18
k_v	[-]	0	0

El cálculo de empujes de suelo según análisis plano se determina según lo indicado en la norma DIN 4085, expuesto en el apartado 3.2.3.1. El empuje activo espacial/tridimensional, se obtendrá según la ecuación (3.2) desarrollada a partir de los métodos de Piaskowski/Kowalewski y al método de Prater, definida en el apartado 2.2.5. Considerando la redistribución del empuje de forma rectangular, se obtiene el valor del Empuje activo uniformemente distribuido que será utilizado para el diseño de las entibaciones E_{ad} .

A continuación se presentan los parámetros del cálculo de empujes con análisis plano.

Tabla 3.3: Coeficientes activos del cálculo de empuje.

Coeficiente		Grava de Santiago	Finos del Sector Oriente
K_{agh}	[-]	0,2279	0,4603
K_{aph}	[-]	0,2279	0,4603
K_{ach}	[-]	0,6230	0,9685

Se obtiene el Coeficiente de empuje activo horizontal asociado al peso propio del suelo (K_{agh}), Coeficiente de empuje activo horizontal asociado a la sobrecarga p (K_{aph}) y Coeficiente de empuje activo horizontal asociado a la cohesión del suelo (K_{ach}), para el cálculo de empuje según la norma DIN 4085 (Apartado 2.2.2).

Tabla 3.4: Parámetros del cálculo del empuje sísmico plano.

	Grava de Santiago	Finos del Sector Oriente
ψ	11,28	12,78
C_1	1,83	1,87
C_2	2,90	3,41
θ_{as}	55,55	40,27

Parámetros asociado al método Mononobe-Okabe (Apartado 2.2.4), donde se obtiene θ_{as} correspondiente al ángulo de la superficie de falla, los coeficientes C_1 y C_2 , y el ángulo ψ .

Aplicando el método de la cuña, se obtiene el empuje máximo horizontal con la ecuación (3.2) para diferentes valores del ángulo de falla θ , los cuales varían entre 25-90 grados. Una vez obtenido el empuje horizontal máximo, se redistribuye a un empuje uniforme rectangular E_{aus} .

A continuación, en las tablas 3.5 y 3.6 se presentan los empujes de diseño activo obtenidos para cada caso de análisis, según el tipo de suelo.

Tabla 3.5: Empuje activo sísmico de diseño para entibacion en Grava de Santiago.

Caso	Análisis	H [m]	D_f [m]	H_{total} [m]	K_{ag} [-]	E_{ad} [kN/m^2]
1	Plano	14	2	16	0,2632	32,3
1.1	Espacial	14	2	16	0,1709	22,2
1.2	Espacial	14	2	16	0,1973	26,8
1.3	Espacial	14	2	16	0,2134	29,7
2	Plano	16	2	18	0,2632	37,0
2.1	Espacial	16	2	18	0,1581	23,2
2.2	Espacial	16	2	18	0,1872	28,9
2.3	Espacial	16	2	18	0,2052	32,5
3	Plano	20	2	22	0,2632	46,5
3.1	Espacial	20	2	22	0,1334	23,8
3.2	Espacial	20	2	22	0,1677	32,0
3.3	Espacial	20	2	22	0,1892	37,1
4	Plano	25	3	28	0,2632	60,7
4.1	Espacial	25	3	28	0,0974	21,2
4.2	Espacial	25	3	28	0,1395	33,9
4.3	Espacial	25	3	28	0,1658	41,8

Tabla 3.6: Empuje activo sísmico de diseño para entibacion en suelos Finos del Sector Oriente.

Caso	Análisis	H [m]	D_f [m]	H_{total} [m]	K_{ag} [-]	E_{ad} [kN/m^2]
1	Plano	14	2	16	0,4858	47,7
1.1	Espacial	14	2	16	0,2953	23,0
1.2	Espacial	14	2	16	0,3407	29,6
1.3	Espacial	14	2	16	0,3711	34,2
2	Plano	16	2	18	0,4858	55,9
2.1	Espacial	16	2	18	0,2735	24,4
2.2	Espacial	16	2	18	0,3238	32,7
2.3	Espacial	16	2	18	0,3561	38,1
3	Plano	20	2	22	0,4858	84,9
3.1	Espacial	20	2	22	0,2020	24,6
3.2	Espacial	20	2	22	0,2655	39,0
3.3	Espacial	20	2	22	0,3066	48,5

Donde:

H : Profundidad de excavación.

D_f : Profundidad de empotramiento.

H_{total} : Profundidad de la pila.

K_{ag} : Coeficiente activo de empuje.

3.2.4. Diseño de anclajes

El cálculo de la longitud de los anclajes se ha realizado mediante el software de diseño GGURetain, el cual es especial para muros de entibación y es de origen alemán. Los procedimientos de diseño que usa el programa están basados en las normas DIN, EAB y EAU. El programa entrega los diagramas de esfuerzos internos y la fuerza de anclaje por metro lineal, junto con la longitud de los anclajes, permite obtener la cantidad de cables necesarios.

Los anclajes se diseñan con una inclinación uniforme respecto a la horizontal (ah) de 20° y su ubicación se define de tal manera que la distribución de empuje sea uniforme a lo largo de la pila. La tabla 3.7 presenta los parámetros del diseño de los anclajes.

Tabla 3.7: Parámetros del diseño de entibaciones.

Parámetro	Unidad	Grava de Santiago	Finos del Sector Oriente
Factor de Seguridad	[-]	1,8	1,8
Factor de Mayoración de bulbo	[-]	1,15	1,15
Tipo de Perforación	[-]	Odex 90	Odex 115
Diámetro de perforación	[m]	0,123	0,152
Qs - Bustamante	[kN/m ²]	600	200
Capacidad del bulbo/ml	[kN/m ²]	148,13	61,01
Constante de balasto	[MN/m ³]	120	30

3.2.4.1. Diseño de anclajes - Casos análisis plano

- Grava de Santiago

Para las entibaciones en Grava de Santiago, se definen 2 líneas de anclajes en el caso 1, 3 líneas de anclajes en el caso 2 y 3, y 4 líneas de anclajes en el caso 4.

Tabla 3.8: Diseño de anclajes - Caso plano para Grava de Santiago.

Caso	H [m]	D_f [m]	Línea	N.A.	L_f [m]	L_v [m]	L_o [m]	Nº Cables	F_w [kN]
1	14	2	1	-3	8,1	3,9	12	4	573
			2	-8	5,6	4,3	9,9	5	631
2	16	2	1	-3	11	4,9	16	5	713
			2	-8	7,2	3,4	11	4	490
			3	-13	4,5	4,1	8,6	4	603
3	20	2	1	-3,5	13	7,2	20	7	1062
			2	-9,5	8,7	4,6	13	5	681
			3	-15	4,9	6,6	12	7	972
4	25	3	1	-2,5	17	7	24	7	1023
			2	-8	11	7,4	19	7	1082
			3	-14	8,6	7,6	16	8	1124
			4	-20	4,5	8,8	13	9	1290

Con el fin de facilitar la visualización de los diseños, se presentan a continuación figuras que representan el corte de la pila anclada de los casos planos en Grava de Santiago, según el diseño de la tabla 3.8.

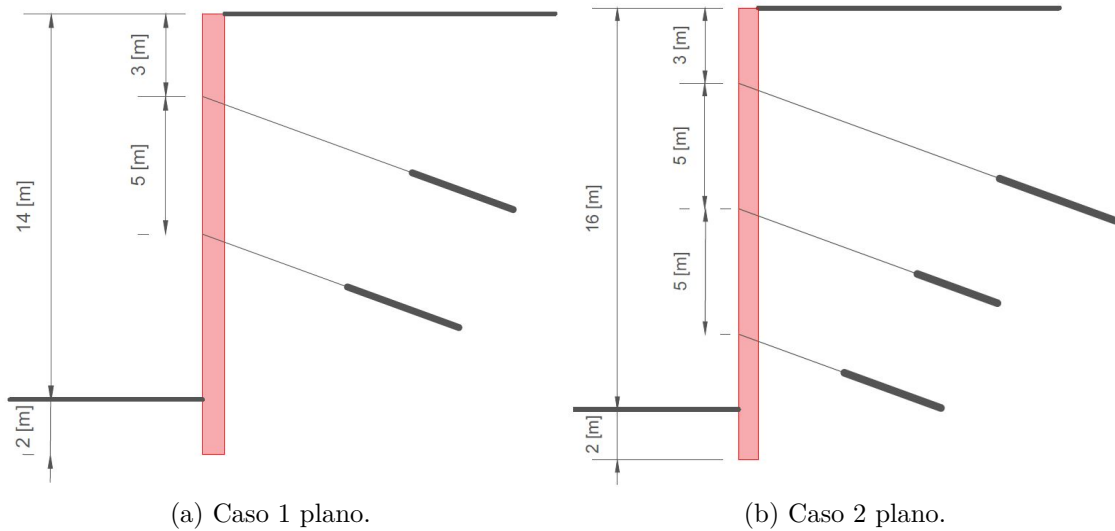


Figura 3.5: Corte pilas de entibación diseñadas para análisis plano en Grava de Santiago.

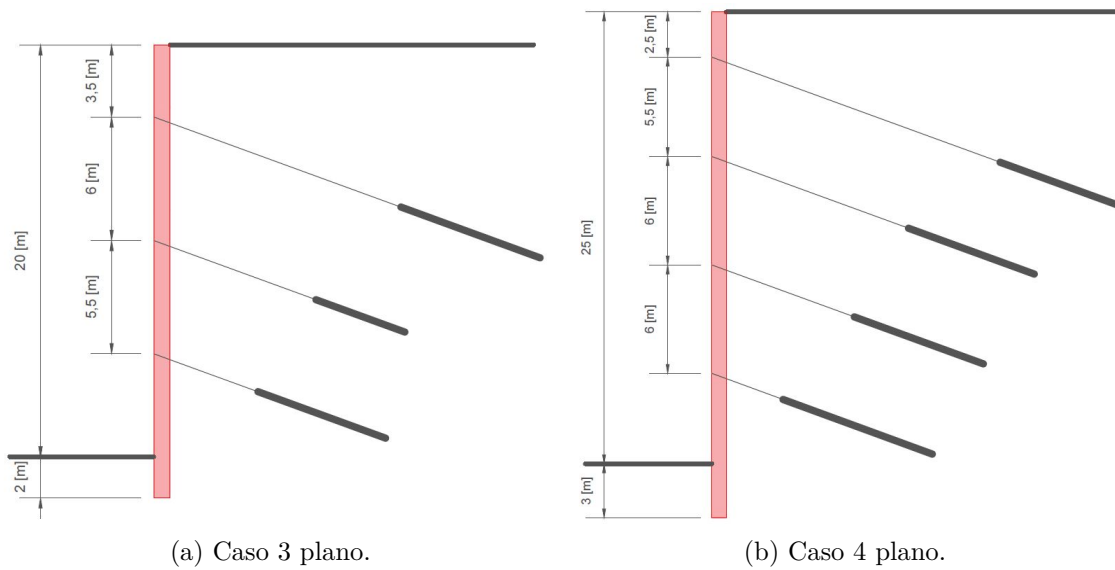


Figura 3.6: Corte pilas de entibación diseñadas para análisis plano en Grava de Santiago.

• **Finos del Sector Oriente**

En el caso de los Suelos Finos del Sector Oriente, se definen 3 líneas de anclaje para el caso 1, 4 líneas de anclaje para el caso 2 y 6 líneas de anclajes para el caso 3.

Tabla 3.9: Diseño de anclajes - Caso plano para Suelos Finos del Sector Oriente.

Caso	H [m]	D_f [m]	Línea	N.A.	L_f [m]	L_v [m]	L_o [m]	N° Cables	F_w [kN]
1	14	2	1	-2	11,3	11,3	22,6	5	229
			2	-7	5,9	10	15,9	4	203
			3	-11	4,5	12,1	16,6	5	244
2	16	2	1	-2	9,4	12,1	21,5	5	245
			2	-6	8,6	11,1	19,7	5	224
			3	-10	4,5	10,4	14,9	5	211
			4	-14	4,5	13,2	17,7	6	268
3	20	5	1	-1,5	12,5	14,3	26,8	6	291
			2	-4,75	12,8	13,6	26,4	6	277
			3	-8	9,2	14,8	24	6	301
			4	-11,5	6,9	16,5	23,4	7	334
			5	-15	5,2	11,5	16,7	5	233
			6	-18	4,5	19	23,5	8	385

Donde:

H : Profundidad de excavación.

D_f : Profundidad de empotramiento.

Línea: Número de línea de anclaje.

N.A.: Nivel de anclaje.

L_f : Longitud libre.

L_v : Longitud de bulbo.

L_o : Longitud total del anclaje.

N°Cables: Número de cables necesarios en el anclaje.

F_w : Fuerza de diseño del anclaje.

Se presentan figuras del corte de las pilas de entibación diseñadas en Suelos Finos del Sector Oriente para los casos plano, según el diseño expuesto en la tabla 3.9.

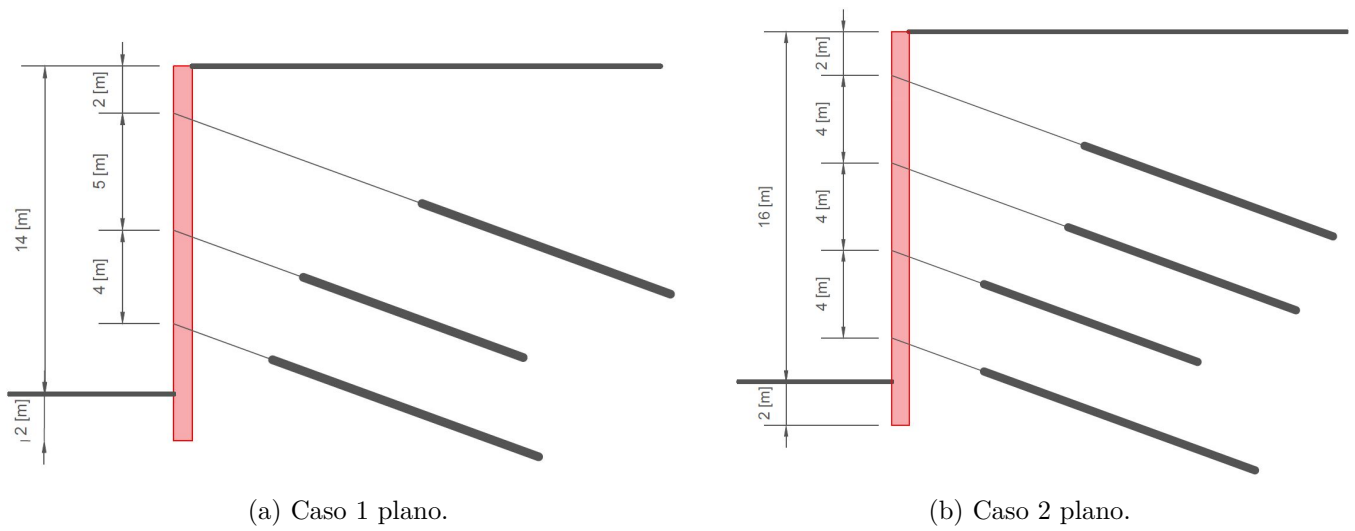


Figura 3.7: Corte pilas de entibación diseñadas para análisis plano en Suelos Finos del Sector Oriente.

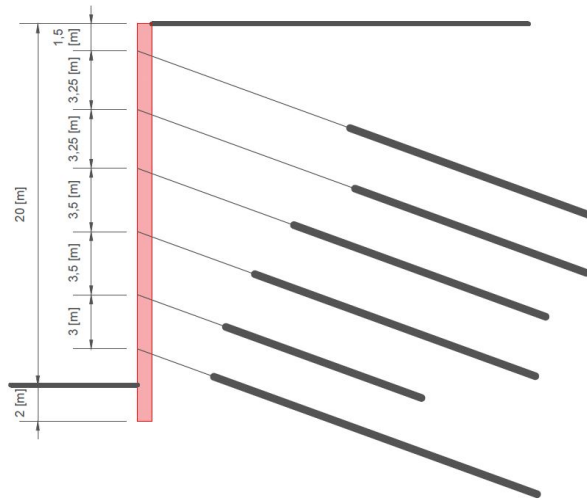


Figura 3.8: Corte pila de entibación diseñada para análisis plano de Caso 3 en Suelos Finos del Sector Oriente.

3.2.4.2. Diseño de anclajes - Casos de análisis tridimensional

El diseño de los anclajes de los casos tridimensionales obtenidos es el siguiente.

Tabla 3.10: Diseño de anclajes - Caso plano para Grava de Santiago.

H [m]	D_f [m]	b [m]	Caso	Línea	N.A.	L_f [m]	L_v [m]	L_o [m]	Nº Cables	F_w [kN]
14	2	9	Caso 1.1	1	-3	7,5	3	10,5	3	401
				2	-8	6,1	3	9,1	3	434
14	2	12	Caso 1.2	1	-3	9,8	3,3	13,1	4	483
				2	-8	4,9	3,6	8,5	4	529
14	2	15	Caso 1.3	1	-3	9,7	3,7	13,4	4	534
				2	-8	4,8	4	8,8	4	589
16	2	9	Caso 2.1	1	-3	11	3,1	14,3	3	453
				2	-8	7,0	3	10	2	311
				3	-13	4,5	3	7,5	3	383
16	2	12	Caso 2.2	1	-3	11	3,9	14,4	4	564
				2	-8	4,9	3	7,9	3	389
				3	-13	4,5	3,3	7,8	4	476
16	2	15	Caso 2.3	1	-3	10	4,3	14,5	5	634
				2	-8	4,9	3	7,9	3	437
				3	-13	4,5	3,7	8,2	4	536
20	2	9	Caso 3.1	1	-3,5	15	3,8	19,2	4	550
				2	-9,5	10	3	13,1	3	354
				3	-15	4,6	3,4	8	4	496
20	2	12	Caso 3.2	1	-3,5	15	5	20,2	5	739
				2	-9,5	10	3,3	13,5	4	475
				3	-15	4,5	4,6	9,1	5	670
20	2	15	Caso 3.3	1	-3,5	13	5,8	18,4	6	857
				2	-9,5	8,5	3,8	12,3	4	549
				3	-15	5,2	5,3	10,5	5	780
25	3	9	Caso 4.1	1	-2,5	19	3	21,6	3	361
				2	-8	14	3	17,2	3	380
				3	-14	12	3	15	3	401
				4	-20	5,4	3	8,4	3	440
25	3	12	Caso 4.2	1	-2,5	16	3,9	20,2	4	577
				2	-8	13	4,2	16,7	4	609
				3	-14	12	4,4	16,3	5	638
				4	-20	4,5	4,8	9,3	5	705
25	3	15	Caso 4.3	1	-2,5	14	4,9	18,8	5	712
				2	-8	13	5,1	18,5	5	748
				3	-14	8,6	5,4	14	6	789
				4	-20	5,1	6	11,1	6	877

Tabla 3.11: Diseño de anclajes - Caso tridimensionales para Suelos Finos del Sector Oriente.

H [m]	D_f [m]	b [m]	Caso	Línea	N.A.	L_f [m]	L_v [m]	L_o [m]	N° Cables	F_w [kN]
14	2	9	Caso 1.1	1	-2	11	5,6	17	3	338
				2	-7	9,8	4,9	15	2	296
				3	-11	4,5	6	11	3	365
14	2	12	Caso 1.2	1	-2	7,1	7,2	14	3	435
				2	-7	7,7	6,3	14	3	383
				3	-11	4,5	7,7	12	3	467
14	2	15	Caso 1.3	1	-2	10	8,3	18	4	503
				2	-7	4,5	7,4	12	3	447
				3	-11	4,5	8,9	13	4	538
16	2	9	Caso 2.1	1	-2	14	5,4	19	3	327
				2	-6	8,9	5	14	2	299
				3	-10	6,7	4,6	11	2	280
				4	-14	4,5	6	11	3	360
16	2	12	Caso 2.2	1	-2	12	7,2	20	3	435
				2	-6	7	6,6	14	3	402
				3	-10	5,9	6,1	12	3	369
				4	-14	4,5	8	13	4	485
16	2	15	Caso 2.3	1	-2	11	8,4	20	4	508
				2	-6	4,5	7,8	12	4	473
				3	-10	6,2	7,1	13	3	430
				4	-14	4,5	9,3	14	4	567
20	5	9	Caso 3.1	1	-1,5	20	4,2	24	2	254
				2	-4,75	19	4	23	2	242
				3	-8	13	4,5	18	2	269
				4	-11,5	11	4,7	16	2	282
				5	-15	5,6	3,6	9	2	214
				6	-18	11	5,5	17	3	333
20	5	12	Caso 3.2	1	-1,5	19	6,7	26	3	404
				2	-4,75	18	6,3	24	3	379
				3	-8	11	7,1	18	3	431
				4	-11,5	9,6	7,3	17	3	444
				5	-15	4,5	5,6	10	3	341
				6	-18	9,6	8,7	18	4	526
20	5	15	Caso 3.3	1	-1,5	19	8,2	27	4	496
				2	-4,75	12	8,1	20	4	490
				3	-8	13	8,6	22	4	521
				4	-11,5	11	9,2	20	4	557
				5	-15	4,5	7	12	3	425
				6	-18	8,6	10,8	19	5	654

b : Ancho de la excavación.

No se presentan figuras para cada caso tridimensional, ya que corresponden al mismo diseño presentado en las figuras de los casos planos, solo cambia el largo de los anclajes.

Capítulo 4

Modelamiento en programa computacional Plaxis 3D

Las excavaciones entibadas en estudio se modelarán en el programa Plaxis 3D según el diseño presentado en la sección anterior.

Se modela la estatigrafía del terreno, se agrega la sobrecarga uniforme y se definen los materiales y sus propiedades, considerando la utilización del modelo constitutivo hardening soil model with small-strain Stiffness. Se definen volúmenes que corresponden a las pilas de hormigón armado con un modelo lineal elástico, según la profundidad de la excavación y el empotramiento definido para cada caso. Luego, se modelan los anclajes, definiendo la longitud libre mediante un elemento tipo node to node anchor, el cual solo transmite cargas axiales entre un nodo de inicio y un nodo de final, y la longitud de bulbo que se modela mediante un elemento tipo Embedded Beam, el cual además transmite cargas hacia el suelo a lo largo de toda su longitud.

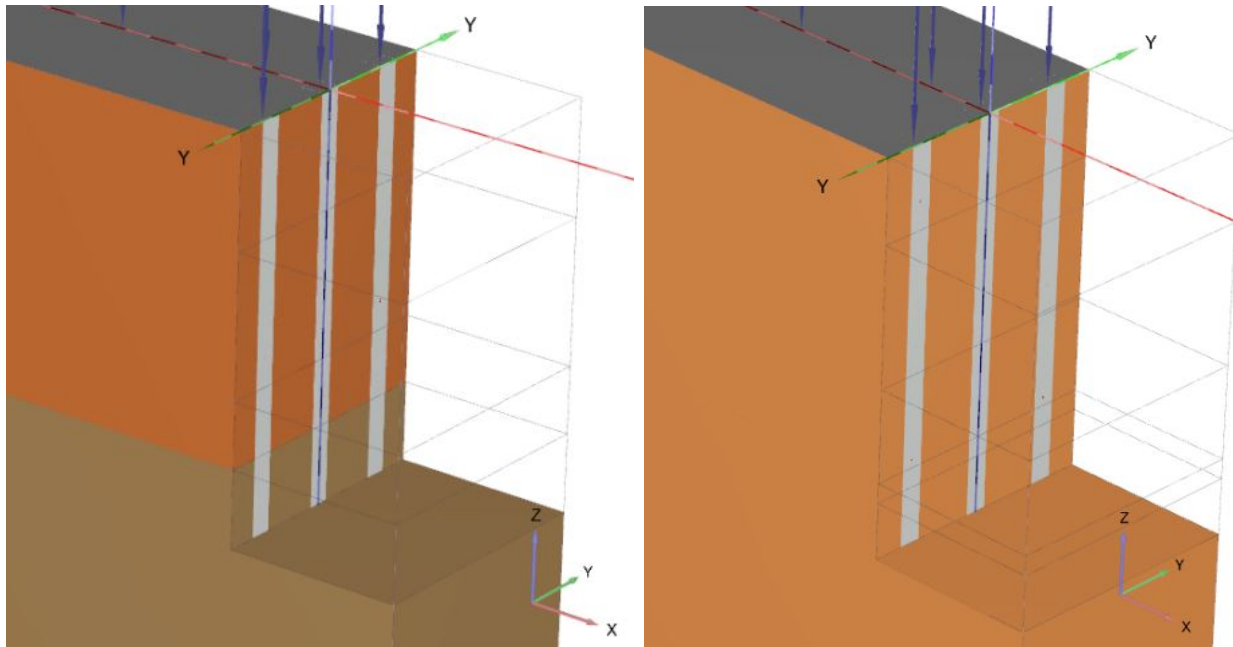
Con el fin de representar de manera realista las etapas de construcción de la entibación, se considera que la excavación en cada etapa de anclaje se realiza por 1 metro bajo la cota de ejecución.

4.1. Modelos de análisis plano

Los modelos de análisis plano, al no incluir en su análisis el efecto tridimensional de la excavación completa, se definen en solo un plano de la excavación, de manera genérica. De esta forma, se modelan 3 pilas separadas según lo definido en los términos de diseño, es decir 3 metros, por lo cual el ancho del modelo es de 9 metros.

En cuanto a los límites en dirección X del modelo, se consideran 50 metros en (-X) y 6,25 metros (+X).

A continuación, se presentan a modo de ejemplo los modelos de los casos planos de la excavación de 14 metros de profundidad en ambos tipos de suelos analizados. Se presenta únicamente este caso, ya que los 7 casos planos analizados se representaron de igual forma.



(a) Modelo del caso plano de excavación 14 metros de profundidad en Grava de Santiago.

(b) Modelo del caso plano de excavación 14 metros de profundidad en suelo Fino del Sector Oriente.

Figura 4.1: Modelo de excavaciones entibadas de casos de análisis plano en software Plaxis 3D.

4.2. Modelos de análisis tridimensional

En el caso de los modelos de análisis tridimensional, se modela la excavación completa, considerando las configuraciones y las dimensiones respectivas definidas en el capítulo anterior. Para ello, se define una superficie de 100 metros de ancho y 100 metros de largo.

En la siguiente figura se presenta una vista general de los modelos, donde se observa la excavación en el centro del modelo.

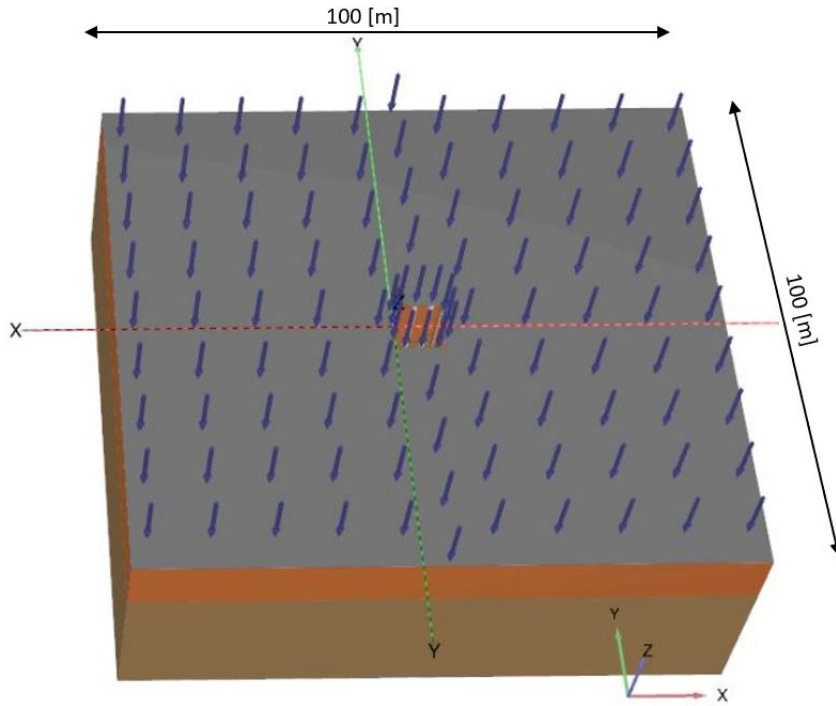


Figura 4.2: Vista general de los modelos de casos tridimensionales en software Plaxis 3D.

Además, se presenta el modelamiento del sistema de entibación diseñado para las excavaciones, donde se observan las pilas de Hormigón armado y los anclajes.

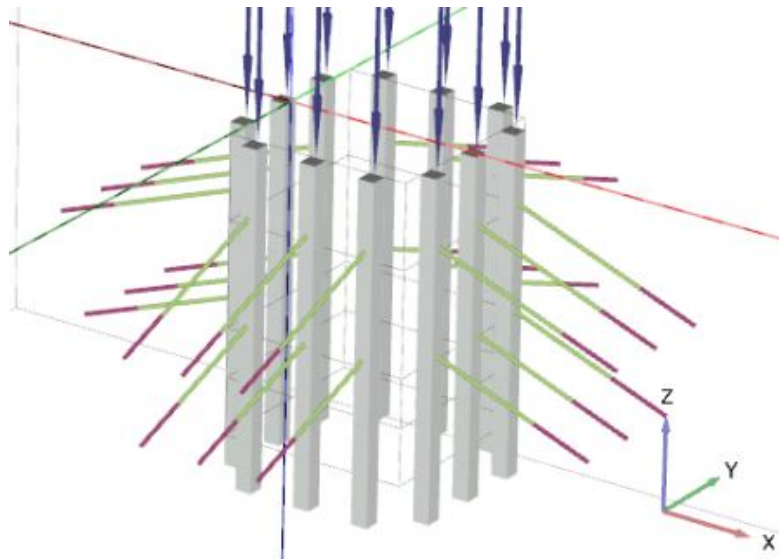


Figura 4.3: Modelamiento de estructuras de contención de los casos tridimensionales en software Plaxis 3D.

4.3. Propiedades generales y mecánicas de los materiales utilizados

4.3.1. Suelos

- Finos del sector Oriente

Los parámetros característicos utilizados en el programa Plaxis 3D para los suelos del sector oriente se presentan en la tabla 4.1. Se considera un espesor del estrato de 40 metros.

Tabla 4.1: Parámetros característicos de suelos finos del Sector Oriente de Santiago según Aravena (2020).

Parámetro	Descripción	Unidad	Valor
γ	Peso específico del suelo	$[kN/m^3]$	18,5
c	Cohesión	$[kN/m^2]$	30
ϕ	Ángulo de fricción interna	$[^\circ]$	28
Ψ	Ángulo de dilatancia	$[^\circ]$	0
E_{50}^{ref}	Módulo de deformación secante del ensayo triaxial para una tensión de confinamiento de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	21.000
E_{oed}^{ref}	Módulo de deformación tangente del ensayo edométrico para una tensión vertical de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	21.000
E_{ur}^{ref}	Módulo de recarga.descarga para un confinamiento de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	150.000
m	Exponente de la relación de dependencia entre el módulo y la tensión de confinamiento	$[-]$	1
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson en descarga-recarga	$[-]$	0,3
p^{ref}	Tensión de confinamiento de referencia para el cálculo de los módulos de deformación. Por defecto igual a 100 [kPa]	$[kN/m^2]$	100
KNC_0	Coefficiente de empuje en reposo para suelos normalmente consolidados	$[-]$	0,55
R_f	Razón de falla q_f/q_a . Por defecto igual a 0,9	$[-]$	0,9
G_0^{ref}	Módulo de corte elástico máximo, a muy pequeñas deformaciones, para un confinamiento de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	140.000
$\gamma_{0.7}$	Deformación angular a la cual el módulo de corte secante G_s es igual al 72,2% del módulo de corte máximo G_0	$[-]$	0,0001
POP	Tensión de precarga	$[kN/m^2]$	0
e_{ini}	Índice de vacíos inicial	$[-]$	0,9

- Grava de Santiago

Los parámetros característicos utilizados en el programa Plaxis 3D para los suelos grava de Santiago se presentan en la tabla 4.2. Se considera un espesor de 11,5 [m] para el estrato de la primera depositación y de 27,5 [m] para el estrato de la segunda depositación.

Tabla 4.2: Parámetros característicos de la Grava de Santiago según Salas (2018)

Parámetro	Descripción	Unidad	1°depositación	2°depositación
γ	Peso específico del suelo	$[kN/m^3]$	21	21
c	Cohesión	$[kN/m^2]$	35	15
ϕ	Ángulo de fricción interna	$[^\circ]$	45	45
Ψ	Ángulo de dilatancia	$[^\circ]$	15	10
E_{50}^{ref}	Módulo de deformación secante del ensayo triaxial para una tensión de confinamiento de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	275.000	80.000
E_{oed}^{ref}	Módulo de deformación tangente del ensayo edométrico para una tensión vertical de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	190.000	130.000
E_{ur}^{ref}	Módulo de recarga-descarga para un confinamiento de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	900.000	350.000
m	Exponente de la relación de dependencia entre el módulo y la tensión de confinamiento	$[-]$	0,51	0,55
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson en descarga-recarga	$[-]$	0,2	0,3
p^{ref}	Tensión de confinamiento de referencia para el cálculo de los módulos de deformación. Por defecto igual a 100 [kPa]	$[kN/m^2]$	100	100
KNC_0	Coefficiente de empuje en reposo para suelos normalmente consolidados	$[-]$	0,43	0,65
R_f	Razón de falla q_f/q_a . Por defecto igual a 0,9	$[-]$	0,9	0,9
G_0^{ref}	Módulo de corte elástico máximo, a muy pequeñas deformaciones, para un confinamiento de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	750.000	400.000
$\gamma_{0.7}$	Deformación angular a la cual el módulo de corte secante G_s es igual al 72,2% del módulo de corte máximo G_0	$[-]$	0,0011	0,0008
POP	Tensión de precarga	$[kN/m^2]$	-	-
e_{ini}	Índice de vacíos inicial	$[-]$	0,15	0,15
e_{max}	Índice de vacíos máximo	$[-]$	0,154	0,154

4.3.2. Hormigón armado

Se define el material hormigón armado para el modelamiento de las pilas. Se considera su comportamiento con un modelo lineal elástico y las propiedades presentadas en la tabla 4.3.

Tabla 4.3: Propiedades utilizadas en Plaxis 3D para definir el material hormigón armado.

Parámetro	Descripción	Unidad	Valor
γ	Peso específico	$[kN/m^3]$	25
E_{50}^{ref}	Módulo de deformación secante del ensayo triaxial para una tensión de confinamiento de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	23.500.000
E_{oed}^{ref}	Módulo de deformación tangente del ensayo edométrico para una tensión vertical de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	24.810.000
ν	Coefficiente de Poisson en descarga-recarga	$[-]$	0,15
G^{ref}	Módulo de corte elástico máximo, a muy pequeñas deformaciones, para un confinamiento de referencia p^{ref}	$[kN/m^2]$	10.220.000
e_{ini}	Índice de vacíos inicial	$[-]$	0,5

4.3.3. Anclajes

Los arriostramientos son definidos por la longitud libre, representada por un elemento tipo node to node anchor, con propiedades presentadas en la tabla 4.4. Y la longitud de bulbo, representada por elemento tipo Embedded Beam, con propiedades presentadas en la tabla 4.5. Ambos materiales consideran un comportamiento de un modelo elástico.

- Bulbo de anclaje

Tabla 4.4: Propiedades utilizadas en Plaxis 3D para definir el material del bulbo de anclaje.

Parámetro	Descripción	Unidad	Valor
γ	Peso específico	$[kN/m^3]$	25
d	Diámetro	$[m]$	0,152
E	Módulo de elasticidad secante	$[kN/m^2]$	25.740.000

- Cables

Tabla 4.5: Propiedades utilizadas en Plaxis 3D para definir el material de los cables.

Parámetro	Descripción	Unidad	Valor
$A_{nominal}$	Área nominal	$[m^2]$	0,00014
E	Módulo de elasticidad secante	$[kN/m^2]$	196.300.000
EA	Módulo de un cable	$[kN]$	27.482

Cabe señalar que la cantidad de cables necesarios en la entibación deben ser definidos como material independiente y poseen un módulo elástico (EA) correspondiente a la multiplicación del valor de un solo cable por la cantidad de cables necesarios según la línea de anclaje (apartado 3.2.4).

4.4. Secuencia constructiva

El programa permite definir la secuencia constructiva de la estructura con el fin de modelar de forma realista el proceso. A continuación se enumera el orden cronológico de las fases constructivas definidas.

0. Se activan las cargas externas. Debido a las cargas laterales, se generan por K_0
1. Construcción de las pilas de hormigón armado
2. Excavación hasta el primer nivel de anclaje

3. Instalación de la primera línea de anclajes y tensado correspondiente
4. Excavación hasta la siguiente línea de anclajes
5. Instalación de segunda línea de anclajes y tensado correspondiente (pasos 4 y 5 se repiten según la cantidad de líneas de anclajes)
6. Excavación hasta nivel de excavación
7. Activación de la condición pseudoestática

Capítulo 5

Resultados

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la modelación numérica de los casos de estudio para ambos tipos de suelo analizados. En primer lugar se presentan los empujes obtenidos mediante el cálculo tradicional de análisis bidimensional y el obtenido mediante análisis tridimensional. Luego, para cada tipo de suelo, se presentan las deformaciones horizontales, deformaciones verticales, deformaciones relativas, factor de seguridad, variación de la carga de anclajes obtenidos del modelamiento con software de elementos finitos y la cubicación del material necesario para los anclajes.

Las deformaciones entregadas por el programa Plaxis 3D fueron medidas en puntos de control entre 0 y 28 metros en superficie, detallados en la Figura 5.1, donde los 0 metros corresponden al coronamiento de la pila. Se analiza la pila central, marcada como se observa en la Figura 5.2, para las excavaciones analizadas tridimensionalmente.

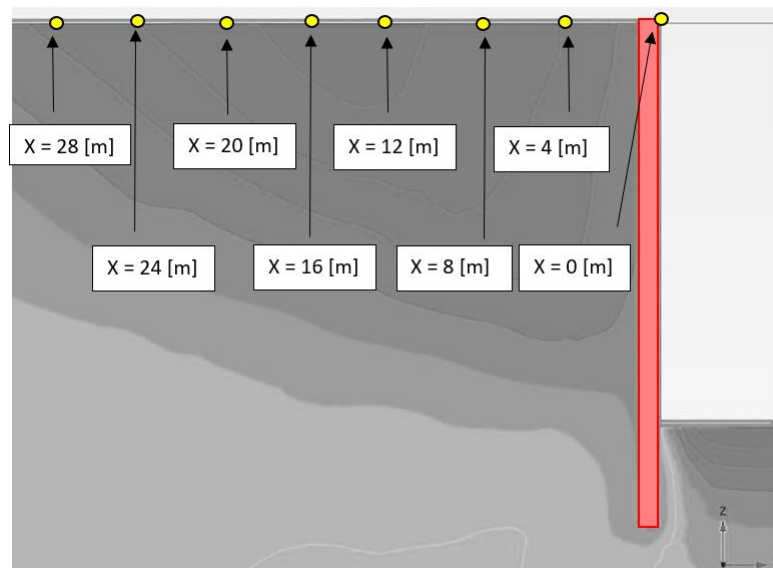


Figura 5.1: Definición de puntos de control de deformaciones.

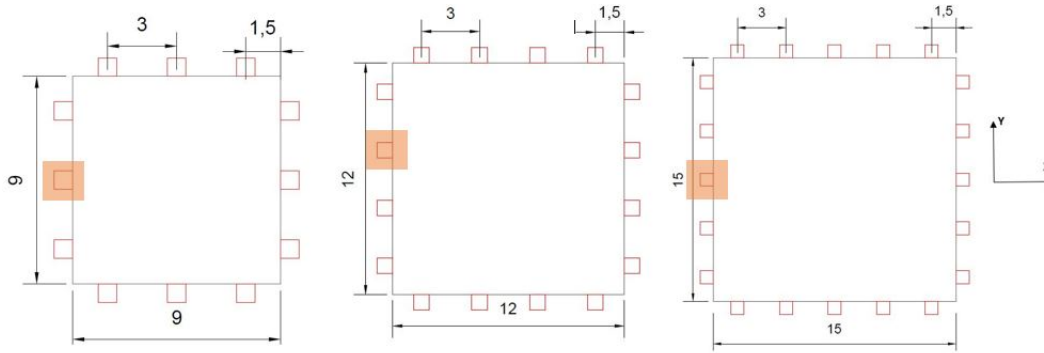


Figura 5.2: Pila central a partir de la cual se miden las deformaciones.

5.1. Empujes

En la Figura 5.3 se muestra el factor μ_{agh} de la teoría de Piaskowski/Kowalewski para las relaciones profundidad/ancho (H/b), para valores de ángulo de fricción interna 25° , 30° , 35° , 40° y se agregan los ángulos correspondientes a los suelos de estudio: 28° y 45° .

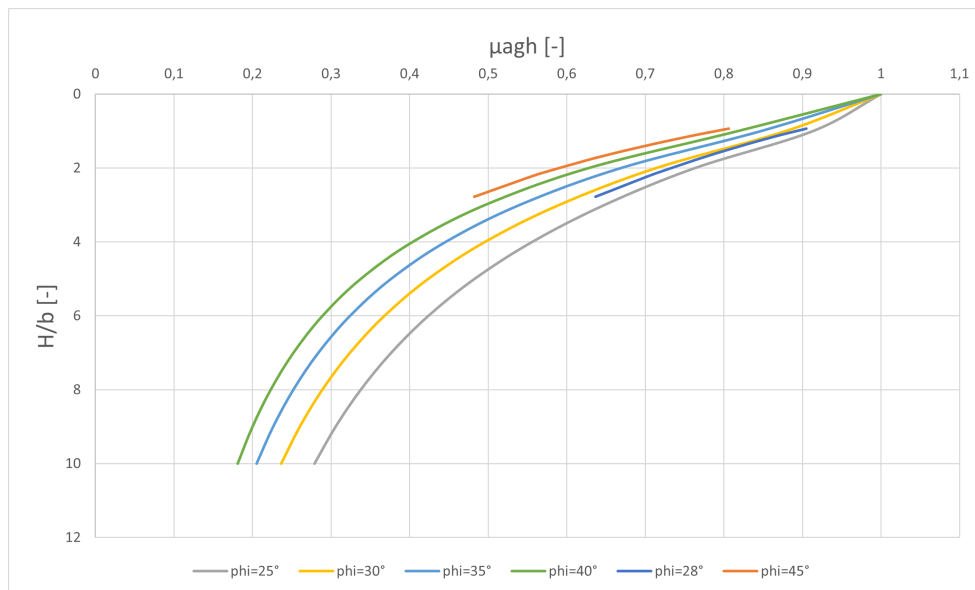


Figura 5.3: Nomograma para factor de reducción μ_{agh} para diferentes ángulos de fricción, incluyendo los suelos de estudio.

El empuje uniformemente distribuido obtenido tanto para los casos de análisis plano, como para los casos de análisis tridimensional que se utiliza para el diseño de las entibaciones de las excavaciones en estudio, expuestas en el apartado 3.2.3, se grafica en función de la relación profundidad/ancho (H/b), según la profundidad de excavación H correspondiente, para ambos tipos de suelos analizados.

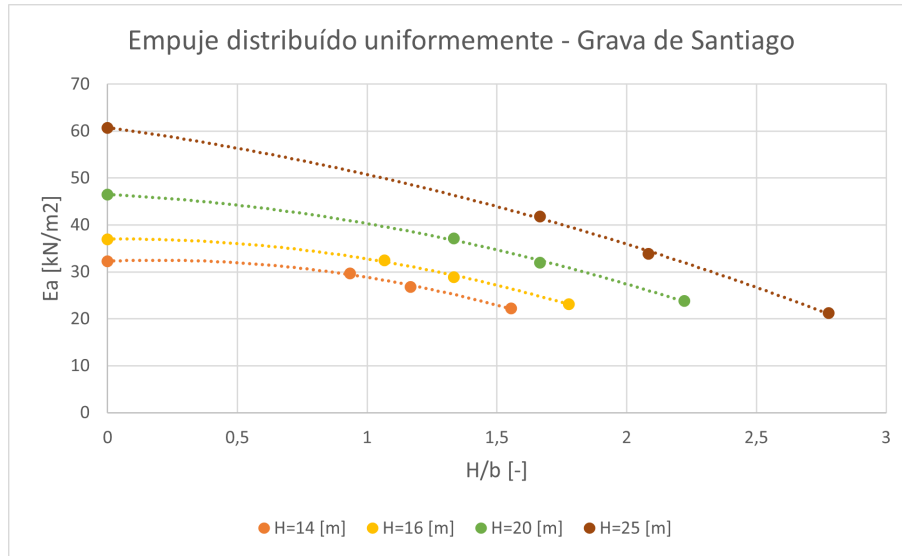


Figura 5.4: Empuje uniforme en función de la relación H/b según profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

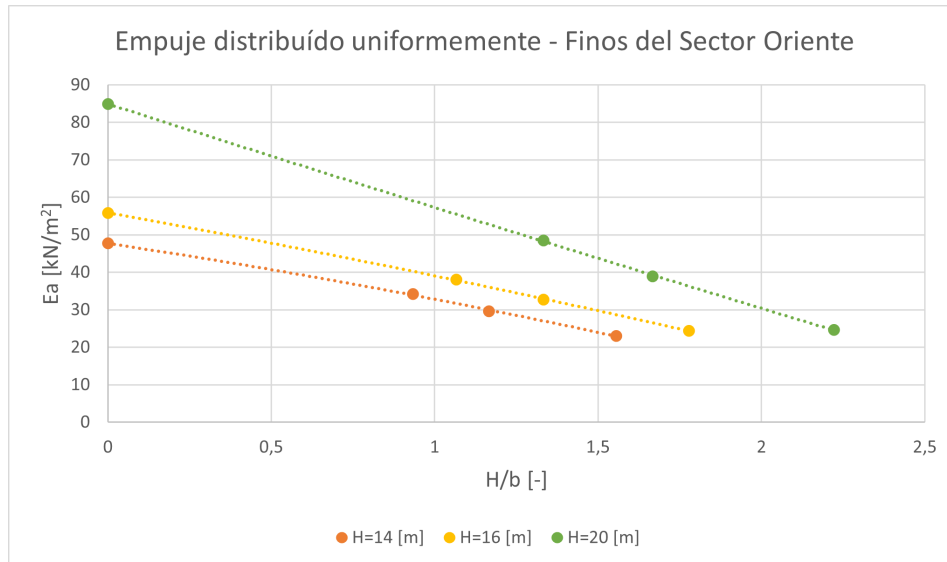


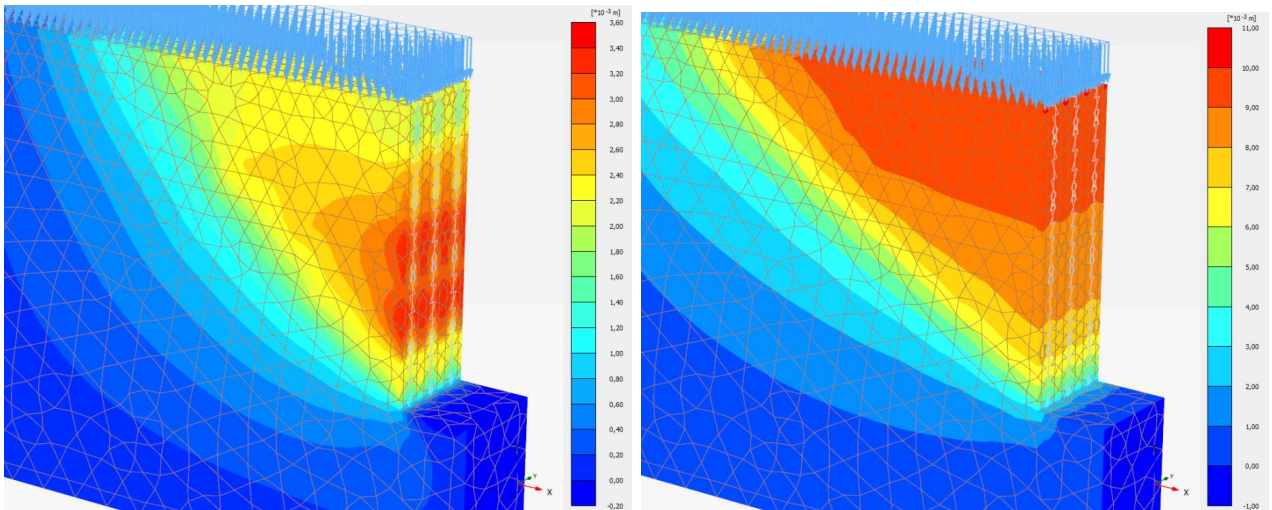
Figura 5.5: Empuje uniforme en función de la relación H/b según profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

La figura 5.4 presenta el empuje distribuido uniformemente utilizado en el diseño de los casos analizados en Grava de Santiago y la figura 5.5 de los casos en suelos Finos del Sector Oriente. Se observa que en ambos suelos, los empujes calculados para el análisis plano, es decir, los casos en que la relación H/b es igual a 0, son mayores a los empujes obtenidos con análisis tridimensional. Obteniendo una reducción significativa principalmente en las excavaciones más profundas, es decir, las excavaciones de 20 y 25 metros de profundidad. Además, a medida que disminuye el ancho de la excavación, aumenta la reducción del valor del empuje con respecto al caso plano.

5.2. Deformaciones de entibaciones en Grava de Santiago

5.2.1. Deformación horizontal

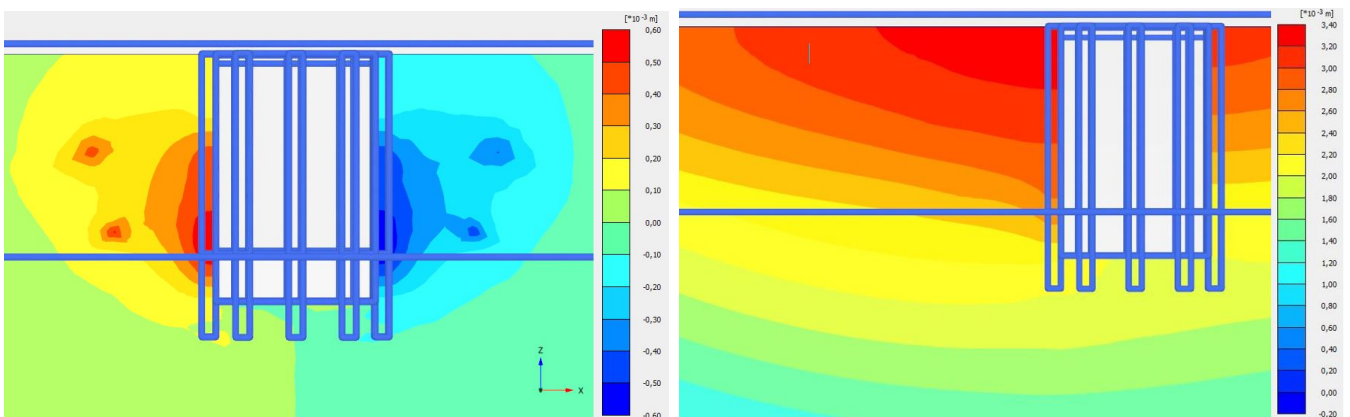
Se presenta las deformaciones horizontales típicas obtenidas del modelamiento para los casos planos y tridimensionales.



(a) Deformación en condición estática.

(b) Deformación en condición postsísmica.

Figura 5.6: Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos planos en Grava de Santiago.



(a) Deformación en condición estática.

(b) Deformación en condición postsísmica.

Figura 5.7: Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos tridimensionales en Grava de Santiago.

A continuación se presentan las deformaciones horizontales en condición estática y post-sísmica en los puntos de control mencionados para las excavaciones de estudio en Grava de Santiago, en función de la relación profundidad/ancho (H/b), donde el caso plano corresponde al punto con relación $H/b=0$.

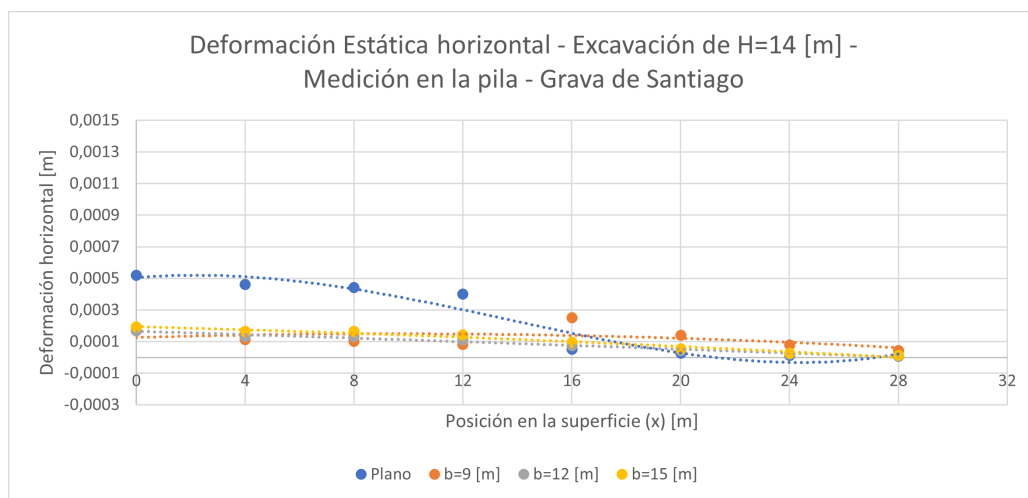


Figura 5.8: Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en Grava de Santiago.

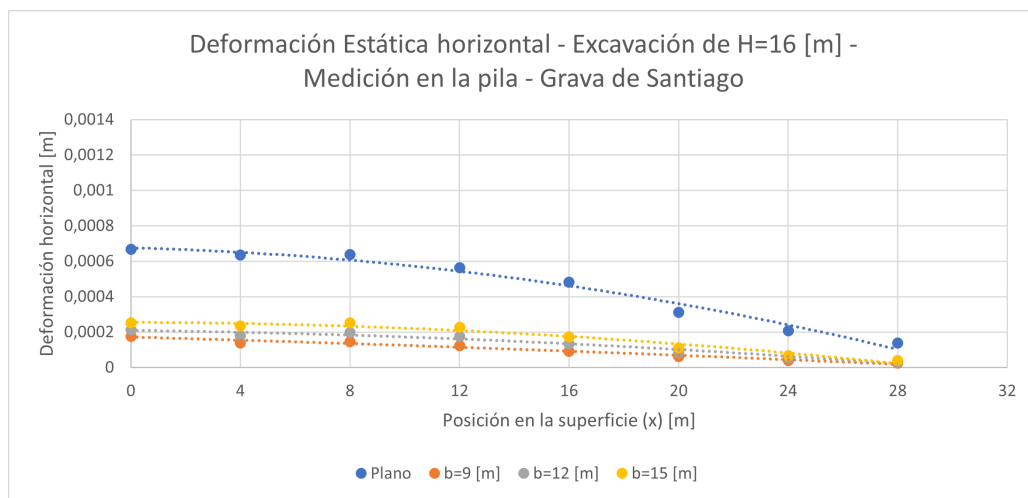


Figura 5.9: Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en Grava de Santiago.

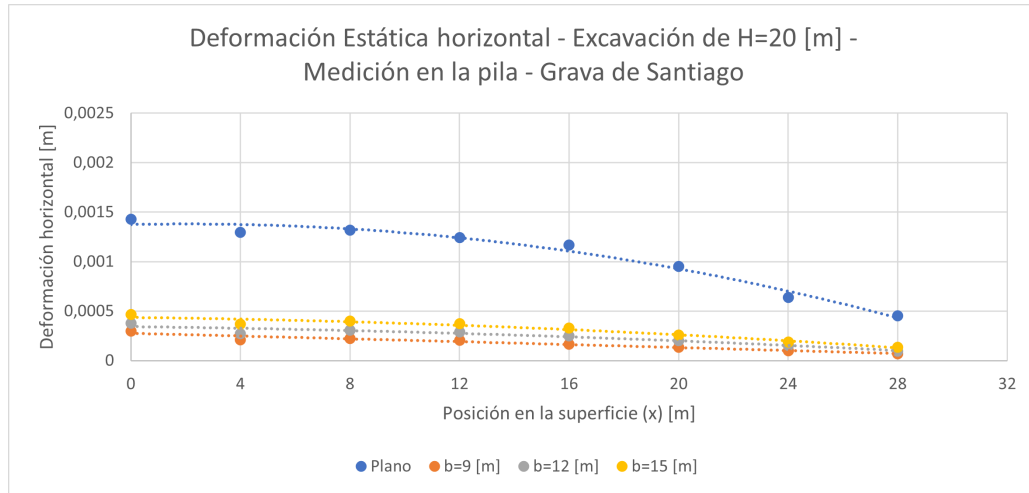


Figura 5.10: Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en Grava de Santiago.

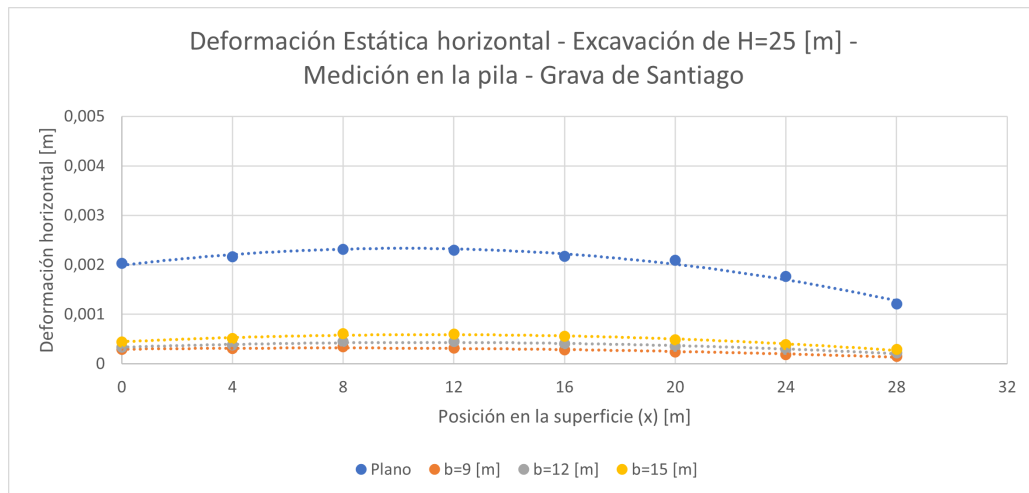


Figura 5.11: Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 25 metros en Grava de Santiago.

Se observa que las deformaciones de los casos de análisis plano, para las cuatro profundidades de excavación analizadas, son significativamente mayores a las deformaciones de los casos tridimensionales. En una posición mas alejada de la excavación en superficie, disminuye la deformación y tiende a ser nula, es decir, en el coronamiento se observan las mayores deformaciones.

En el coronamiento los casos planos presentan deformación horizontal de 0,5 [mm] para la excavación de 14 metros, y a medida que aumenta la profundidad de excavación aumenta el nivel de deformación, llegando a 2 [mm] en la excavación de 25 metros. En los casos de análisis tridimensional las deformaciones van entre 0,2 [mm] a 0,5 [mm], tal que las excavaciones

con menor ancho experimentan las deformaciones mas pequeñas, y a medida que aumenta el ancho de la excavación aumenta la deformación horizontal.

Las deformaciones horizontales postsísmicas en los puntos de control según las profundidades de excavación se presentan a continuación.

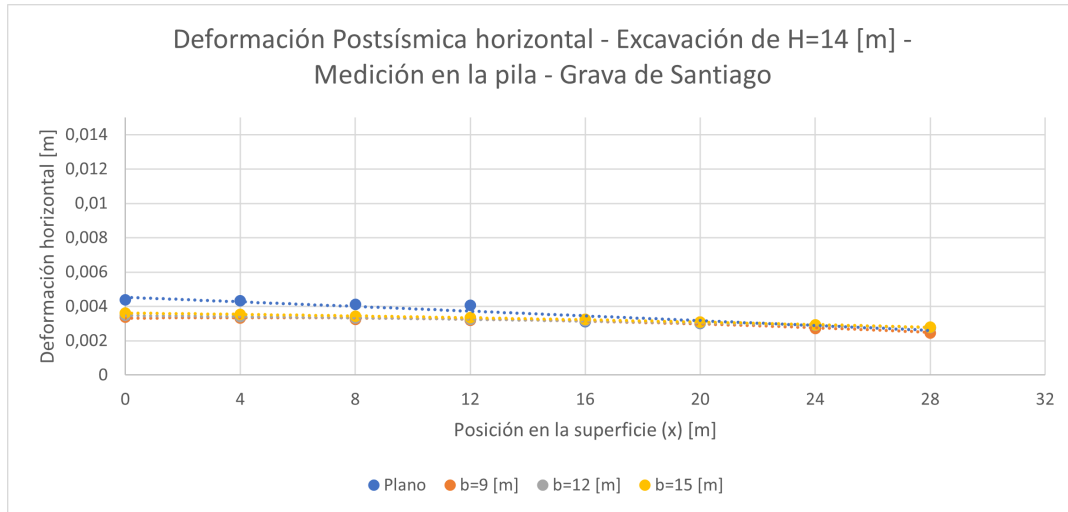


Figura 5.12: Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en Grava de Santiago.

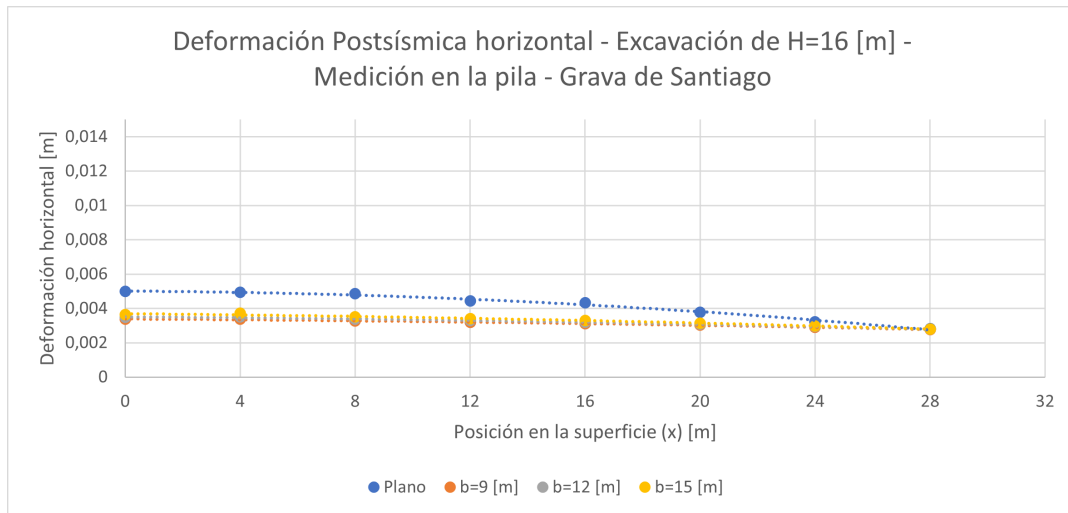


Figura 5.13: Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en Grava de Santiago.

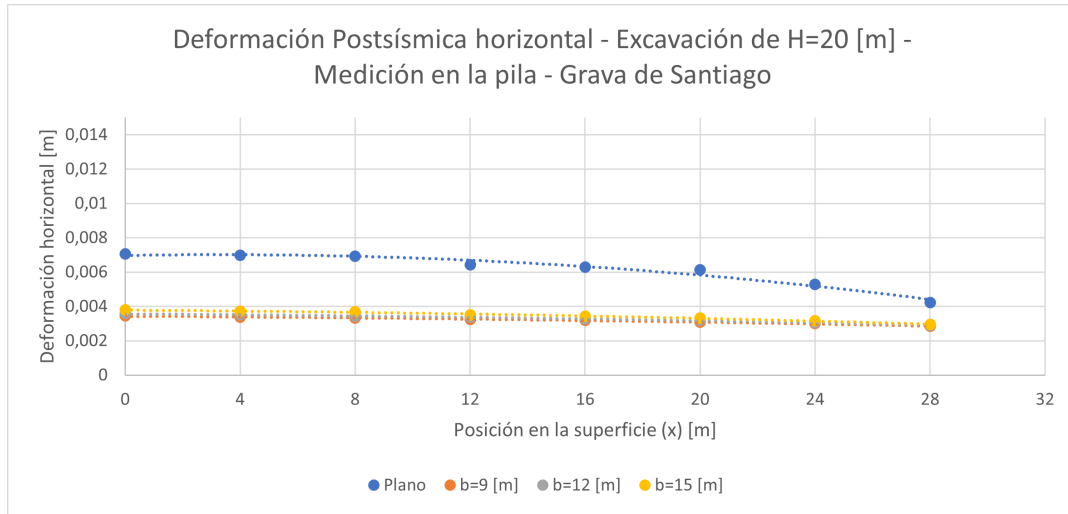


Figura 5.14: Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en Grava de Santiago.

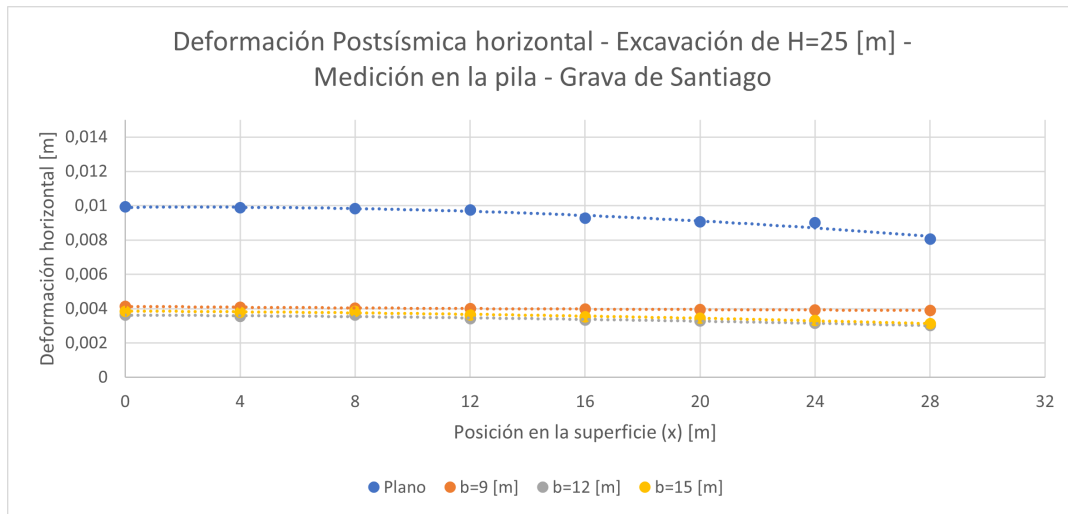


Figura 5.15: Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 25 metros en Grava de Santiago.

En las deformaciones postsísmicas, el comportamiento en superficie es similar al observado en la condición estática, donde el mayor desplazamiento se encuentra en el coronamiento de la pila. A mayor profundidad, la diferencia entre el caso plano y los casos tridimensionales es más notoria. En los casos planos la deformación en el coronamiento se encuentra entre 4 y 9 [mm] y un valor de 3,5 [mm] aproximadamente en todos los casos tridimensionales para todas las profundidades de excavación.

A medida que aumenta el ancho de excavación, aumenta la deformación, al igual que el caso estático. Se observa significativamente la disminución de deformación entre el caso plano

y los casos tridimensionales en la excavación de 25 metros de profundidad, donde en el coronamiento el caso plano obtuvo un desplazamiento de 0,01 [m] y en los casos tridimensionales de aprox 0,004 [m].

Se presentan las deformaciones laterales normalizadas por la profundidad de excavación H en el coronamiento para la condición estática.

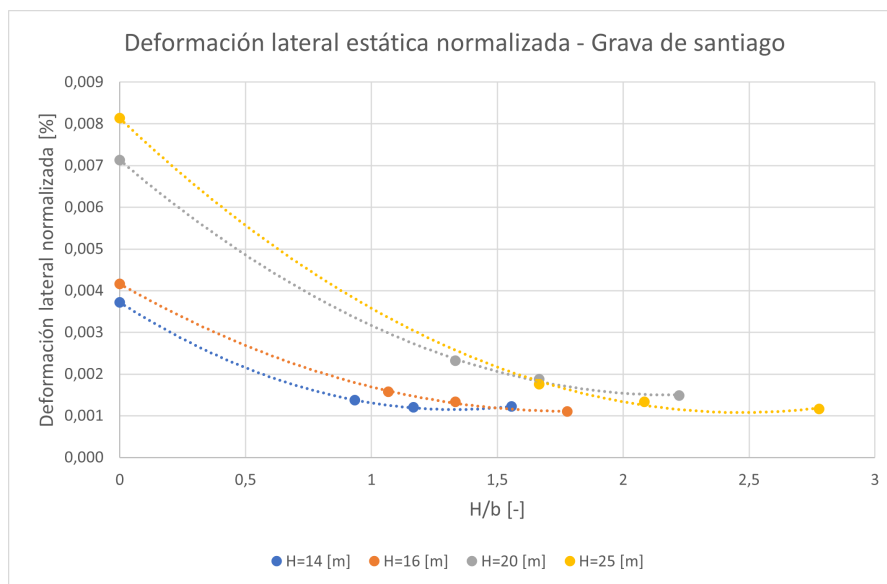


Figura 5.16: Deformación lateral normalizada por profundidad de excavación H en el coronamiento para casos analizados en Grava de Santiago.

Las deformaciones máximas (Anexo A.2) estáticas presentan valor de 1 [mm] de deformación para los casos tridimensionales en todas las profundidades, los casos planos, un desplazamiento de 2-3 [mm] en excavaciones de profundidades de 20 y 25 metros. En condición postsísmica, los casos tridimensionales alcanzan valores de 3-4 [mm] y los casos planos entre 4-10 [m].

Se midieron también las deformaciones horizontales que ocurren entre las pilas (Anexo A.1), concluyendo que las deformaciones son levemente mayores en la medición entre pilas, siendo mas notorio el aumento principalmente en el coronamiento.

5.2.2. Deformación vertical

Se presenta las deformaciones verticales típicas obtenidas del modelamiento para los casos planos y tridimensionales.

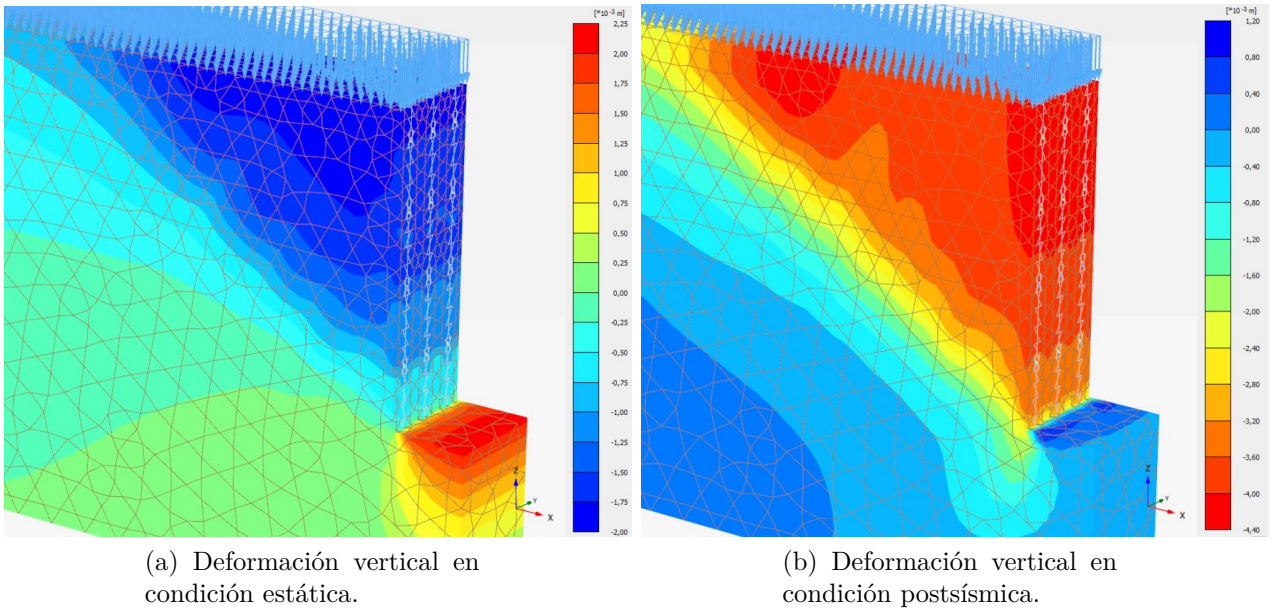


Figura 5.17: Deformaciones verticales típicas obtenidas en casos planos en Grava de Santiago.

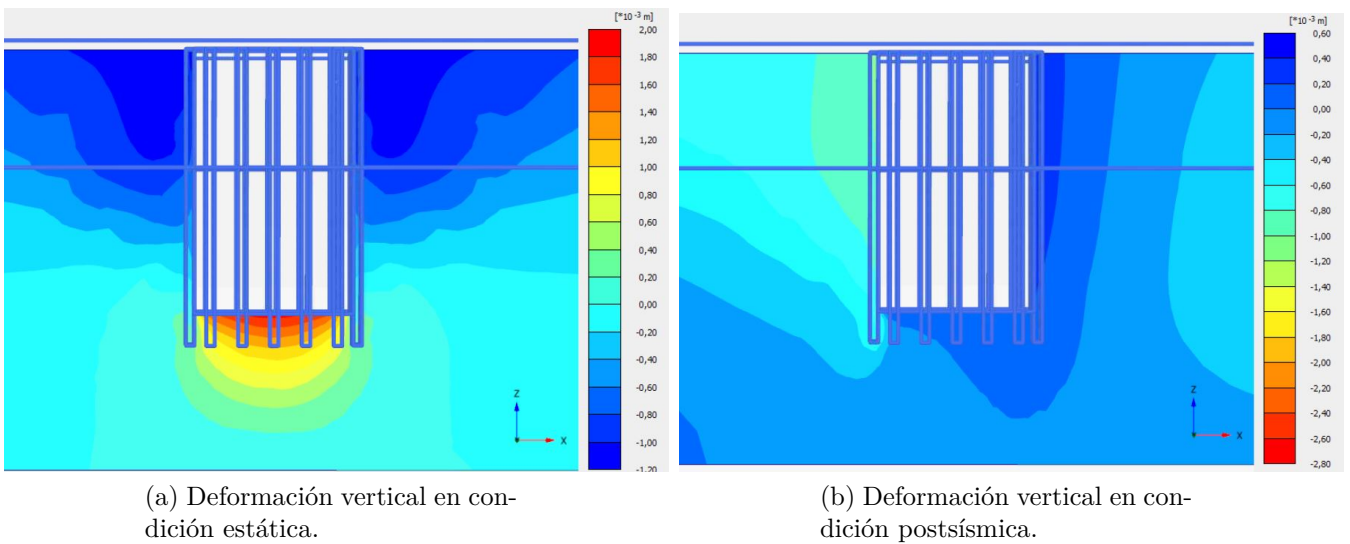


Figura 5.18: Deformaciones verticales típicas obtenidas en casos tridimensionales en Grava de Santiago.

Se presentan las deformaciones estáticas verticales en los puntos de control según las profundidades de excavación.

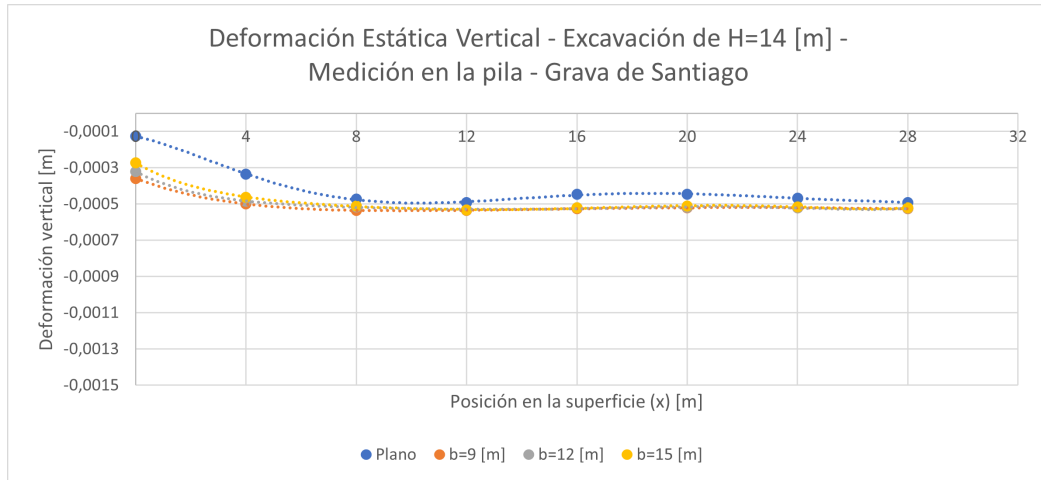


Figura 5.19: Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en Grava de Santiago.

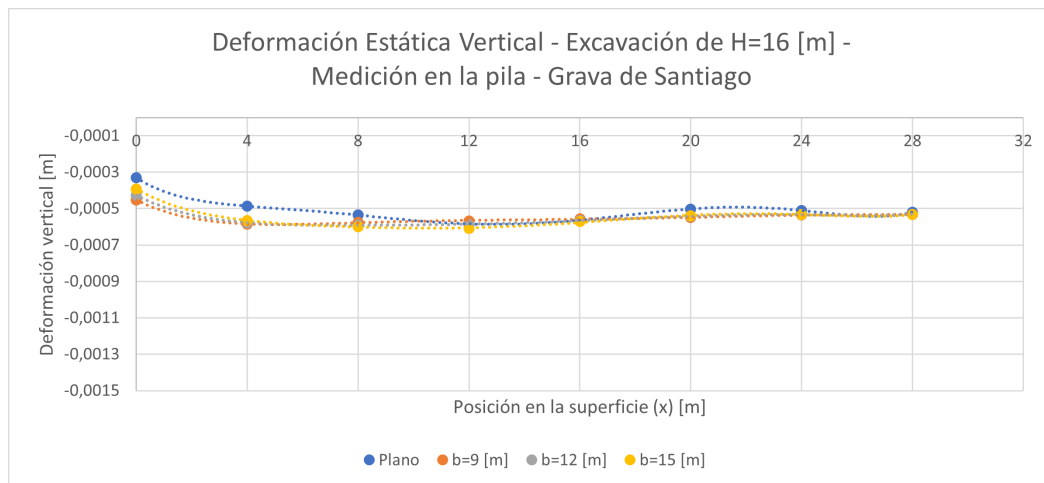


Figura 5.20: Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en Grava de Santiago.

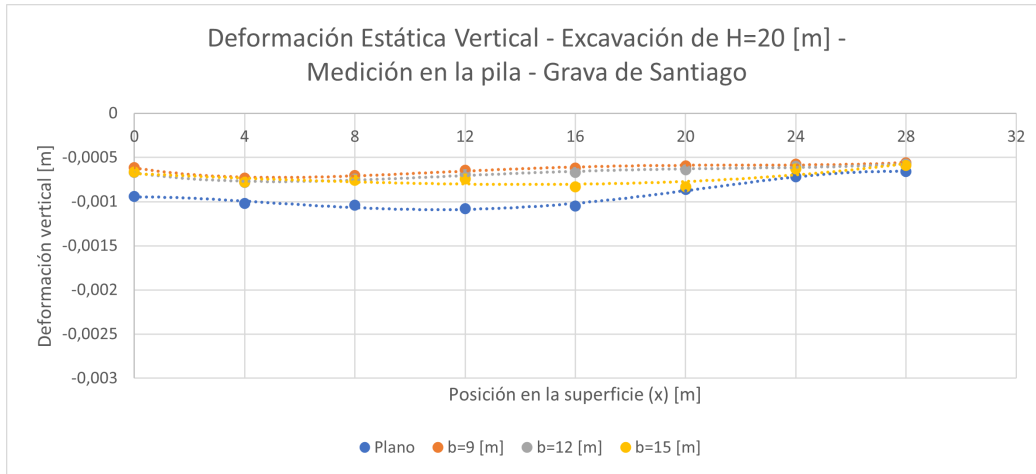


Figura 5.21: Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en Grava de Santiago.

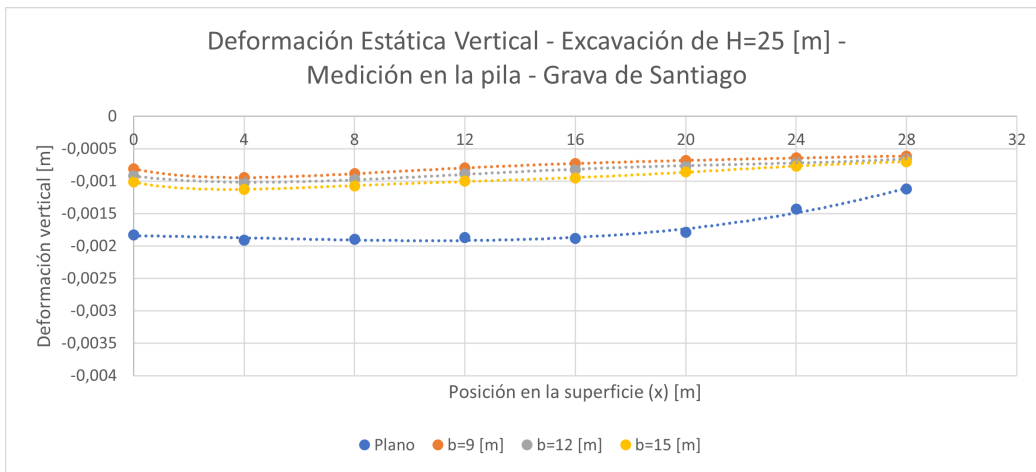


Figura 5.22: Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 25 metros en Grava de Santiago.

El asentamiento en condición estática medido en la superficie, para las profundidades de excavación 14 y 16 metros, muestra un comportamiento en que la deformación es menor en el caso de análisis plano que los casos de análisis tridimensional, y que además, la deformación aumenta a medida que la posición se aleja de la excavación. Sin embargo, la diferencia en las deformaciones es casi insignificante. En cambio, las profundidades de 20 y 25 metros, el asentamiento del caso plano es mayor que el asentamiento en los casos de análisis tridimensional, y el asentamiento mayor se observa en el coronamiento.

En el coronamiento, la diferencia de asentamiento entre el caso plano y los casos tridimensionales para las profundidades de excavación de 14, 16 y 20 metros es aproximadamente 0,2 [mm], y para el caso de 25 metros se observa una diferencia de 1 [mm] con respecto al caso

plano.

Se presentan las deformaciones postsísmicas verticales en los puntos de control según las profundidades de excavación.

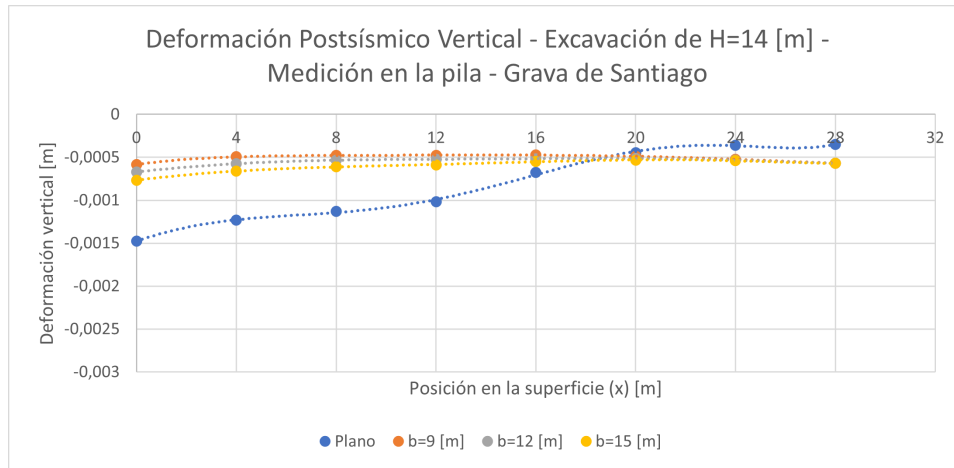


Figura 5.23: Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en Grava de Santiago.

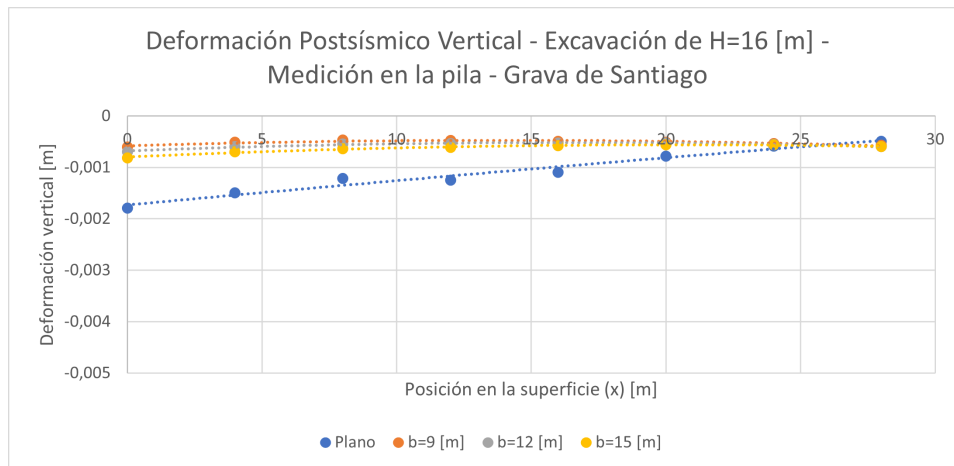


Figura 5.24: Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en Grava de Santiago.

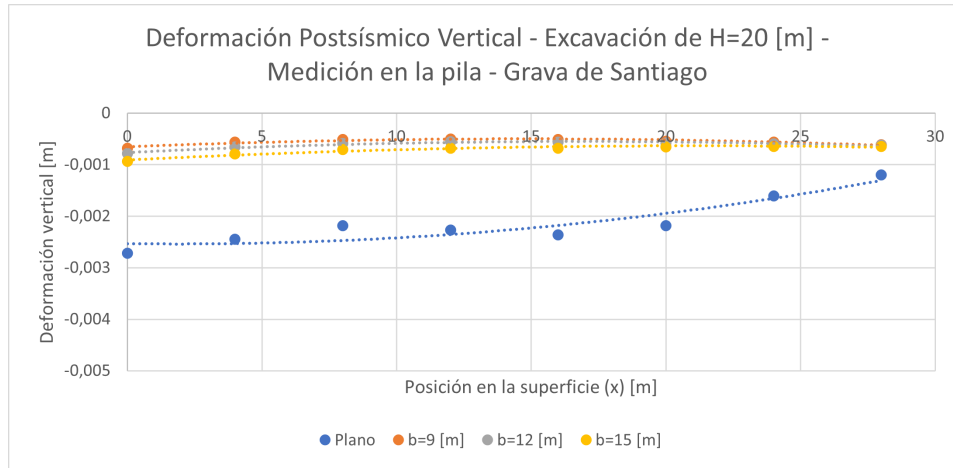


Figura 5.25: Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en Grava de Santiago.

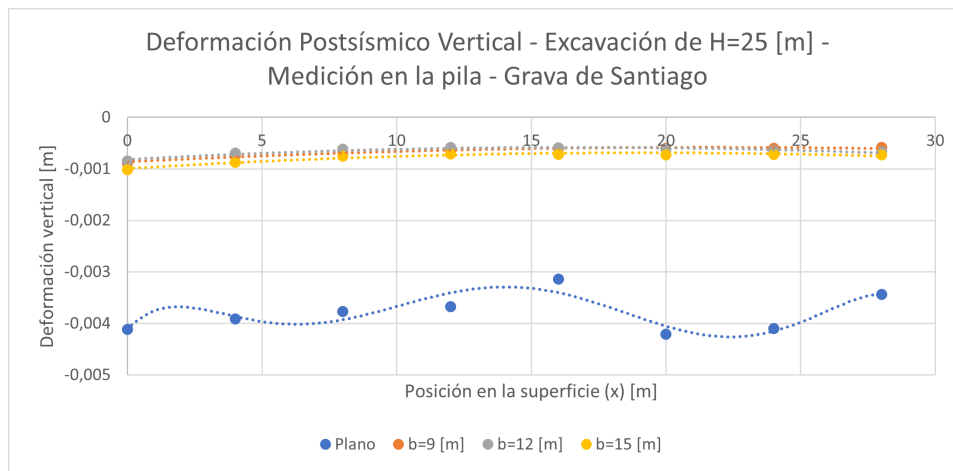


Figura 5.26: Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 25 metros en Grava de Santiago.

La deformación vertical postsísmica en el caso de análisis plano es significativamente mayor al asentamiento alcanzado de los casos tridimensionales. A medida que aumenta la profundidad de excavación, los asentamientos son mayores en el caso plano, y los asentamientos de los casos tridimensionales se mantienen en el rango de 0,001-0,0005 [m].

A medida que se aleja de la excavación, disminuye el asentamiento, es decir en el coronamiento se observa el mayor asentamiento. A los 12 metros se observa un asentamiento de 0,5[mm] con respecto al coronamiento.

En el coronamiento, la diferencia entre el caso plano y el caso tridimensional, para las profundidades de 14 y 16 metros es de 1 [mm], para la profundidad de 20 metros es de 2

[mm] y para la profundidad de 25 metros es de 3 [mm].

En cuanto a las deformaciones máximas (Anexo A.2), la reducción del porcentaje de asentamiento con respecto al caso plano se observa principalmente en las profundidades mayores. En el caso de la excavación de profundidad 20 metros, para la condición estática se reduce un 25-30 % y en la condición postsísmica entre un 10-15 %, la excavación de 25 metros en condición estática se reduce un 40-50 % y en la condición postsísmica se reduce un 45-50 %.

Se presentan las deformaciones verticales normalizadas por la profundidad de excavación H en el coronamiento para la condición estática.

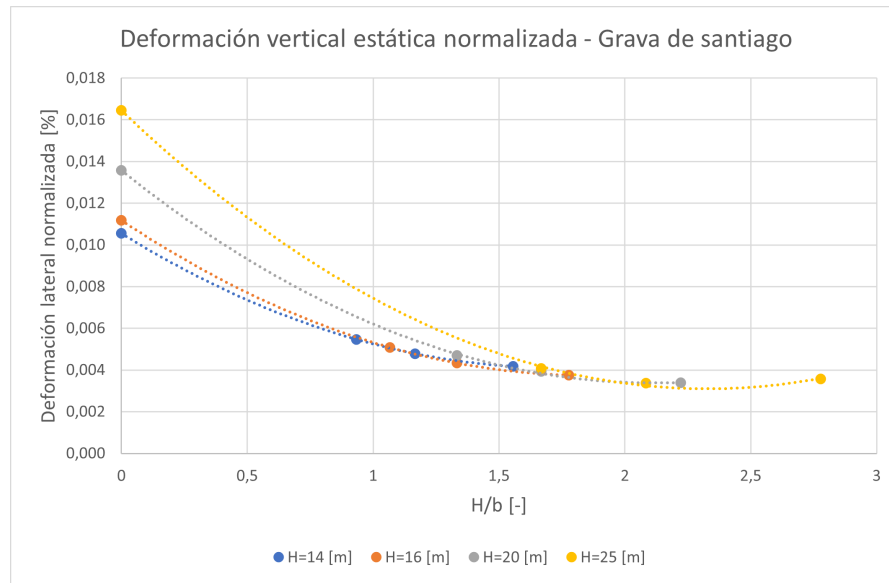


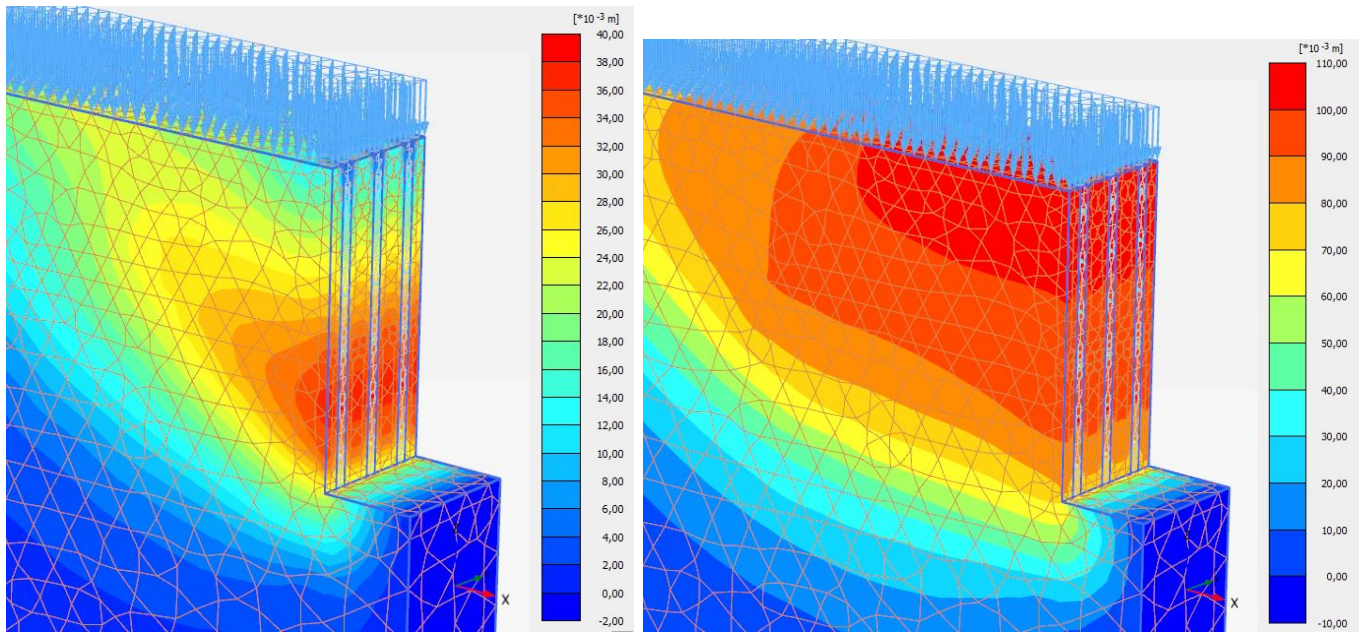
Figura 5.27: Deformación vertical normalizada por profundidad de excavación H en el coronamiento para casos analizados en Grava de Santiago.

Al comparar las deformaciones verticales medidas en la pila con las medidas entre las pilas (Anexo A.1), se concluye que los asentamientos medidos entre pilas son levemente mayores a la medición en la pila, principalmente en el coronamiento, donde se observa un aumento aproximado de 0,01 [m].

5.3. Deformaciones de entibaciones en suelo Finos del Sector Oriente

5.3.1. Deformación horizontal

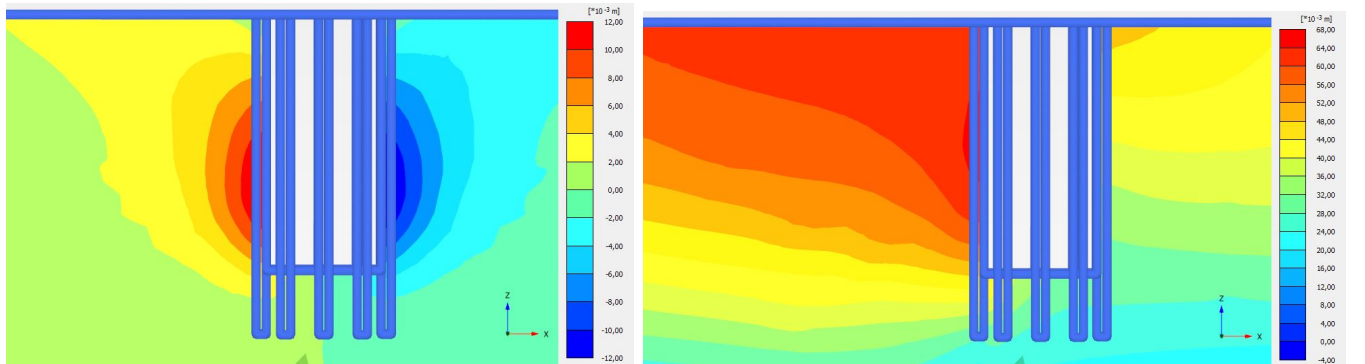
Se presenta las deformaciones horizontales típicas obtenidas del modelamiento para los casos planos y tridimensionales.



(a) Deformación horizontal en condición estática.

(b) Deformación horizontal en condición postsísmica.

Figura 5.28: Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos planos en Suelos Finos del Sector Oriente.



(a) Deformación horizontal en condición estática.

(b) Deformación horizontal en condición postsísmica.

Figura 5.29: Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos tridimensionales en Suelos Finos del Sector Oriente.

Se presentan las deformaciones estáticas horizontales en los puntos de control según las profundidades de excavación.

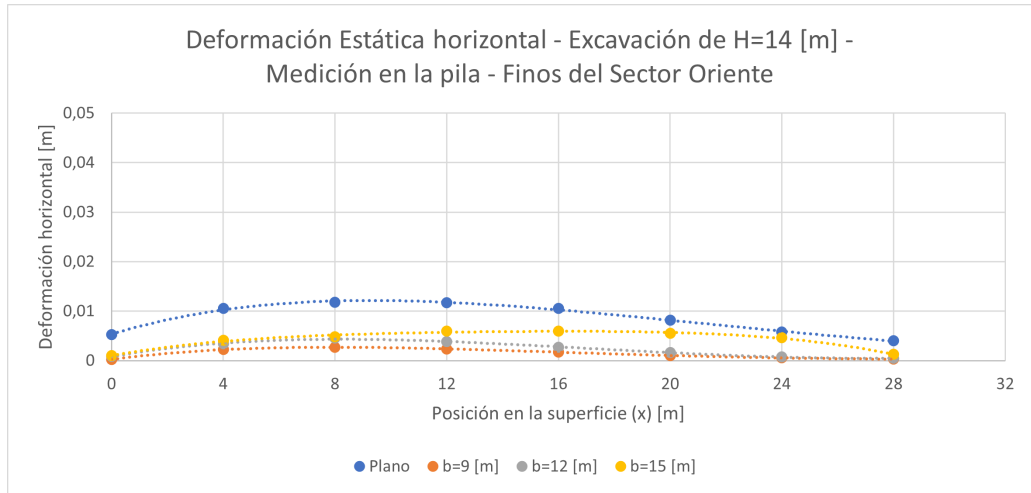


Figura 5.30: Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

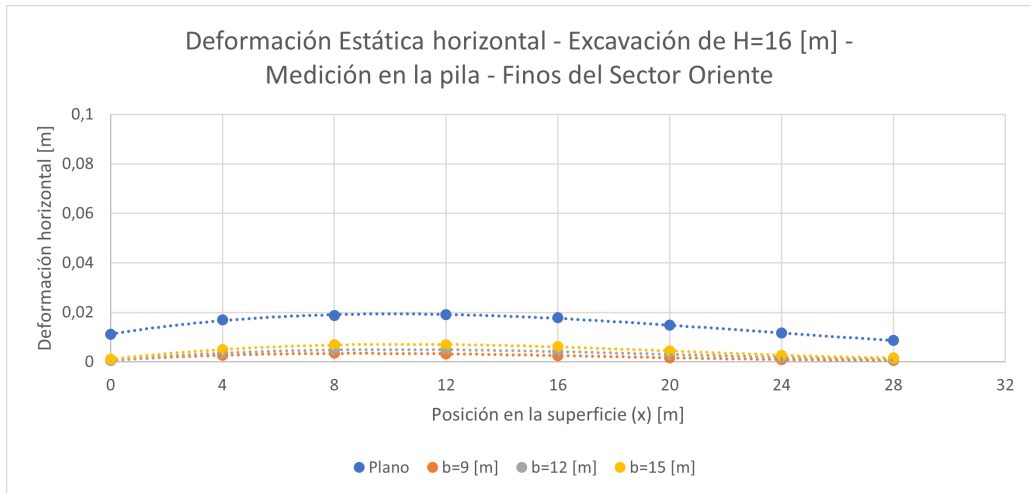


Figura 5.31: Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

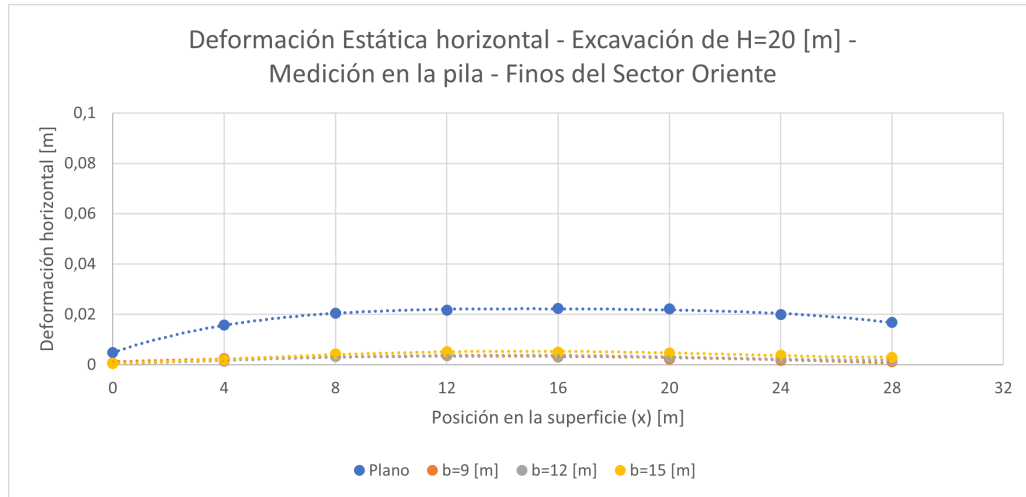


Figura 5.32: Deformación horizontal estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

De los gráficos presentados, se observa que la deformación horizontal en los casos tridimensionales es menor que la deformación horizontal plana para las tres profundidades de excavación analizadas a lo largo de la superficie, tendiendo a ser nula. En cuanto a la deformación de los casos tridimensionales, se obtuvo que a mayor ancho de excavación, mayor deformación y un comportamiento de la deformación horizontal prácticamente uniforme a lo largo de los 28 metros en superficie analizados.

A medida que aumenta la profundidad de excavación, aumenta la deformación plana, aumentando así, la diferencia de deformación con los casos tridimensionales. Como es el caso de la excavación de 20 metros, donde la deformación del caso plano a los 12 metros corresponde a 0,12 [m] y la deformación tridimensional a 0,06 [m] aproximadamente, es decir se reduce a la mitad.

Se presentan las deformaciones postsísmicas horizontales en los puntos de control según las profundidades de excavación.

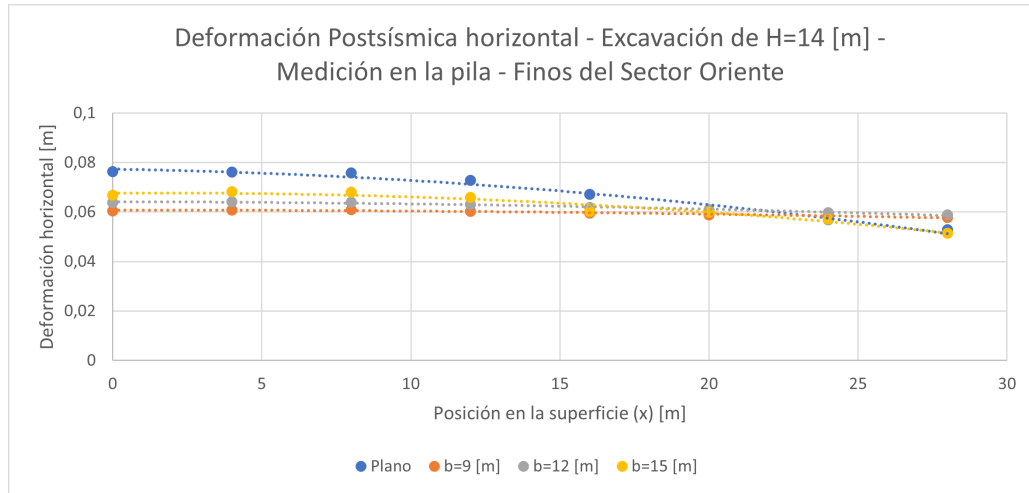


Figura 5.33: Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

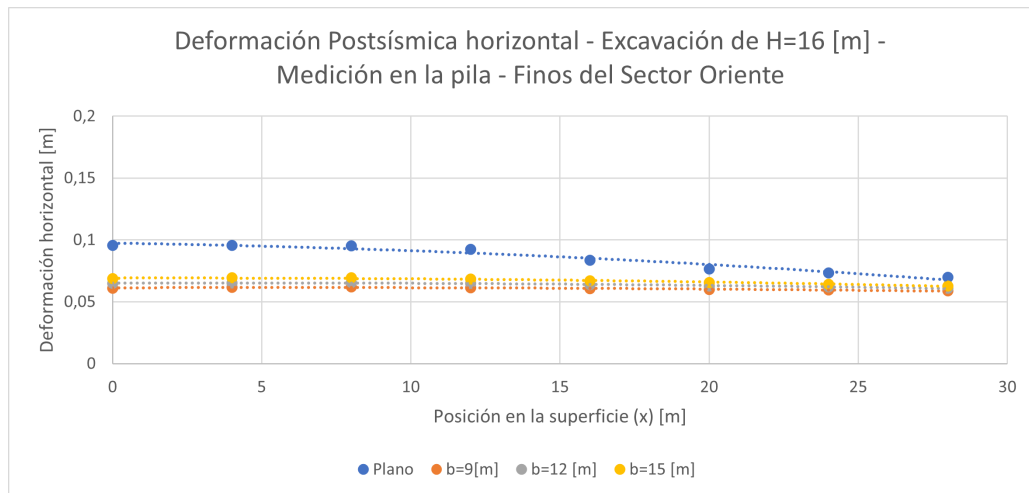


Figura 5.34: Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

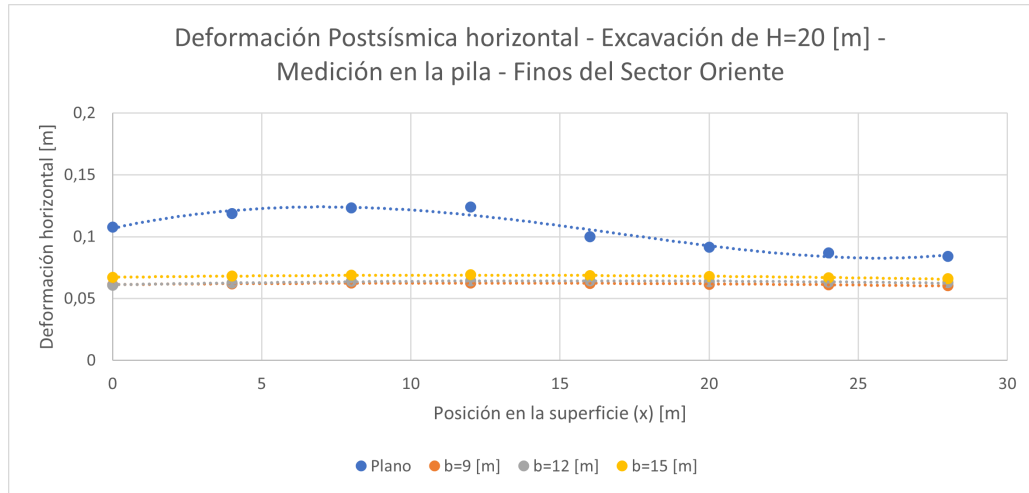


Figura 5.35: Deformación horizontal postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

Las deformaciones en condición postsísmica muestran que a medida que aumenta la profundidad de excavación, mayor es la diferencia entre el caso plano y los casos tridimensionales.

En el coronamiento los casos planos presentan un desplazamiento de aproximadamente 10 [cm] y los casos tridimensionales de 6-7 [cm].

Se presentan las deformaciones laterales normalizadas por la profundidad de excavación H en el coronamiento para la condición estática.

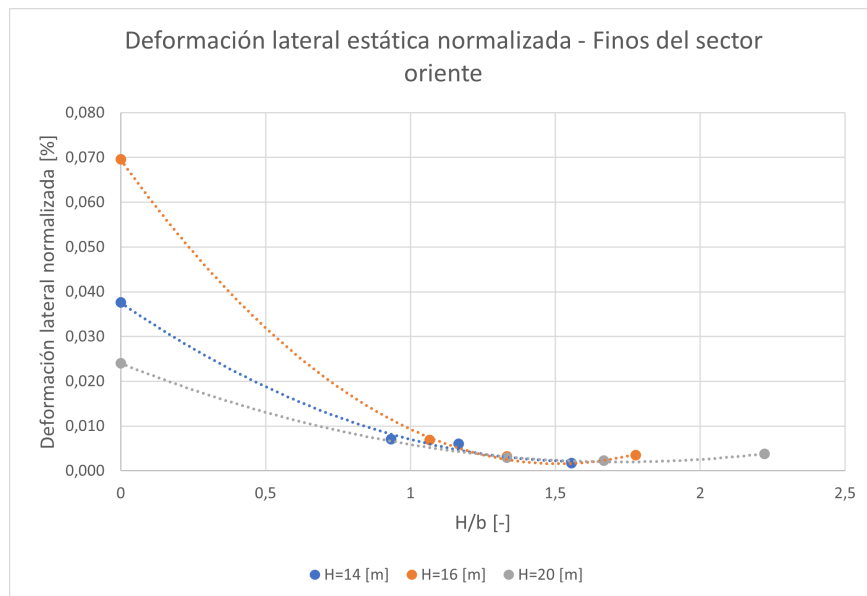


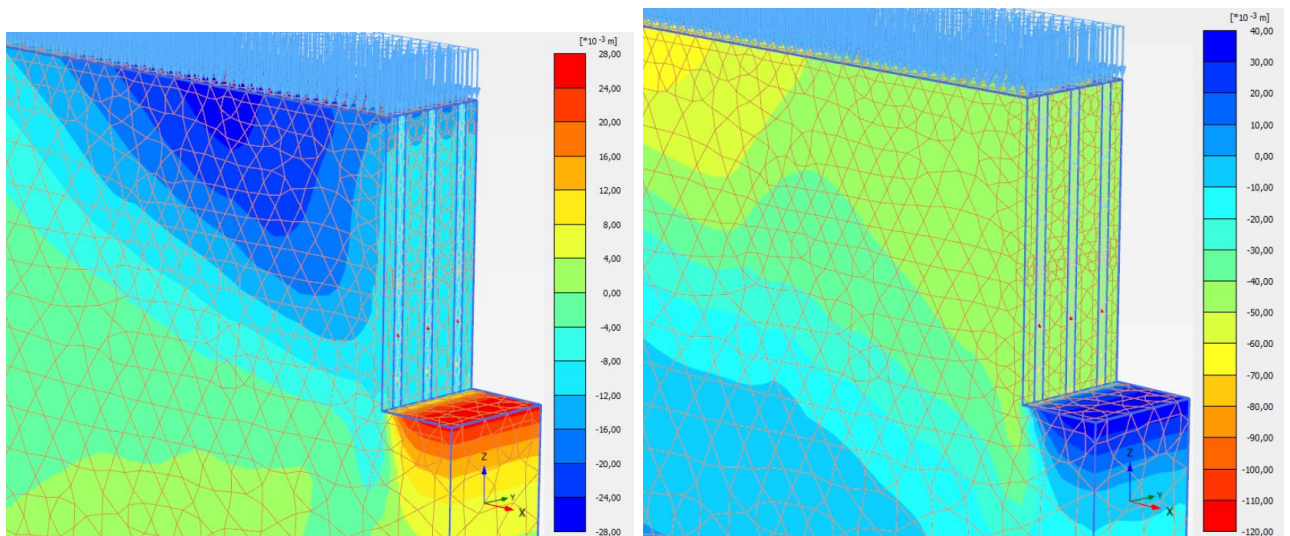
Figura 5.36: Deformación lateral normalizada por profundidad de excavación H en el coronamiento para casos analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.

En cuanto a la deformación máxima (Anexo B.2), en la condición estática el caso de análisis plano es de 1, 2 y 2,5 [cm] para los casos de 14, 16 y 20 metros de profundidad de excavación respectivamente. Los casos tridimensionales son aproximadamente 1 [cm] para los casos con diferentes anchos de excavación. En la condición postsísmica, la deformación se mantiene en aproximadamente 6 [cm] para todos los casos, a excepción del caso plano de 20 metros de profundidad con 11 [cm].

Al comparar con las deformaciones medidas entre pilas (Anexo B.1), éstas son mayores en 6-10 [mm] que la medición en la pila para los casos de análisis plano y 3-4 [mm] en los casos tridimensionales.

5.3.2. Deformación vertical

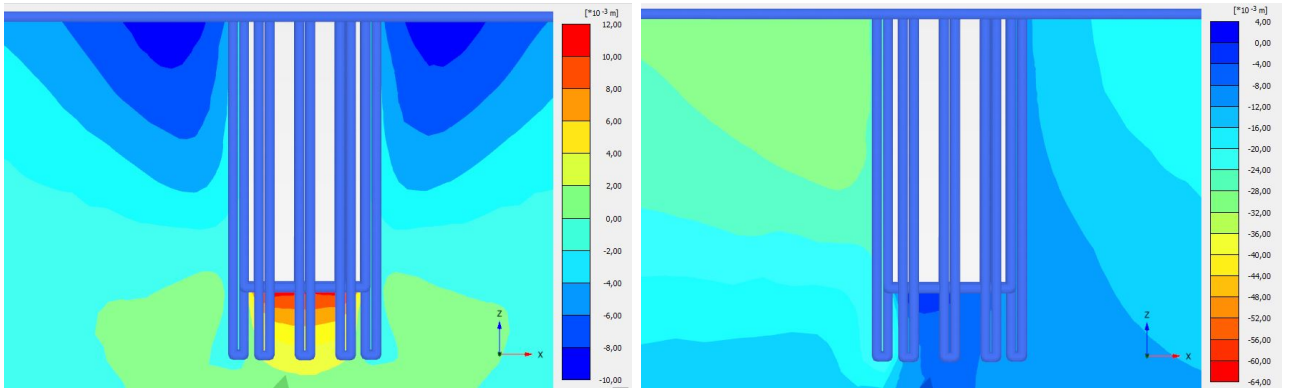
Se presenta las deformaciones verticales típicas obtenidas del modelamiento para los casos planos y tridimensionales.



(a) Deformación horizontal en condición estática.

(b) Deformación horizontal en condición postsísmica.

Figura 5.37: Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos planos en Suelos Finos del Sector Oriente.



(a) Deformación horizontal en condición estática.

(b) Deformación horizontal en condición postsísmica.

Figura 5.38: Deformaciones horizontales típicas obtenidas en casos tridimensionales en Suelos Finos del Sector Oriente.

Se presentan las deformaciones estáticas verticales en los puntos de control según las profundidades de excavación.

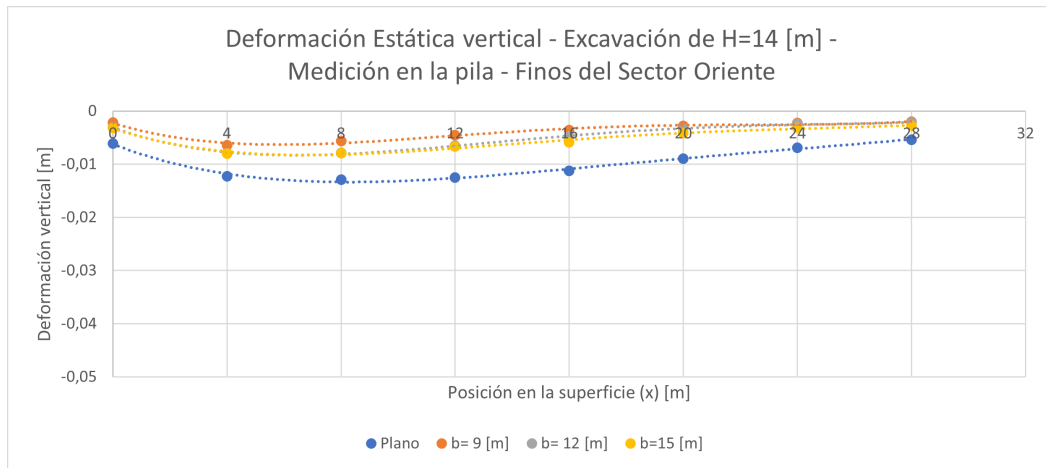


Figura 5.39: Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

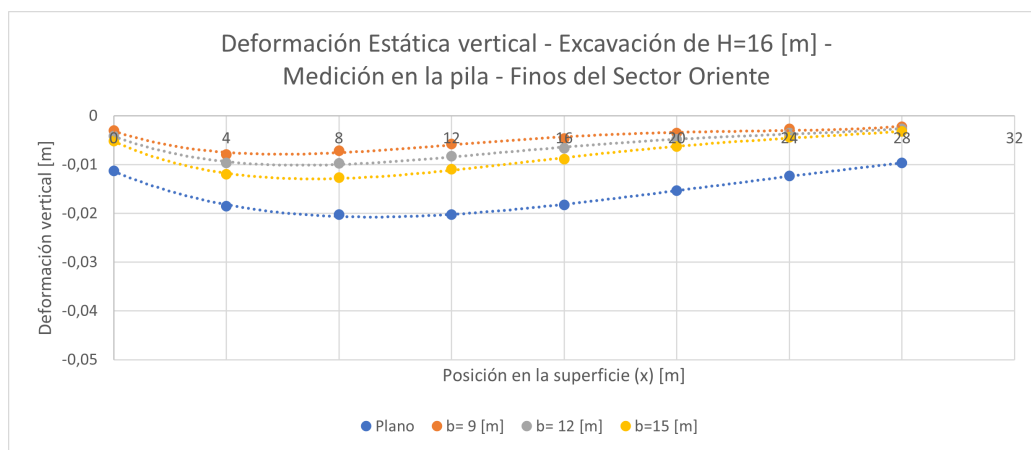


Figura 5.40: Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

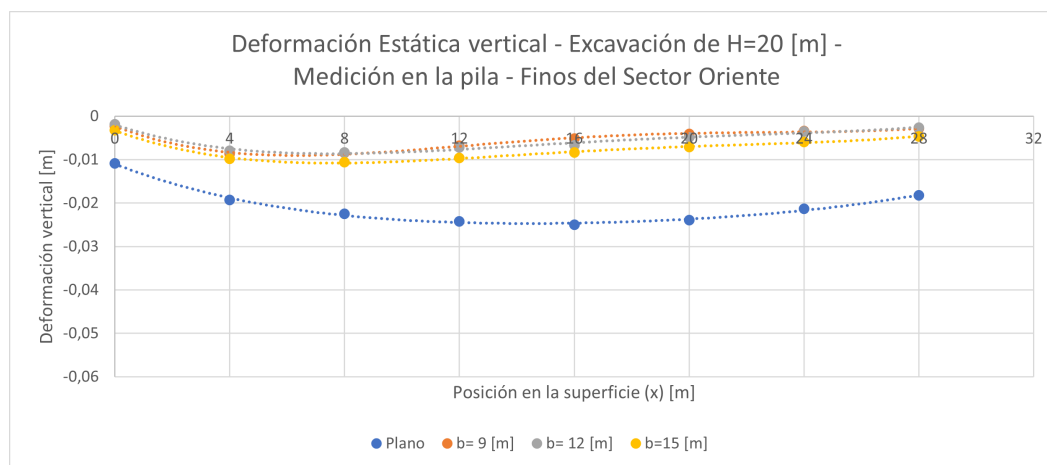


Figura 5.41: Deformación vertical estática entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

Los asentamientos estáticos de los casos de análisis plano son notoriamente mayores que los asentamientos de los casos tridimensionales para todas las profundidades de excavación. A medida que aumenta el ancho de la excavación, mayores son las deformaciones verticales.

El asentamiento en el coronamiento para los casos planos es de 6 [mm] en la excavación de 14 metros y de 11 [mm] en las excavaciones de 16 y 20 metros. Los asentamientos de los casos tridimensionales en el coronamiento se encuentran entre 2-3 [mm].

Se observa en los casos planos un aumento gradual en el asentamiento desde el coronamiento a los 12 metros en superficie, alcanzando un asentamiento de 13 [mm], 20[mm] y 24 [mm] para las profundidades 14 [m], 16 [m] y 20 [m] respectivamente. Los casos tridimensionales presentan el mayor asentamiento entre los 4 y 8 metros en superficie, donde se obtienen

asentamientos de entre 6-10 [mm].

Se presentan las deformaciones postsísmicas verticales en los puntos de control según las profundidades de excavación.

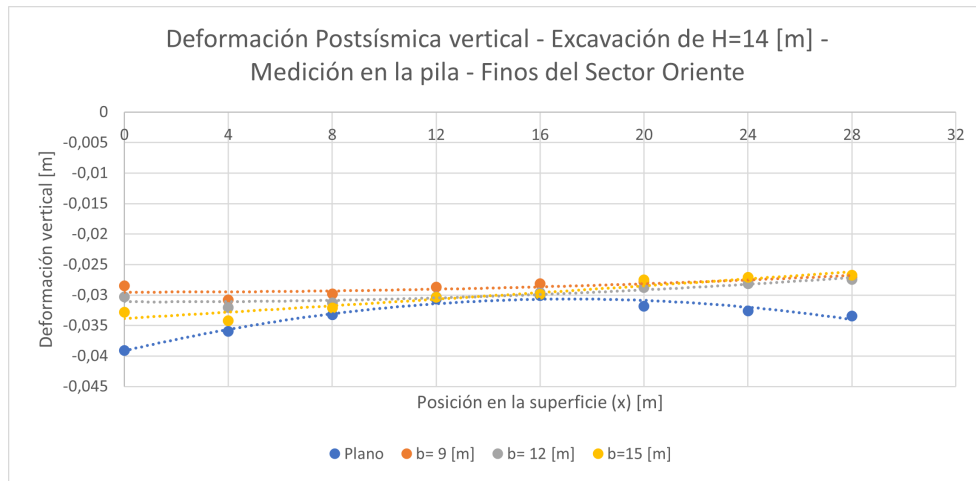


Figura 5.42: Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 14 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

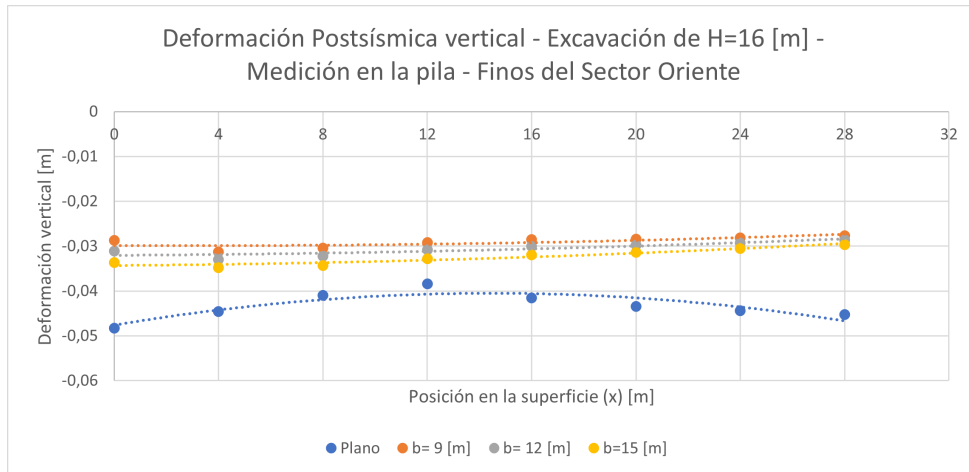


Figura 5.43: Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 16 metros en suelos Finos del Sector Oriente

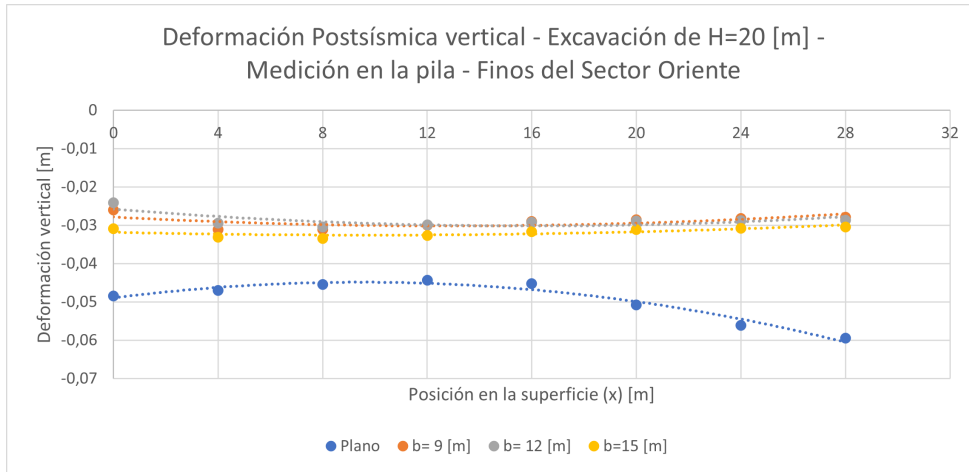


Figura 5.44: Deformación vertical postsísmica entre 0[m]-28[m] en superficie medidos en la pila central para las excavaciones estudiadas de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente

En la condición postsísmica, las deformaciones de los casos planos para todas las profundidades de excavación analizadas presentan su máximo en el coronamiento y disminuye a medida que aumenta la posición en superficie. Los valores del asentamiento en el coronamiento son de 4 [cm] para la excavación de 14 metros, de 5 [cm] para la excavación de 16 y 20 metros, y de 2-3 [cm] para los casos tridimensionales. Las deformaciones verticales de los casos tridimensionales se comportan de manera similar a la condición estática, pero entre los puntos de control 12 y 16 metros la variación del asentamiento disminuye notoriamente. Además, a medida que aumenta el ancho, las deformaciones son mayores.

Las deformaciones verticales máximas (Anexo B.2), en condición estática para los casos planos es de aproximadamente 2 [cm] y para los casos tridimensionales es de 1 [cm]. En condición postsísmica es de 6[cm]-7[cm], 11[cm] para las excavaciones con profundidad 14,16 y 20 metros respectivamente y de 6 [cm] para los casos tridimensionales para todas las profundidades y anchos.

Se presentan las deformaciones verticales normalizadas por la profundidad de excavación H en el coronamiento para la condición estática.

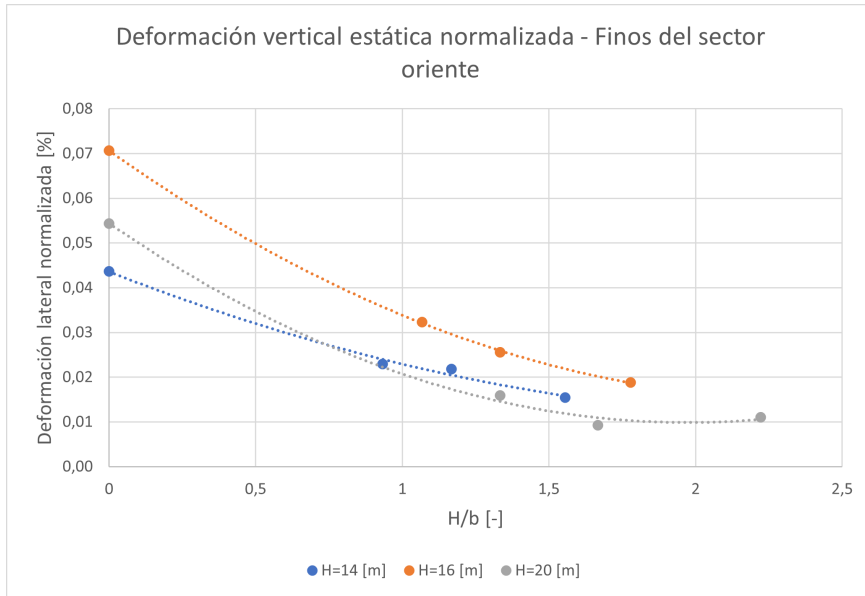


Figura 5.45: Deformación vertical normalizada por profundidad de excavación H en el coronamiento para casos analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.

En comparación con las mediciones entre pilas (Anexo B.1), éstas presentan un aumento en la condición estática de 3-4 [mm] y en la condición postsísmica principalmente en los casos tridimensionales de 1-2 [mm].

5.4. Deformaciones relativas

Según las investigaciones de Bjerrum (1963), la distorsión angular es la variable determinante en la evaluación de las deformaciones admisibles. En la siguiente tabla se presentan los valores admisibles según categoría correspondiente.

Tabla 5.1: Límites de distorsión angular para diferentes categorías de daño potencial (Bjerrum, 1963). (Aravena, 2020)

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	$1/600 = 0,17\%$

Se presenta la distorsión angular máxima obtenida para cada uno de los casos analizados, tanto en deformación horizontal como vertical, para condición estática y sísmica.

Tabla 5.2: Distorsión Angular máxima horizontal en condición estática para los casos de estudio según tipo de suelo.

Caso	H/b	Distorsión Angular Máxima [%]	
		Grava de Santiago	Finos del Sector Oriente
1	0,00	0,0021	0,132
1.1	1,56	0,0015	0,050
1.2	1,17	0,0009	0,063
1.3	0,93	0,0007	0,078
2	0,00	0,0009	0,146
2.1	1,78	0,0009	0,052
2.2	1,33	0,0008	0,076
2.3	1,07	0,0004	0,096
3	0,00	0,0033	0,276
3.1	2,22	0,0021	0,043
3.2	1,67	0,0026	0,050
3.3	1,33	0,0024	0,063
4	0,00	0,0038	-
4.1	2,78	0,0009	-
4.2	2,08	0,0018	-
4.3	1,67	0,0023	-

Tabla 5.3: Distorsión Angular máxima horizontal en condición sísmica para los casos de estudio según tipo de suelo.

Caso	H/b	Distorsión Angular Máxima [%]	
		Grava de Santiago	Finos del Sector Oriente
1	0,00	0,0084	0,216
1.1	1,56	0,0047	0,059
1.2	1,17	0,0035	0,081
1.3	0,93	0,0037	0,132
2	0,00	0,0086	0,239
2.1	1,78	0,0038	0,063
2.2	1,33	0,0041	0,089
2.3	1,07	0,0057	0,118
3	0,00	0,0134	0,554
3.1	2,22	0,0043	0,063
3.2	1,67	0,0051	0,090
3.3	1,33	0,0054	0,088
4	0,00	0,0105	-
4.1	2,78	0,0024	-
4.2	2,08	0,0040	-
4.3	1,67	0,0049	-

Tabla 5.4: Distorsión Angular máxima vertical en condición estática para los casos de estudio según tipo de suelo.

Caso	H/b	Distorsión Angular Máxima [%]	
		Grava de Santiago	Finos del Sector Oriente
1	0,00	0,0052	0,153
1.1	1,56	0,0035	0,106
1.2	1,17	0,0041	0,123
1.3	0,93	0,0047	0,119
2	0,00	0,0039	0,180
2.1	1,78	0,0033	0,123
2.2	1,33	0,0038	0,139
2.3	1,07	0,0043	0,171
3	0,00	0,0020	0,210
3.1	2,22	0,0029	0,162
3.2	1,67	0,0029	0,152
3.3	1,33	0,0028	0,165
4	0,00	0,0025	-
4.1	2,78	0,0033	-
4.2	2,08	0,0027	-
4.3	1,67	0,0028	-

Tabla 5.5: Distorsión Angular máxima vertical en condición sísmica para los casos de estudio según tipo de suelo.

Caso	H/b	Distorsión Angular Máxima [%]	
		Grava de Santiago	Finos del Sector Oriente
1	0,00	0,0113	0,231
1.1	1,56	0,0058	0,164
1.2	1,17	0,0065	0,166
1.3	0,93	0,0074	0,172
2	0,00	0,0113	0,272
2.1	1,78	0,0056	0,186
2.2	1,33	0,0064	0,185
2.3	1,07	0,0073	0,201
3	0,00	0,0088	0,249
3.1	2,22	0,0059	0,290
3.2	1,67	0,0061	0,287
3.3	1,33	0,0065	0,220
4	0,00	0,0075	-
4.1	2,78	0,0071	-
4.2	2,08	0,0064	-
4.3	1,67	0,0064	-

5.5. Factor de Seguridad

Se analiza el mecanismo de falla de los casos planos y tridimensionales en ambos tipos de suelos en base a la modelación en Plaxis 3D. En los casos analizados en Suelos Finos del Sector Oriente, se obtuvo un mecanismo de falla global, en cambio, en los casos analizados en Grava de Santiago, las fallas obtenidas (Anexo C) fueron locales, por lo que no se puede concluir seguridad global del sistema.

A continuación se presentan figuras del mecanismo de falla estático y sísmico típico obtenido en los casos planos y tridimensionales en suelos finos.

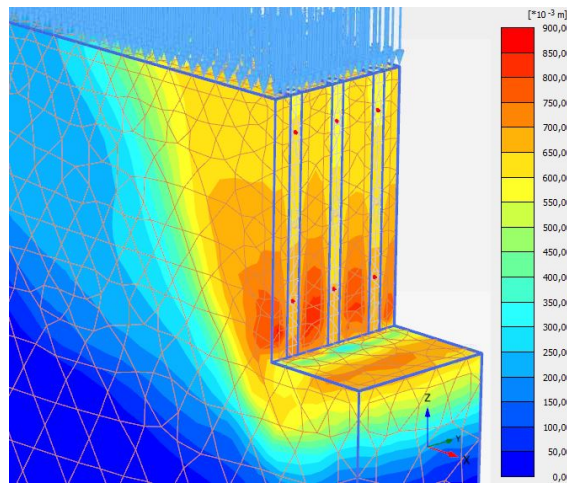


Figura 5.46: Mecanismo de falla típica en condición estática de casos planos en Suelos Finos del Sector Oriente.

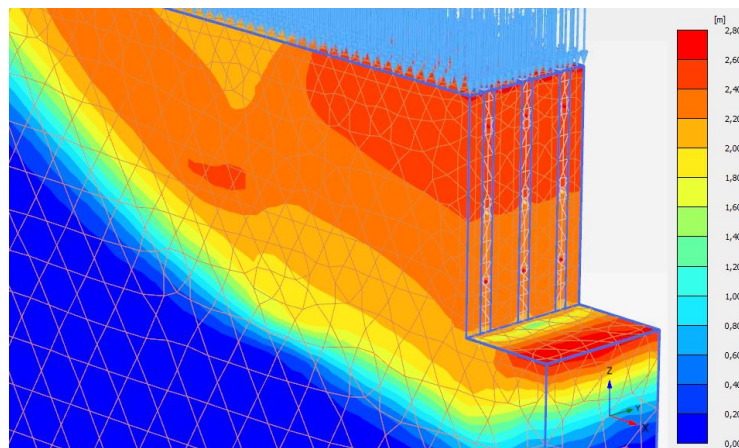


Figura 5.47: Mecanismo de falla típica en condición sísmica de casos planos en Suelos Finos del Sector Oriente.

En los casos tridimensionales, se muestra una vista transversal del mecanismo de falla típico.

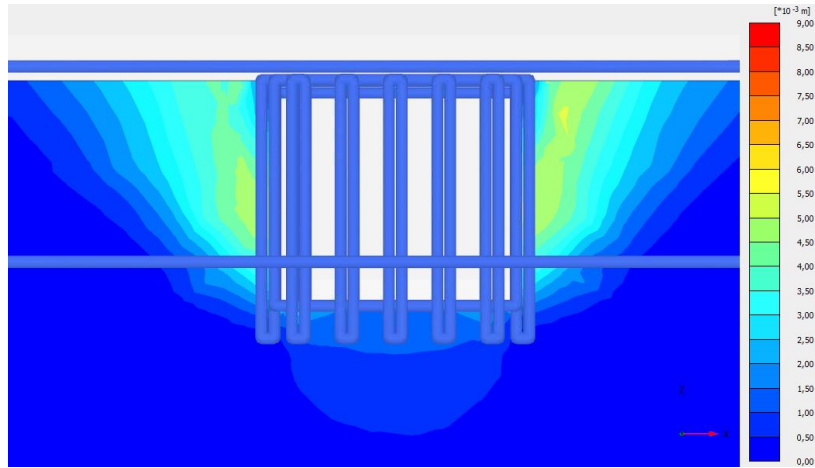


Figura 5.48: Mecanismo de falla típica en condición estática de casos tridimensionales en Suelos Finos del Sector Oriente.

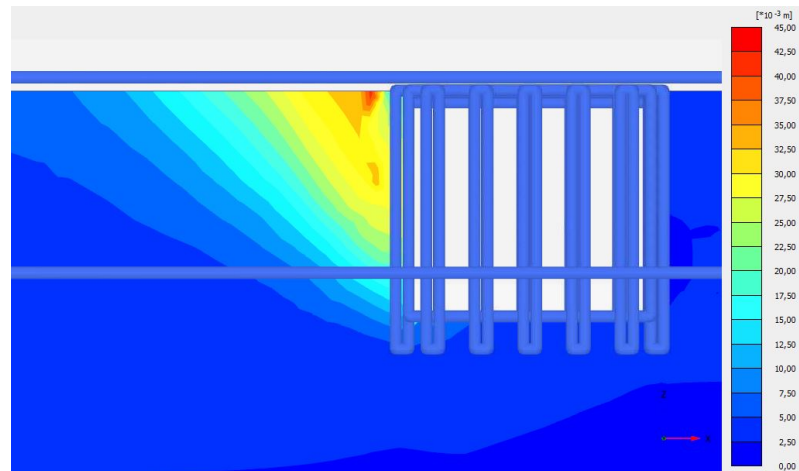


Figura 5.49: Mecanismo de falla típica en condición sísmica de casos tridimensionales en Suelos Finos del Sector Oriente.

El Factor de Seguridad obtenido mediante los resultados de la modelación, son los entregados por el programa Plaxis 3D, y el método utilizado para su obtención se encuentra explicado en la sección 2.4.2. Se obtienen los Factores de Seguridad para la condición estática y postsísmica para ambos tipos de suelos analizados, en función de la relación profundidad/ancho (H/b), donde los casos de análisis plano tienen una relación $H/b=0$.

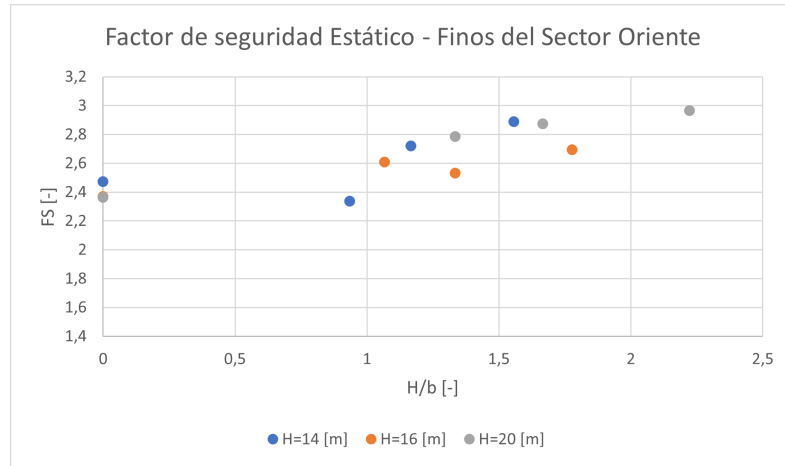


Figura 5.50: Factor de Seguridad Estático en función de relación H/b para casos de excavaciones en suelos Finos del Sector Oriente.

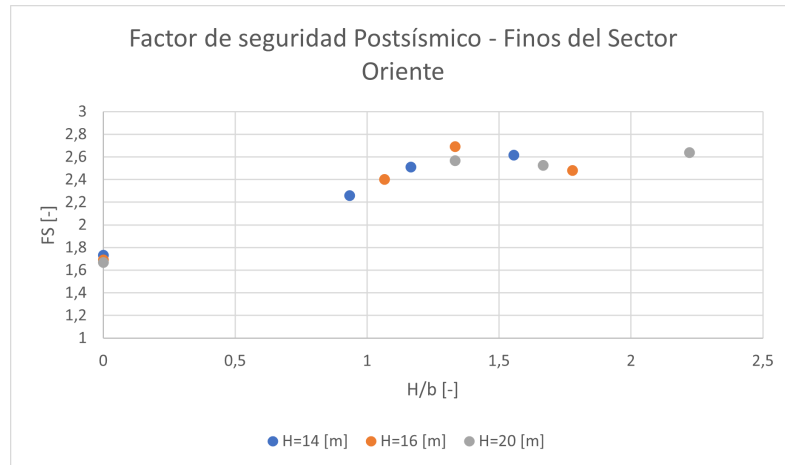


Figura 5.51: Factor de Seguridad Sísmico en función de relación H/b para casos de excavaciones en suelos Finos del Sector Oriente.

Para las excavaciones en suelos Finos del Sector Oriente, se observa que el aumento del factor de seguridad de los casos tridimensionales en comparación al caso plano es levemente más notorio. En condición estática, los casos planos obtienen un factor de 2,4 y los casos tridimensionales de entre 2,7 - 3 aproximadamente. En condición postsísmica, los casos planos presentan factor de 1,7 y los casos tridimensionales de 2,5.

5.6. Incremento en la Carga de los anclajes

Se comparó la carga inicial de los anclajes (carga de diseño) y la carga final obtenida del modelamiento (carga plaxis) (Anexo D). A continuación se presenta la diferencia de carga en función de la relación H/b según la línea de anclaje.

- Suelos Finos del Sector Oriente

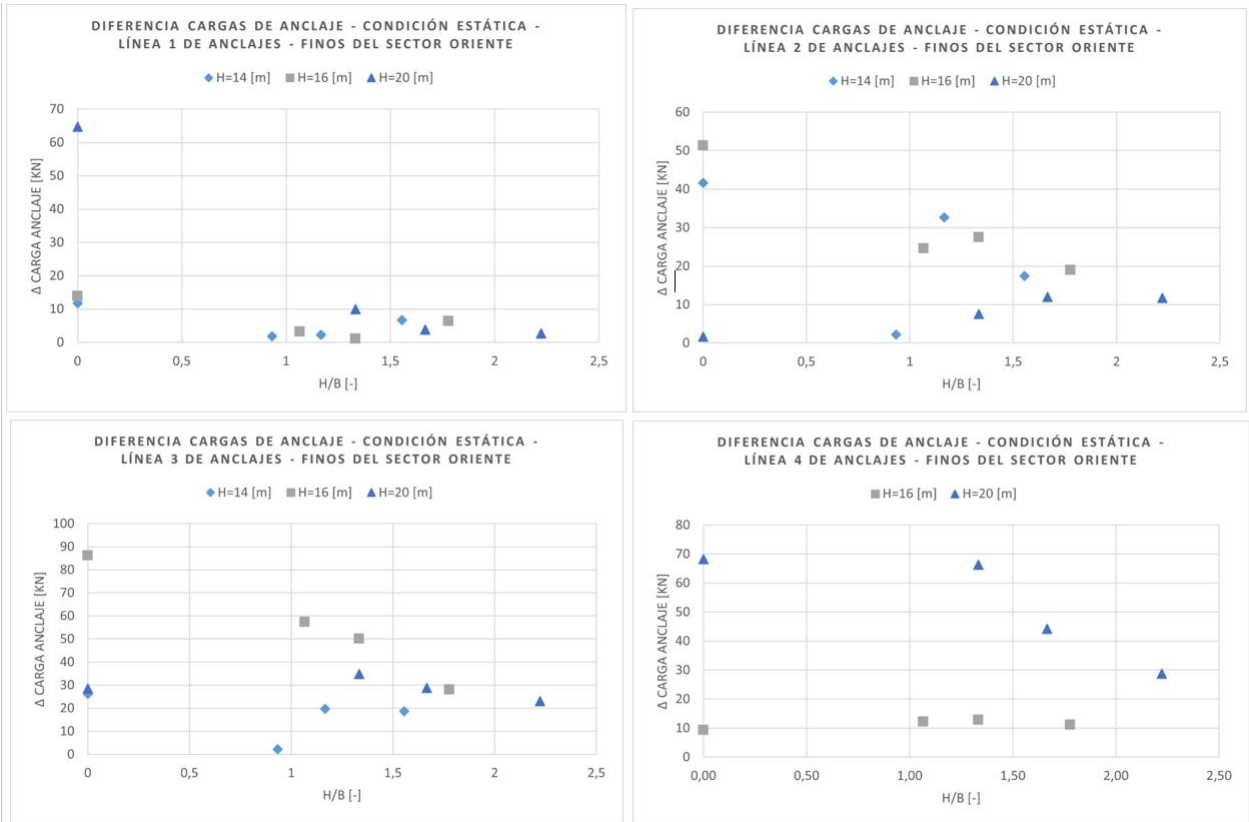


Figura 5.52: Diferencia entre carga de anclaje final e inicial según línea de anclaje en condición estática en suelos Finos del Sector Oriente.

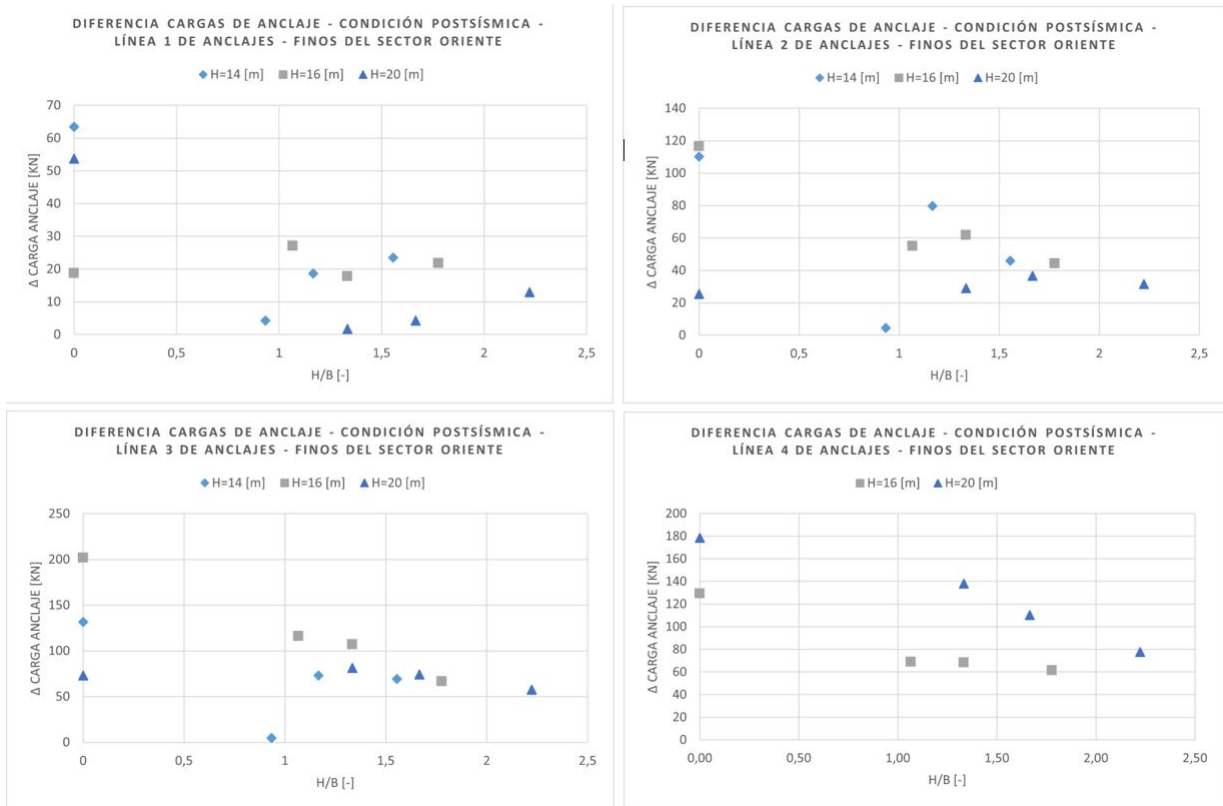
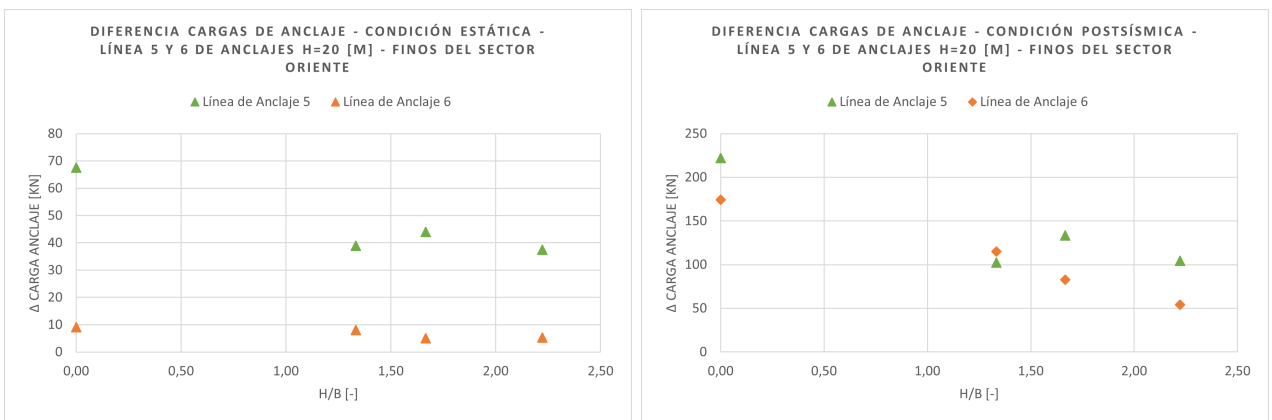


Figura 5.53: Diferencia entre carga de anclaje final e inicial según línea de anclaje en condición postsísmica en suelos Finos del Sector Oriente.

Debido a que únicamente las excavaciones de 25 metros presentan líneas de anclaje 5 y 6, se presenta en gráficos a parte.



(a) Línea 5 y 6 de Anclajes en condición Estática.

(b) Línea 5 y 6 de Anclajes en condición Postsísmica.

Figura 5.54: Diferencia entre carga de anclaje final e inicial de Línea de anclaje 5 y 6 de excavación de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente.

Se observa en casi la totalidad de los casos, que la diferencia de carga de anclaje es mayor en los casos de análisis planos en comparación a los casos de análisis tridimensional. En la

línea de anclaje 1, a medida que aumenta al profundidad de excavación, mayor es la diferencia de carga de anclaje en los casos planos, en cambio, en los casos tridimensionales la diferencia se mantiene dentro de un rango similar, 2-10 [kN].

En las excavaciones de 16 metros y 20 metros, los anclajes centrales, es decir, línea de anclaje 2 y 3 para la excavación de 16 metros, y línea de anclaje 3 y 4 para la excavación de 20 metros, presentan mayor aumento de carga final en comparación a las otras líneas de anclaje de la entibación.

En condición postsísmica, en las líneas de anclaje 1, 2 y 3, se observa que a medida que aumenta el ancho de excavación, disminuye el aumento de carga final. En las líneas 4, 5 y 6, la diferencia de carga aumenta a medida que aumenta el ancho de excavación.

- Grava de Santiago

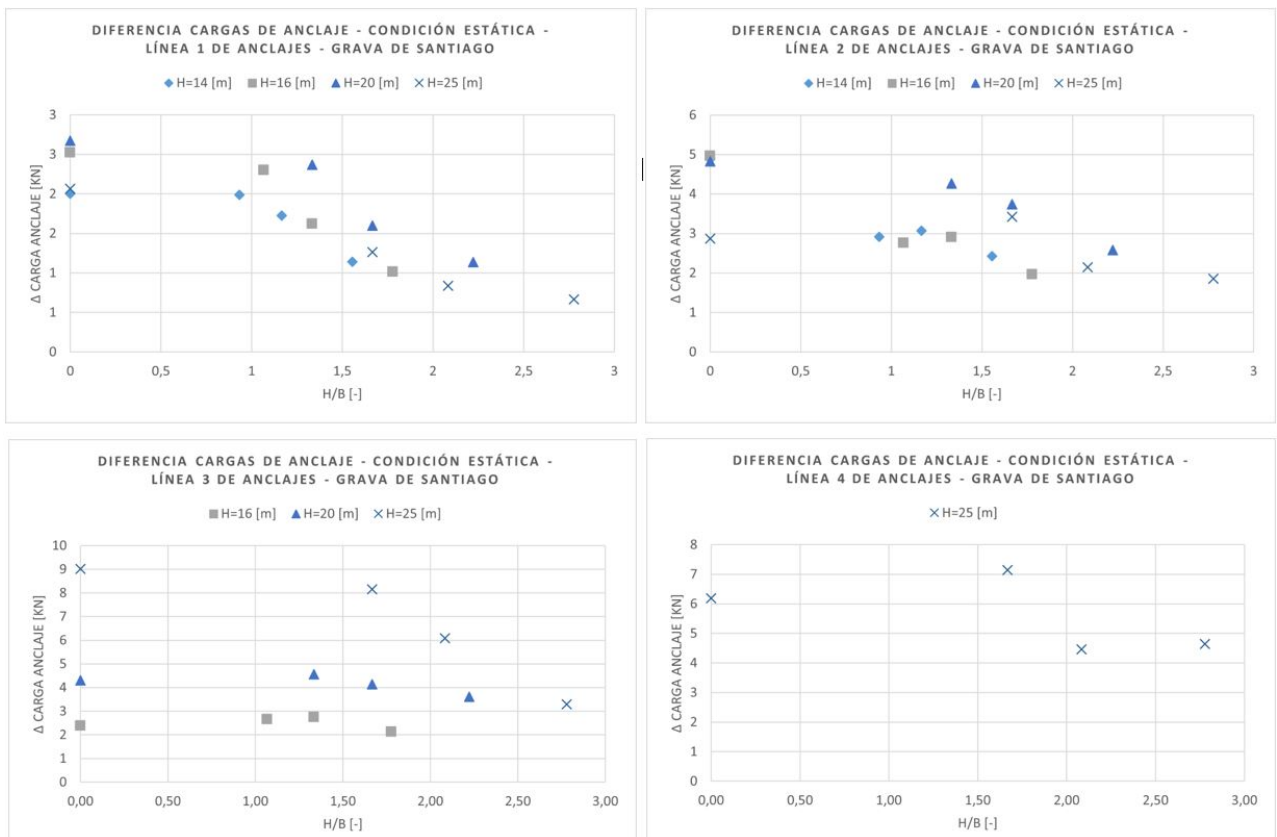


Figura 5.55: Diferencia entre carga de anclaje final e inicial según línea de anclaje en condición postsísmica en Grava de Santiago.

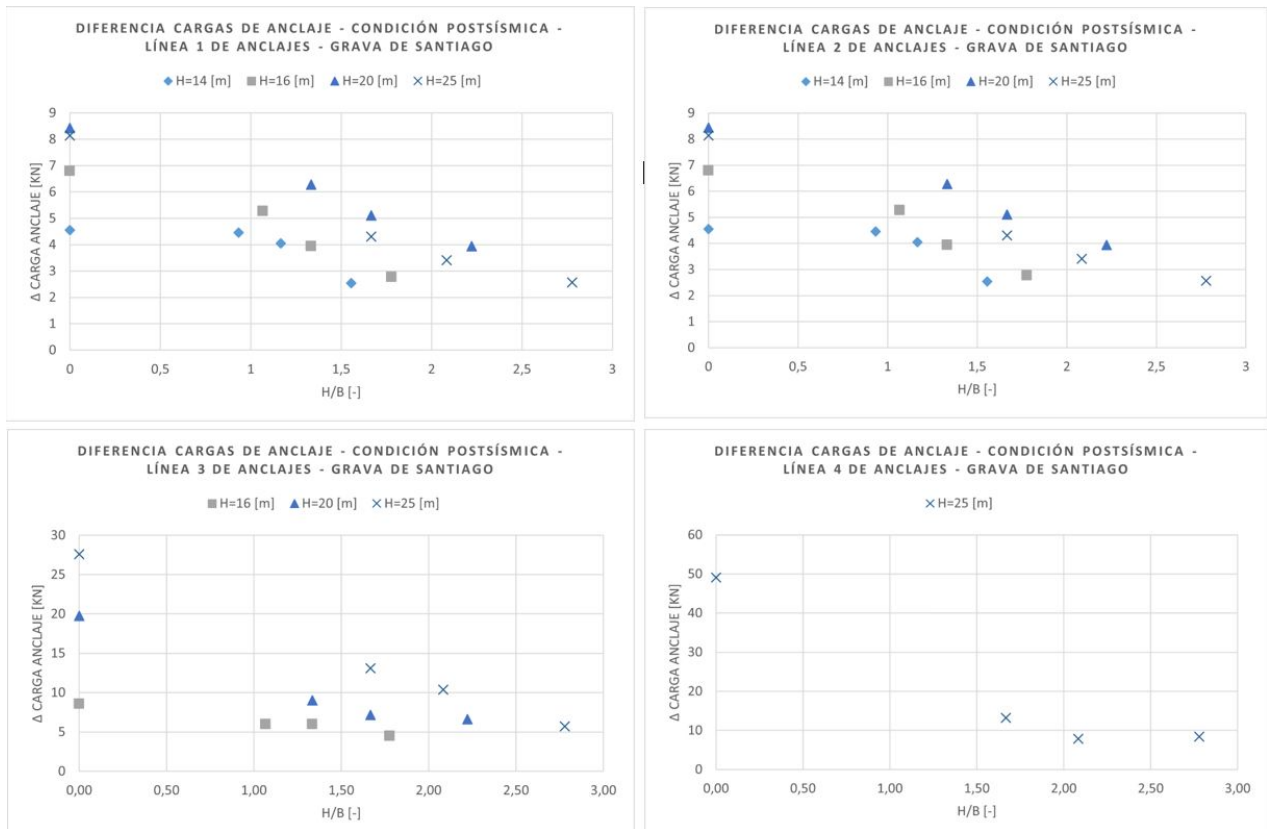


Figura 5.56: Diferencia entre carga de anclaje final e inicial según línea de anclaje en condición postsísmica en Grava de Santiago.

Para el tipo de suelo Grava de Santiago, se observa que la diferencia corresponde a 2-3[kN] en los casos planos y de 1 [kN] aproximadamente en los casos tridimensionales en la condición estática para la primera línea de anclaje. La segunda línea de anclaje aumenta en 5 [kN] para los casos planos y en 2-3 [kN] para los casos tridimensionales, mostrando que el aumento se mantiene relativamente constante y que no hay gran diferencia entre los casos planos y tridimensionales, pero que existe disminución de aumento en la carga en los casos tridimensionales.

En la excavación de 25 metros, la cual posee 4 líneas de anclajes, se observa que en las dos primeras líneas de anclaje la diferencia de carga inicial y final en el caso plano corresponden a aproximadamente 8 [kN], a diferencia de los casos tridimensionales que difieren en 3-4 [kN]. En las líneas de anclaje 3 y 4 el aumento en el caso plano es de un 30-50 [kN] y en los casos tridimensionales aproximadamente 10 [kN], una diferencia significativa.

5.7. Cubicación de anclajes

La cubicación de los anclajes diseñados en los sistemas de entibación, consiste en la cantidad total de cable utilizado, es decir, los metros lineales totales de cable de acero en una sola

pila. Las figuras 5.57 y 5.58, presentan la cubicación de los anclajes para los casos analizados según la profundidad de excavación (H), según tipo de suelo.

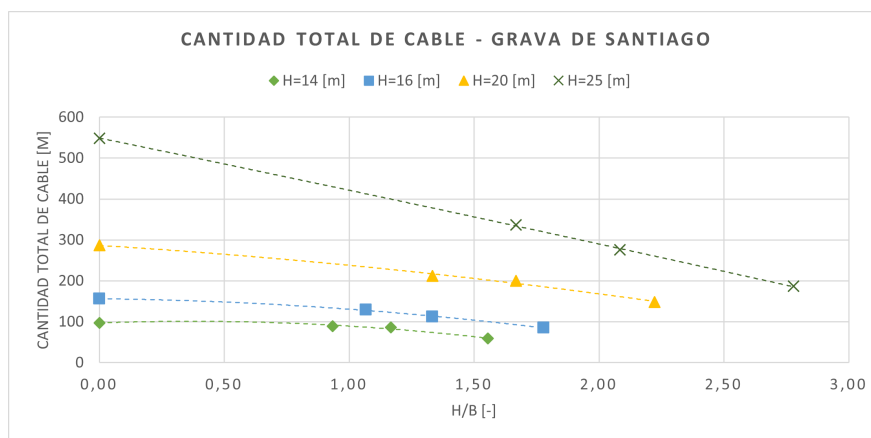


Figura 5.57: Cantidad total de cable utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según profundidad de excavación para Grava de Santiago.

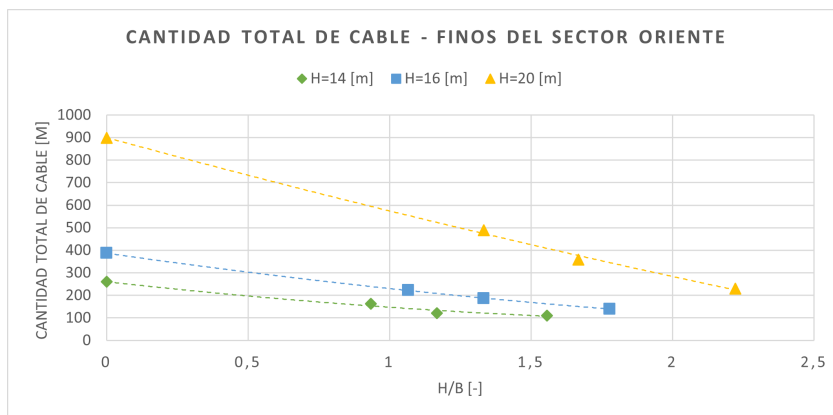


Figura 5.58: Cantidad total de cable utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según profundidad de excavación para Grava de Santiago.

Según el diseño del sistema de entibación realizado para cada caso, la cantidad total de cables de acero utilizados en los anclajes en una sola pila de los casos tridimensionales presenta una reducción de los metros lineales necesarios en comparación al caso plano respectivo, para ambos tipos de suelos analizados. Siendo aún más significativa a medida que aumenta la profundidad de excavación, como se observa en la excavación de 25 metros en Grava de Santiago y de 20 metros en suelos Finos del Sector Oriente. Además, en cuanto a los casos tridimensionales, la cantidad de metros lineales de cables necesarios disminuye a medida que disminuye el ancho de la excavación.

Capítulo 6

Análisis Resultados

A continuación se realiza el análisis de los resultados obtenidos de la modelación en el programa Plaxis 3D de los casos de estudio en los suelos considerados: Grava de Santiago y suelos Finos del Sector Oriente.

Para el cálculo de empuje de diseño con análisis plano, se utilizó el método de Mononobe-Okabe (1929), obteniendo valores mayores a los casos de análisis tridimensional, calculados mediante el método propuesto, el cual está basado en la teoría planteada por Piaskowski/-Kowalewski (1965) y la teoría de Prater (1973).

Además, considerando que la distribución de empujes es un parámetro fundamental a tener en cuenta en el diseño estructural y geotécnico de las entibaciones, en el diseño de las entibaciones en estudio se consideró una redistribución del empuje uniforme y rectangular a lo largo de la pila, como consecuencia a que los anclajes distribuyan uniformemente la carga según la posición definida.

6.1. Coeficiente activo horizontal

Al analizar el coeficiente activo horizontal, expuesto en las figuras 6.1 y 6.2, presenta un mayor valor en los casos planos en comparación a los casos tridimensionales, y se observa el coeficiente aumenta con el aumento del ancho de la excavación. Esto se explica, ya que el coeficiente se deriva del empuje espacial horizontal máximo obtenido con la fórmula propuesta, la cual incluye el efecto del ancho de la excavación y considera una distribución triangular del empuje.

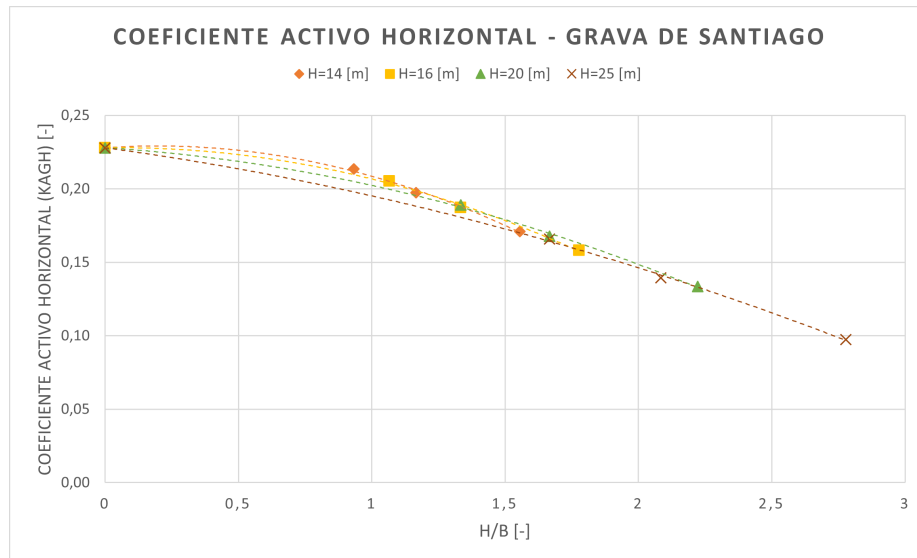


Figura 6.1: Coeficiente activo horizontal en función de la relación H/b según profundidad de excavación para Grava de Santiago.

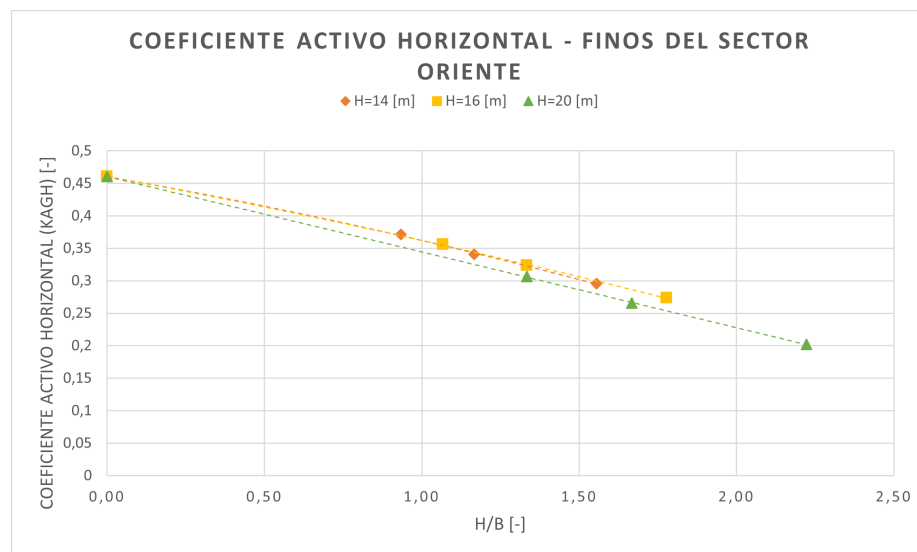


Figura 6.2: Coeficiente activo horizontal en función de la relación H/b según profundidad de excavación para Suelos Finos del Sector Oriente.

6.2. Empujes

Se normaliza el empuje distribuido uniformemente (E_a) de los casos analizados tridimensionalmente por el empuje correspondiente al caso de análisis plano, obteniendo el porcentaje en función de la relación H/b , para ambos tipos de suelo y según profundidad de excavación (H).

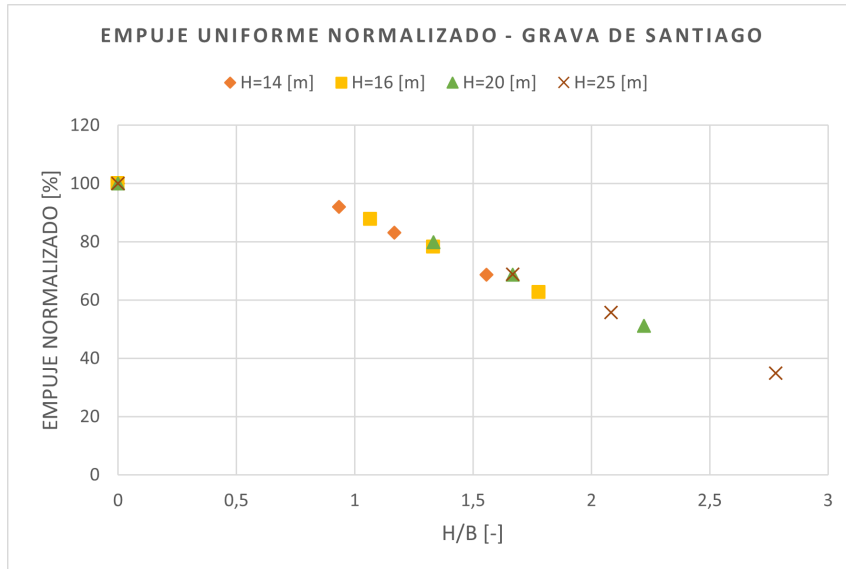


Figura 6.3: Empuje uniforme normalizado en función de la relación H/b según profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

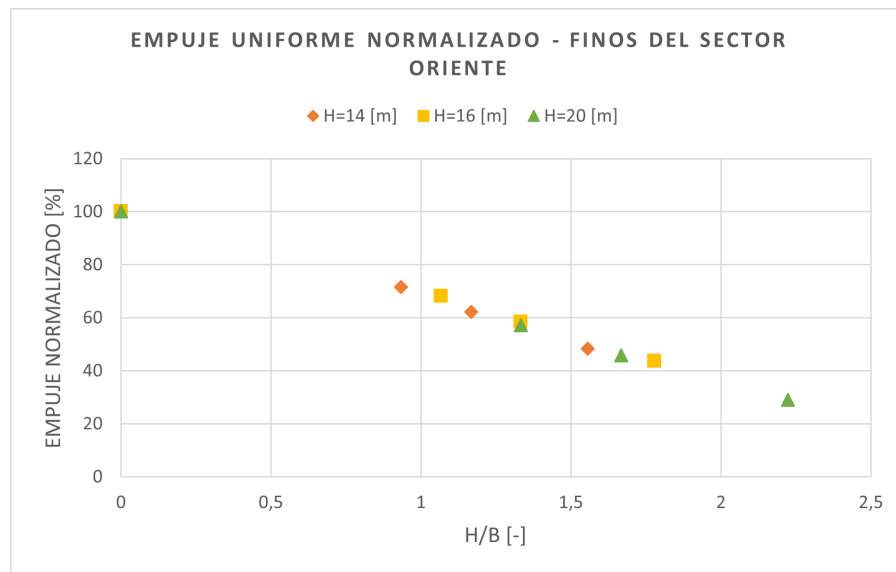


Figura 6.4: Empuje uniforme normalizado en función de la relación H/b según profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

De los resultados expuestos en las figuras 6.3 y 6.4, se tiene que en los casos tridimensionales a medida que aumenta la relación H/b , es decir, disminuye el ancho de la excavación, disminuye el empuje de diseño. Esto, ya que el ancho influye en la fuerza del peso propio del cuerpo de falla, por lo que a mayor ancho, mayor es el volumen del cuerpo de falla y mayor es el empuje asociado.

La reducción obtenida con respecto al caso plano es de aproximadamente 30-60% para ancho de excavación 9 metros, 20-40% para ancho de 12 metros y de 10-30% para ancho 15

metros en suelo Grava de Santiago. En suelos Finos del Sector Oriente, se tiene una reducción del 50-70 % para ancho de excavación 9 metros, 40-50 % para ancho de 12 metros y de 30-40 % para el caso de 15 metros. Esta disminución se debe a que el método tridimensional propuesto incluye el efecto de la tensión de corte (T) adicional, que resulta de incluir en el análisis las caras laterales del cuerpo de falla, las cuales son ignoradas en el análisis bidimensional, que considera únicamente una falla plana.

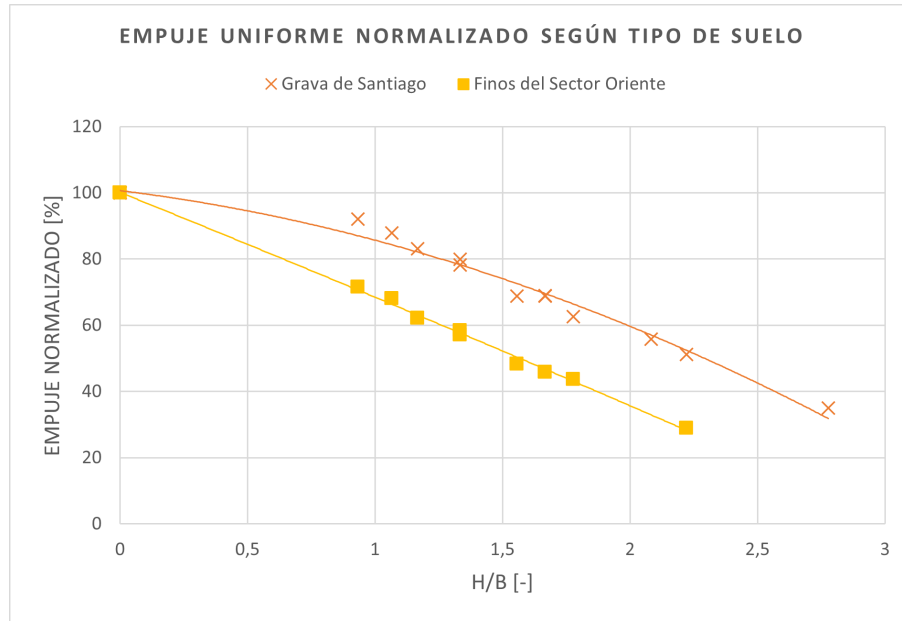


Figura 6.5: Empuje uniforme normalizado en función de la relación H/b según tipo de suelo.

La figura 6.5 presenta una comparación del empuje uniforme normalizado según el tipo de suelo. Se determina que el efecto tridimensional tiene una mayor influencia en los suelos finos en cuanto a la reducción del empuje con respecto al caso de análisis plano, obteniendo una reducción aproximada del 40 % en más de la mitad de los casos analizados.

Se realizó el diseño de los sistemas de entibación mediante el programa GGU Retain, obteniendo la longitud de los anclajes, la cantidad de cables necesarios y las cargas de los anclajes, presentados en la sección 3.2.4.

6.3. Cubicación de anclajes

En cuanto a la cubicación de los anclajes diseñados para el sistema de entibación, al normalizar la cantidad de metro lineal de cable necesaria por el caso plano, para la profundidad de 14 metros en Grava de Santiago, la reducción del metro lineal de cable necesario generado es de 40 % para el ancho de 9 metros y un 10 % para los ancho 12 y 15 metros.

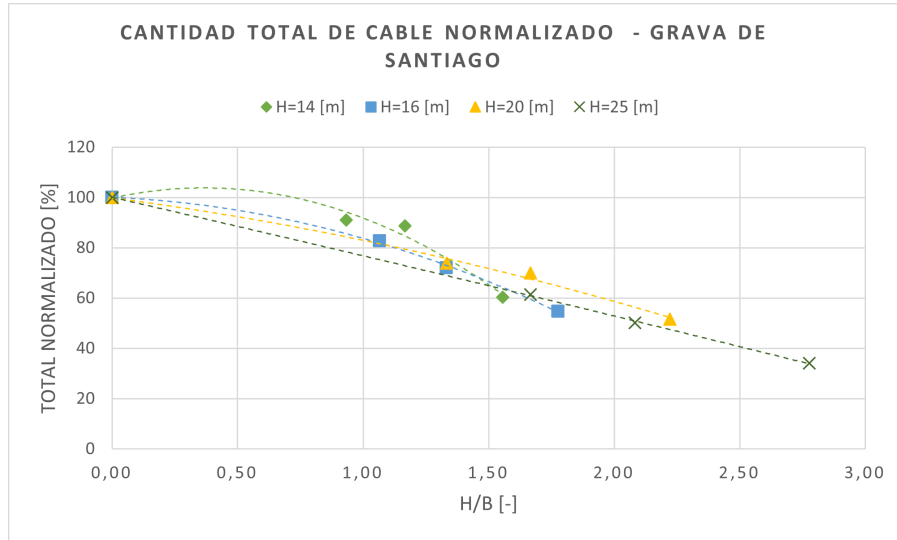


Figura 6.6: Cantidad total de cable normalizado utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según profundidad de excavación para Grava de Santiago.

Para la profundidad de 16 metros, de 45 %, 28 % y 17 % para los anchos 9, 12 y 15 metros. Para la profundidad de 20 metros, de 48 %, 30 % y 26 % respectivamente. Y para la profundidad de 25 metros de 66 %, 50 % y 39 % respectivamente.

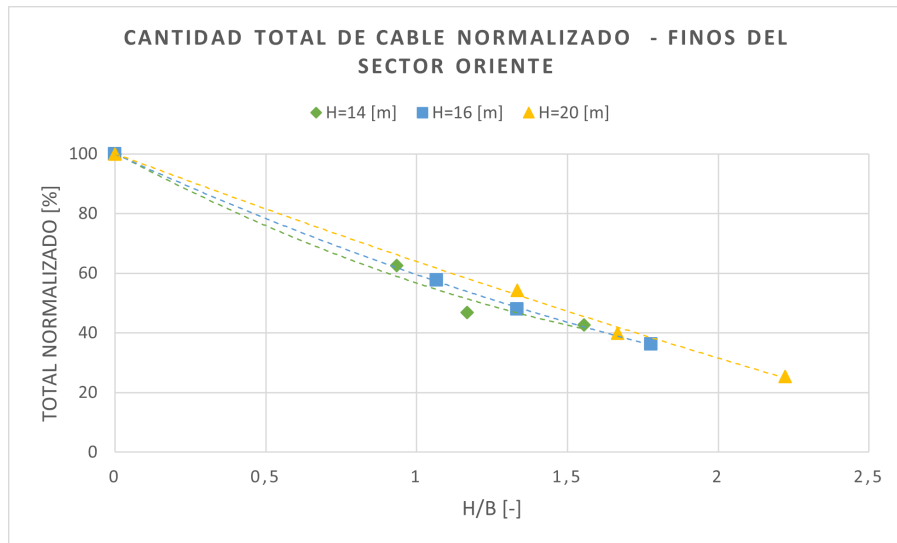


Figura 6.7: Cantidad total de cable normalizado utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según profundidad de excavación para Grava de Santiago.

Para los suelos finos, la cantidad de metro lineal de cable es mayor en comparación a la Grava de Santiago. Para las profundidades de 14, 16 y 20 metros, se obtuvo una reducción de metro lineal de cable porcentual de 43 %, 36 % y 25 % para el ancho de 9 metros, 47 %,

48 % y 40 % para el ancho de 12 metros y de 63 %, 58 % y 54 % para el ancho de 15 metros.

La figura 6.8 presenta una comparación de la cantidad de cable normalizado entre los suelos de análisis. Se observa que los suelos Finos del Sector Oriente presentan una reducción mayor del metro lineal de cable necesario en comparación a la Grava de Santiago, al considerar efecto tridimensional en el análisis. Tal que, aproximadamente un 80 % de los casos analizados presentan una reducción del 50 % de la cantidad de cable necesario.

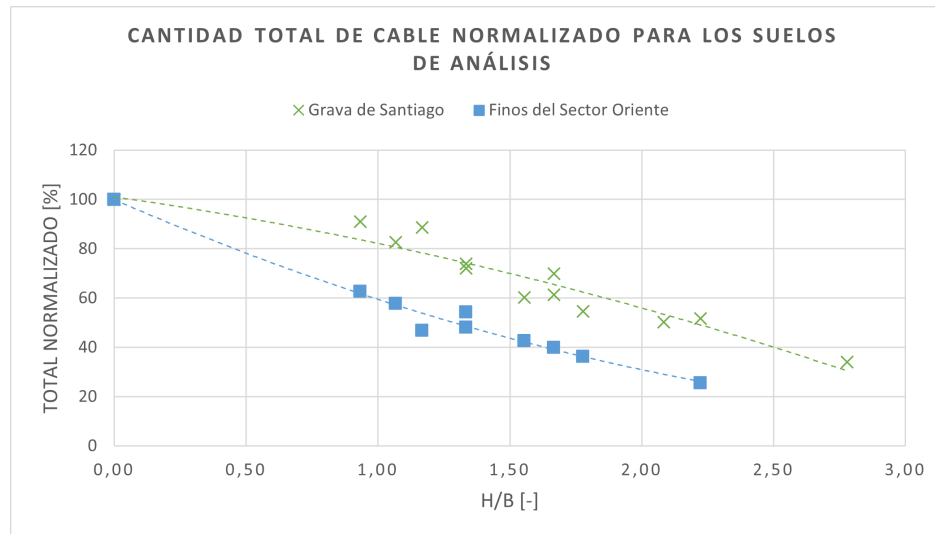


Figura 6.8: Cantidad total de cable normalizado utilizado en anclajes en una pila en entibaciones según tipo de suelo.

Por otro lado, al analizar la carga inicial y final de los anclajes, no se observa una relación clara entre la diferencia de carga de los anclajes y la profundidad de la excavación, sino mas bien se observa que en general las líneas de anclajes mas profundas se presenta un mayor aumento en la carga de anclaje en el caso plano que en el caso tridimensional, ésto debido al efecto arco en los casos tridimensionales, ya que las masas de suelo a los lados de la excavación toman parte de la carga, disminuyendo el esfuerzo en el anclaje.

Así, el diseño de los anclajes, es optimizado en los casos tridimensionales en comparación a los casos planos, como consecuencia de aplicar el empuje de análisis tridimensional al diseño. Esto impacta en la cubicación de los anclajes, implicando que la cantidad de metro lineal total necesario de cables de acero se reduzca en comparación a los casos planos, generando un ahorro de costos de 40-60 % para los casos analizados.

6.4. Deformaciones laterales

Las deformaciones obtenidas del modelamiento en el programa Plaxis 3D, fueron medidas en superficie, considerando puntos de control a partir del coronamiento, midiendo en la pila central de un lado de la excavación, ya que se busca definir el comportamiento influenciado por el efecto arco en la pila.

Los resultados de la deformada típica obtenida en los análisis en elementos finitos muestran las deformaciones máximas en la mitad de la altura de las pila, con leve incremento en las zonas entre pilas, debido a la falta de contención y al efecto arco.

Se normaliza el desplazamiento obtenido en los casos tridimensionales por el desplazamiento del caso de análisis plano correspondiente, obteniendo el porcentaje de reducción de desplazamiento al aplicar un análisis con empujes tridimensionales al diseño de la entibación. Se analizan los resultados de los puntos de control 0, 4, 8 y 12 metros, para evaluar los efectos generados en el terreno colindante a la excavación.

- Grava de Santiago

Deformaciones horizontales normalizadas para casos en suelo Grava de Santiago.

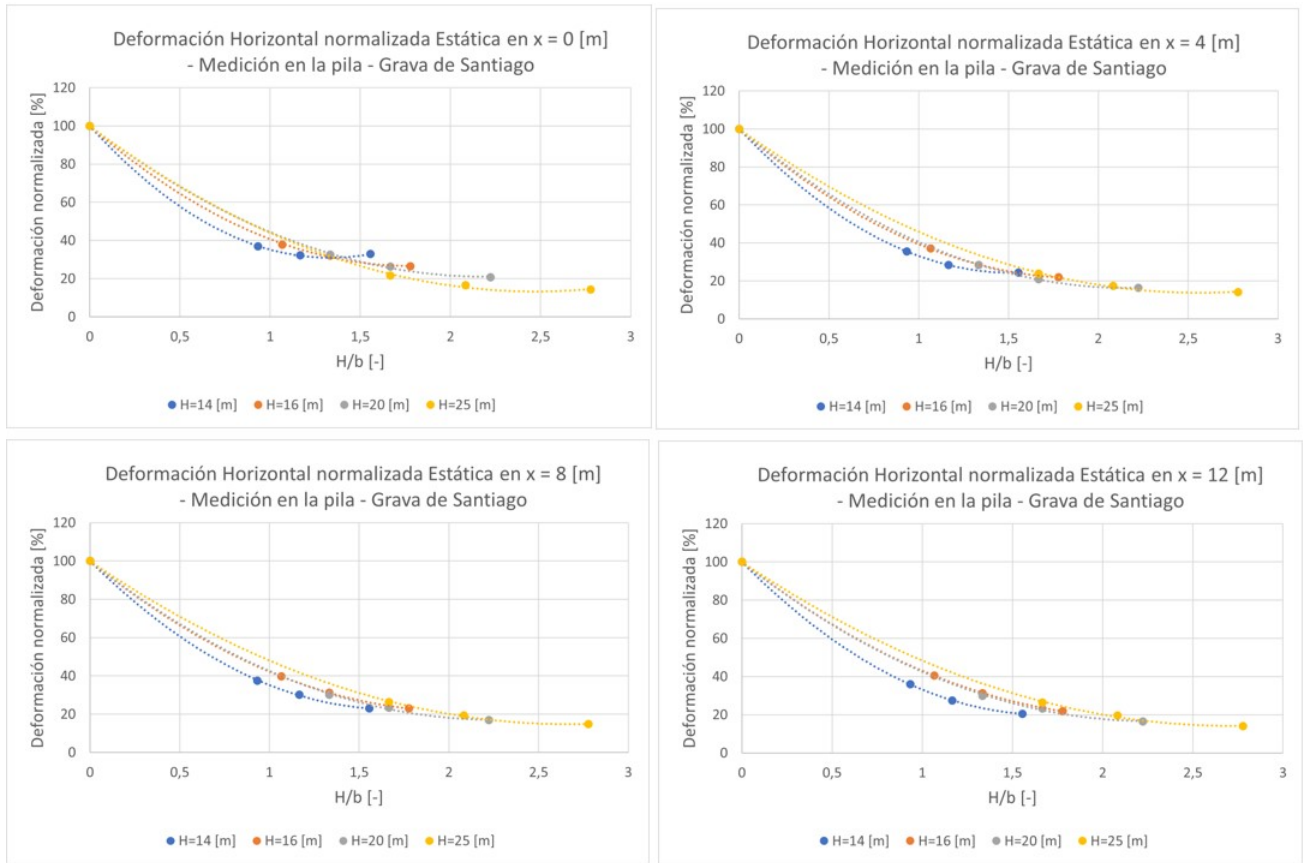


Figura 6.9: Deformación horizontal estática normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

En cuanto a la condición estática, se observa una tendencia evidente, donde para las diferentes profundidades de excavación a mayor ancho presentan mayor reducción de desplazamiento en comparación al caso plano, aumentando en las excavaciones más profundas. La reducción promedio es de entre 20 % y 60 % del desplazamiento obtenido de los casos con análisis tridimensional en comparación al análisis plano.

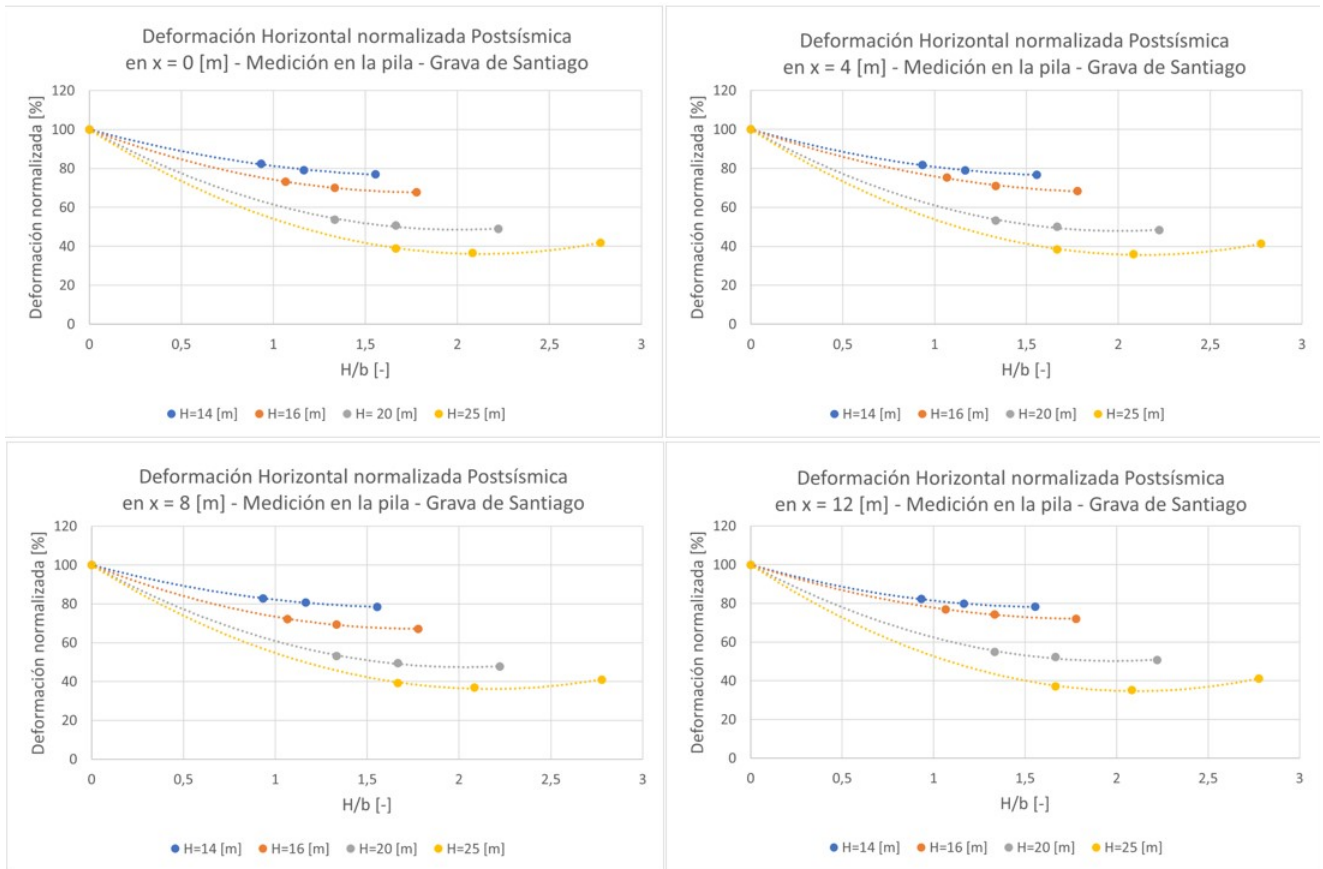


Figura 6.10: Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

En condición postsísmica, el porcentaje de reducción es mayor a la condición estática. A medida que disminuye la relación H/b , aumenta el porcentaje de reducción de desplazamiento, para todas las profundidades. Las mayores reducciones se observan en las excavaciones mas profundas, con una reducción aproximada de entre 80 % y 70 % del desplazamiento comparado con el caso plano.

- Finos del Sector Oriente

Deformaciones horizontales normalizadas para casos en suelo Finos del Sector Oriente.

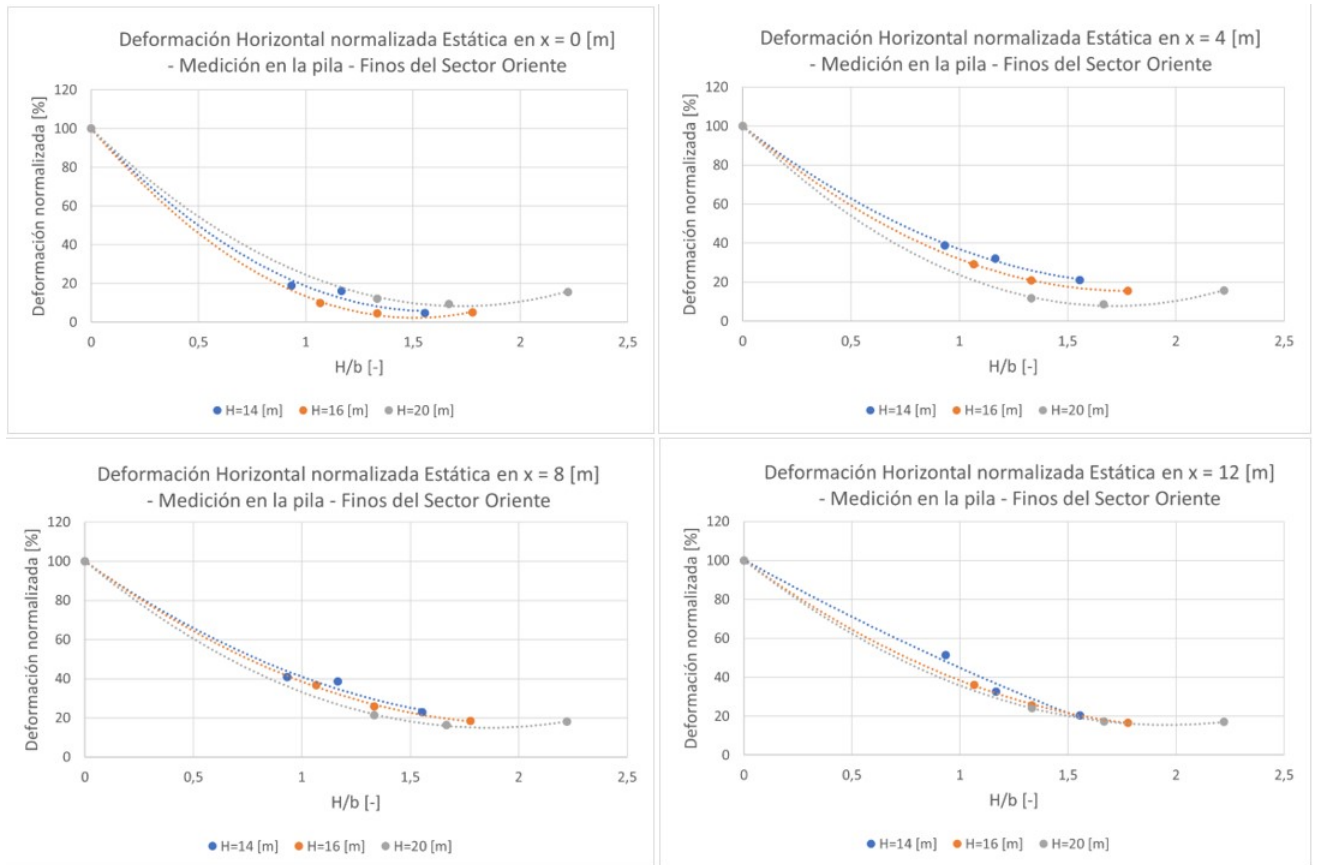


Figura 6.11: Deformación horizontal estática normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

Se observa que a medida que aumenta la relación H/b , aumenta la reducción de deformación. Para el caso de 14 metros de profundidad alcanza una disminución de la deformación promedio de entre 10-20 % con respecto al caso plano, de 35-25 % en excavación de 16 metros y de 50-40 % en la excavación de 20 metros.

En el caso estático, la reducción de deformación con respecto al caso plano es mucho más significativa, ya que las deformaciones son del orden 0,001-0,003 [m] en comparación a la deformación plana de orden 0,01 [m]. Se tiene que el porcentaje de deformación tridimensional con respecto a la plana es en promedio 30 % para la excavación de 14 metros, 25 % para la excavación de 16 metros y de 20 % para la excavación de 20 metros. Demostrando que a mayor profundidad de excavación, menor es el porcentaje de deformación con respecto al caso plano, y así, mayor es la reducción de deformación de los casos tridimensionales con respecto al caso plano.

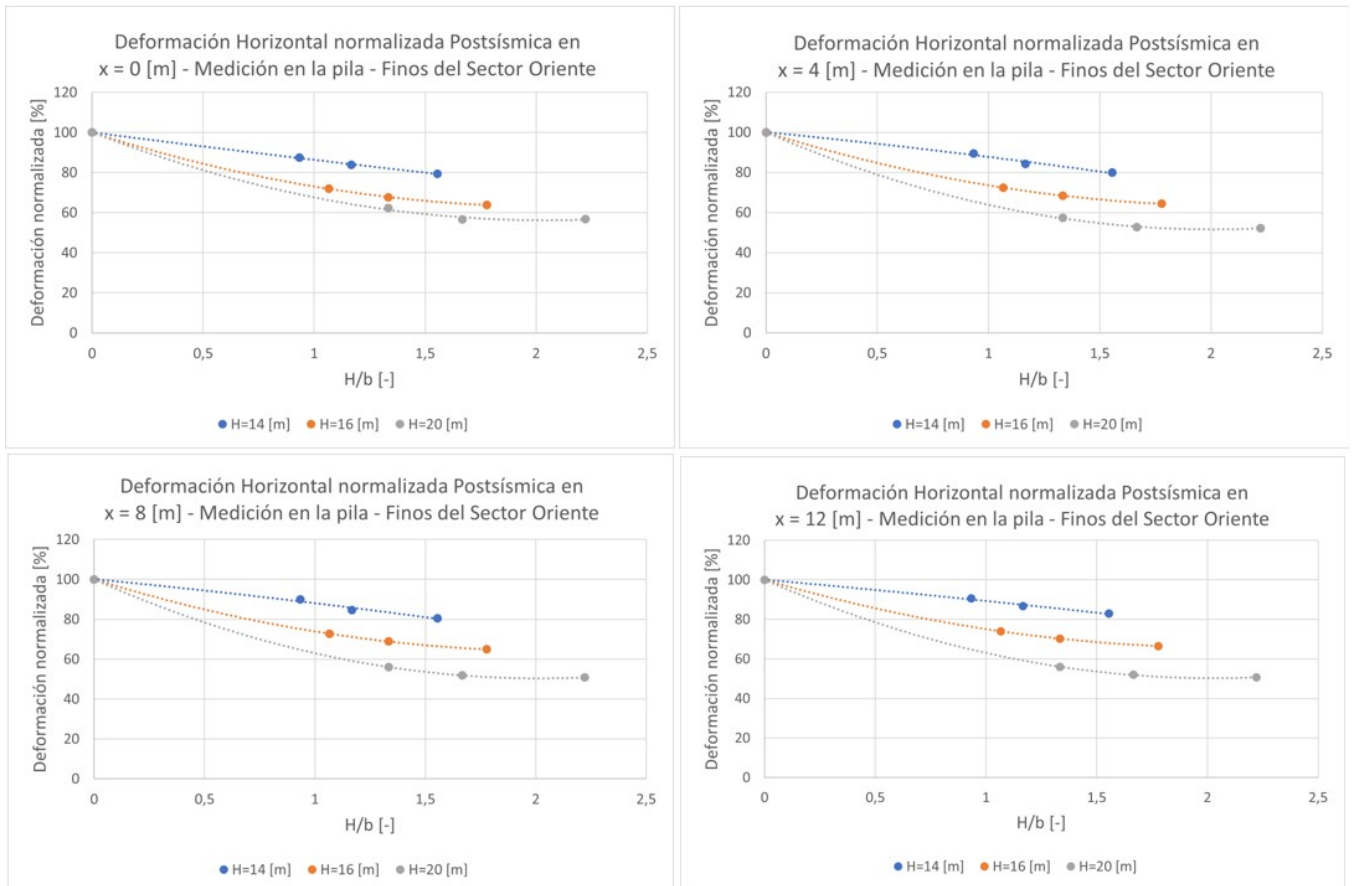


Figura 6.12: Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

En cuanto a las deformaciones laterales, al normalizar las deformaciones laterales estáticas en el coronamiento por la profundidad de excavación H , se obtiene que en las excavaciones en Grava de Santiago las deformaciones corresponden a un $0,005\%H$ y en los casos tridimensionales a un $0,002\%H$; en las excavaciones en suelos Finos del Sector Oriente las deformaciones en los casos planos corresponden a $0,05\%H$ y en los casos tridimensionales a $0,005\%H$, las cuales se encuentran en un rango bajo según el criterio de aceptación planteado por Long (2001), quien define que las deformaciones laterales normalizadas se encuentran entre $0,005$ y $0,25\%$ de H .

6.5. Deformaciones verticales

El mismo análisis se realiza para los asentamientos obtenidos del modelamiento numérico, se obtienen las deformaciones verticales normalizadas.

- Grava de Santiago

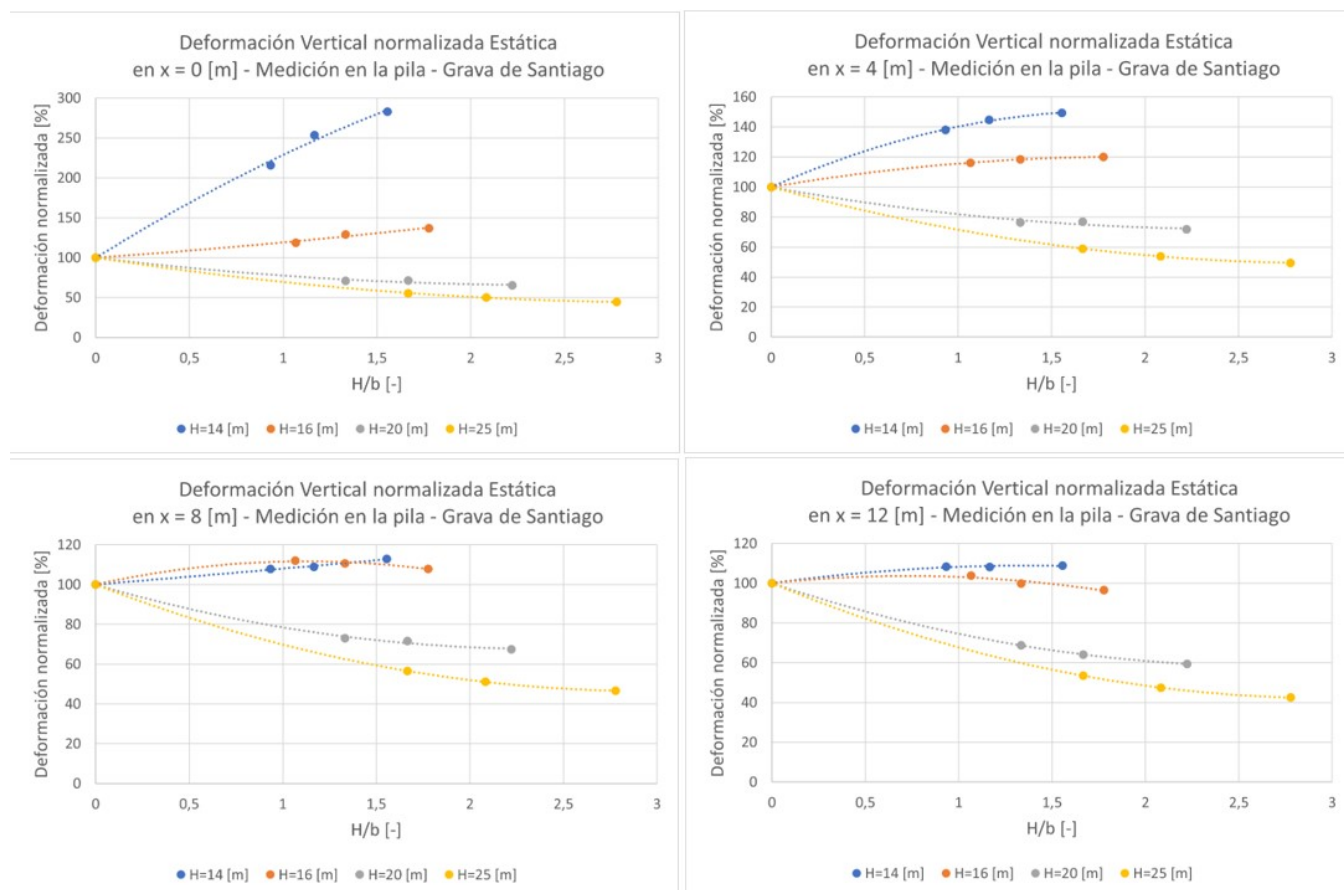


Figura 6.13: Deformación vertical estática normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

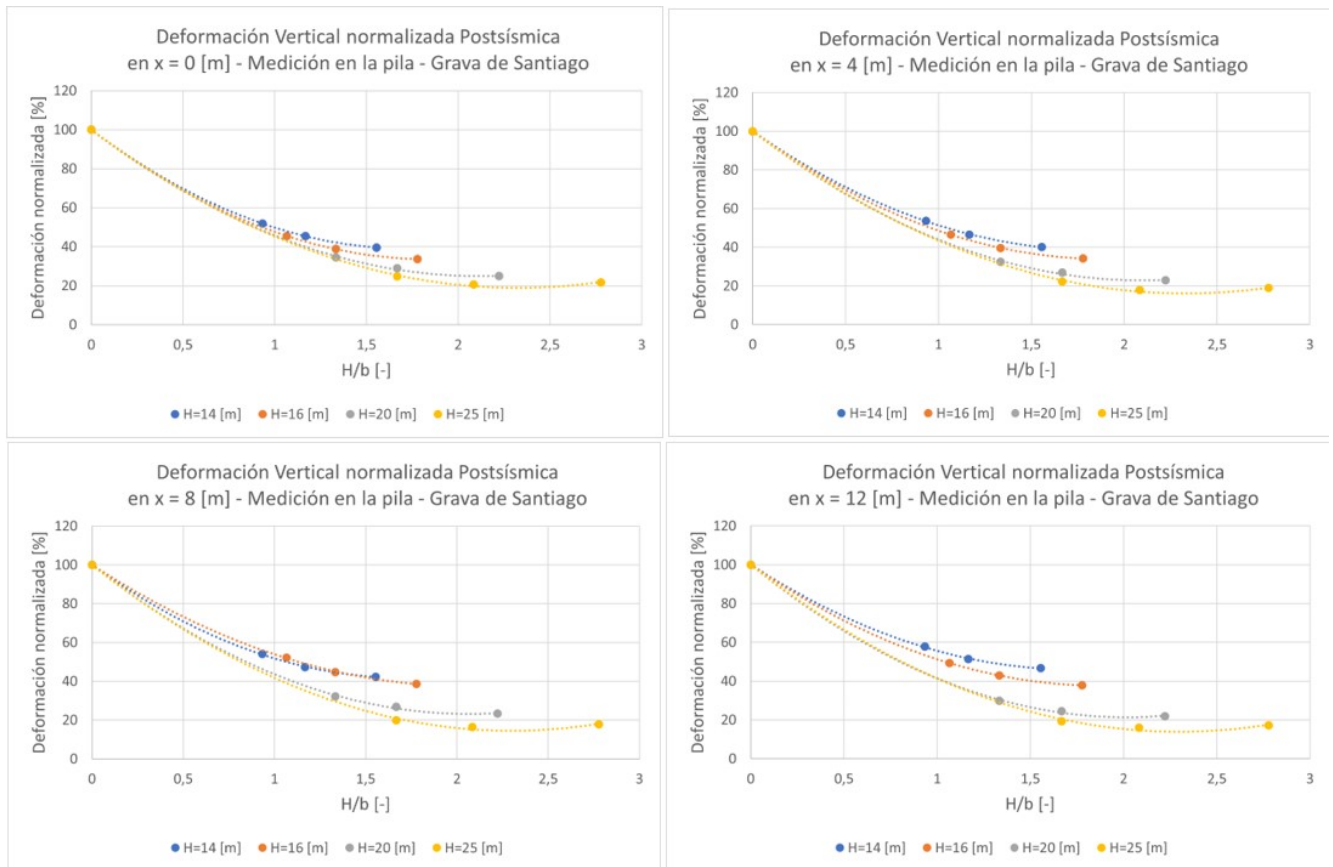


Figura 6.14: Deformación vertical postsísmica normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

En condición postsísmica, se observa que el asentamiento normalizado de los casos tridimensionales con respecto al caso plano respectivo, a medida que aumenta la relación H/b (disminuye el ancho), menor es el asentamiento, es decir, mayor es la reducción de la deformación con respecto al caso plano. Además, la reducción de deformación es mayor a medida que aumenta la profundidad de la excavación.

En condición postsísmica, para la profundidad de excavación de 25 metros, la reducción corresponde aproximadamente a un 80 %. Para el caso de 20 metros a una reducción de 70 %, profundidad de 16 metros de 60 % y profundidad de 14 metros una reducción de 50 %.

En el coronamiento, el asentamiento plano corresponde al 0,01 % de la profundidad de excavación para todos los casos analizados. Los casos tridimensionales presentan un asentamiento de un 0,004-0,005 % de la profundidad de excavación.

- Finos del Sector Oriente

Las deformaciones normalizadas estáticas de los casos tridimensionales por la deformación del caso plano presentan un comportamiento lineal similar para todas las profundidades analizadas. En el coronamiento, el porcentaje de reducción de la deformación vertical con respecto a la deformación plana, aumenta a medida que aumenta la relación H/b , esto se manifiesta en la condición estática y postsísmica.

En la condición estática, a mayor profundidad de excavación para un mismo ancho, mayor es la reducción de deformaciones con respecto al caso plano. Alcanzando aproximadamente 80 %, 60 % y 50 % de reducción para las excavaciones de profundidad 20, 16 y 14 metros respectivamente.

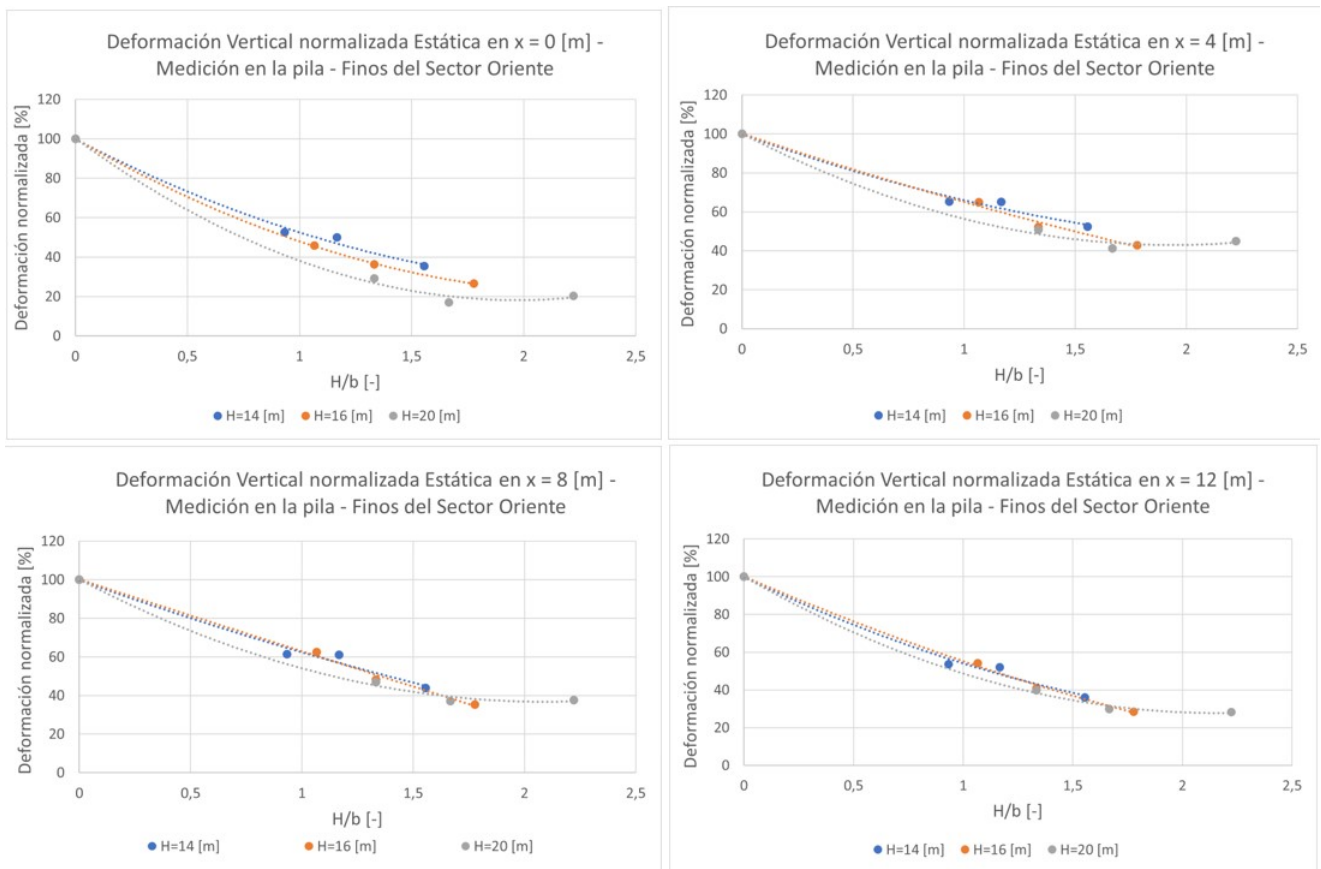


Figura 6.15: Deformación vertical estática normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

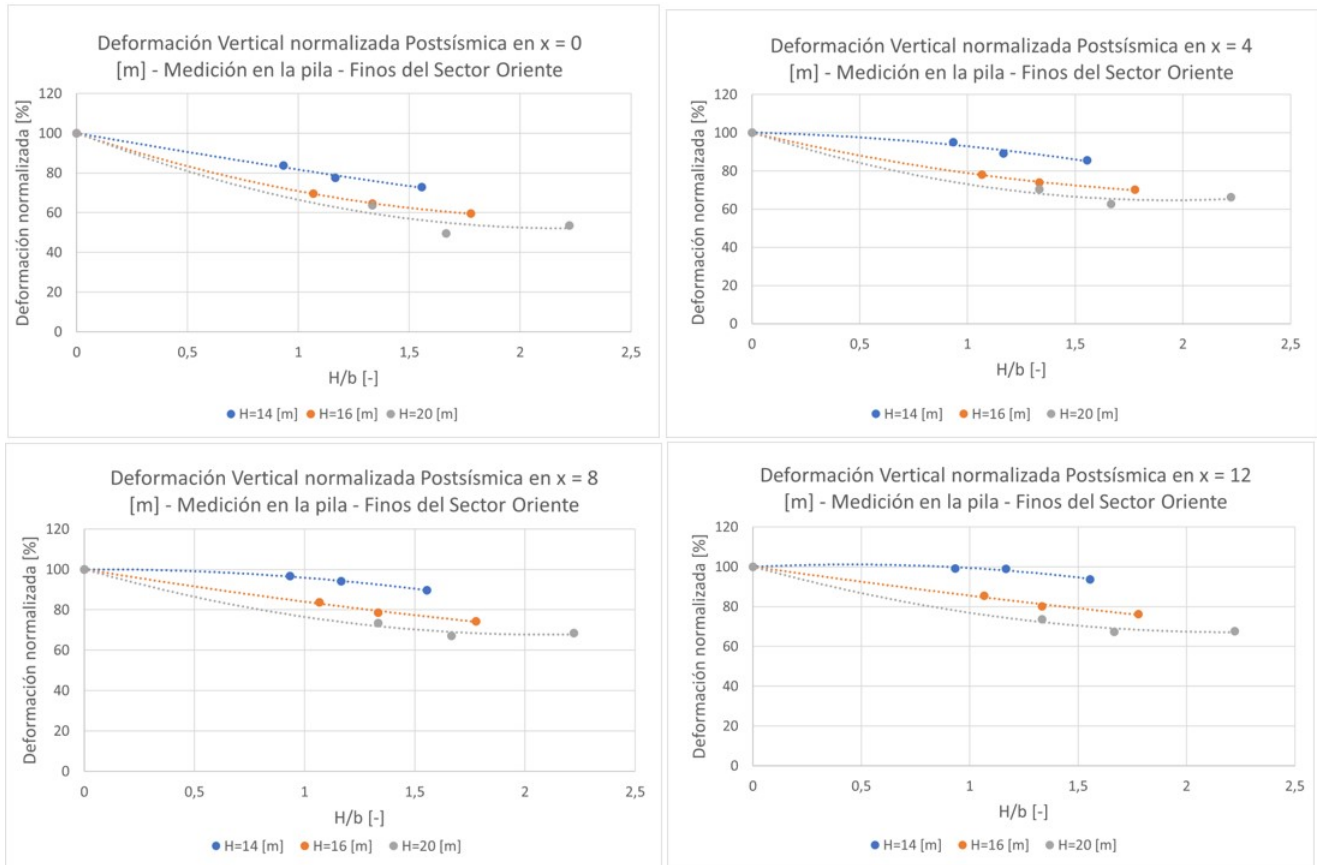


Figura 6.16: Deformación vertical postsísmica normalizada de mediciones en la pila central según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

En cuanto a la condición postsísmica, la reducción es menor en comparación a la condición estática, alcanzando 50 %, 30 % y 20 % respectivamente. Disminuye gradualmente a medida que se aumenta la distancia en superficie.

Los asentamientos estáticos obtenidos en el coronamiento normalizados por la profundidad de excavación H en Grava de Santiago para los casos planos corresponde a un promedio de $0,005 \%H$ y en los casos tridimensionales a un $0,003 \%H$, en suelos Finos del Sector Oriente en los casos planos a $0,05 \%$ y en casos tridimensionales de $0,02 \%$. Según la investigación de Clough y O'Rourke (1990), el movimiento vertical en suelo granular está en el rango de $0,15 \%H$ y en Arcilla de $0,2-0,3 \%H$, por lo tanto los asentamientos obtenidos se encuentran en el rango seguro, no siendo un riesgo para las estructuras continuas a la excavación.

6.6. Deformaciones relativas

Las deformaciones relativas son obtenidas con el fin de establecer si las deformaciones se encuentran en un rango aceptable según el criterio de Bjerrum (1983). En cuanto a las

distorsiones angulares máximas en Grava de Santiago, alcanza porcentajes de 0,01 % en caso plano para condición sísmica tanto horizontal como vertical y los casos tridimensionales de 0,004 % para deformaciones relativas horizontales y 0,007 % en verticales. Por lo que las deformaciones horizontales y verticales en Grava de Santiago se encuentran en un rango seguro según todos los criterios de Bjerrum.

En el caso de los Finos del Sector Oriente, la distorsión angular sísmica es de un 0,2 % aproximadamente en todos los casos, lo que implica un alto grado de seguridad tanto en deformaciones horizontales como verticales. Pero se encuentra al límite con el criterio asociado al daño a marcos con diagonales. Aún así, las distorsiones son pequeñas y aseguran estabilidad del sistema.

6.7. Factor de seguridad

Por último, al analizar los mecanismos de falla, se obtiene que en los casos analizados en Grava de Santiago, la mayoría de los casos presentaron fallas locales que no permiten concluir sobre la seguridad global del sistema, y que no hay clara relación del incremento del factor de seguridad debido al componente tridimensional.

En los suelos finos, se observó una evidente falla global, donde los factores de seguridad se mantienen en el rango 2-3, con un leve aumento con respecto a los casos planos. Éste aumento sugiere que los empujes de diseño tridimensionales podrían incluso ser menores a los utilizados en el análisis para alcanzar un mismo nivel de seguridad que el caso plano, implicando mayores ahorros de los obtenidos. Aún así, los casos de análisis cumplen con un factor de seguridad estático y postsísmico que garantizan un diseño seguro.

Capítulo 7

Conclusiones y Recomendaciones

En el presente trabajo de título se han estudiado diferentes excavaciones, con anchos de 9, 12 y 15 metros y profundidades de 14, 16, 20 y 25 metros, en que el diseño de las entibaciones se ha realizado con la aplicación de un empuje de diseño calculado mediante un análisis bidimensional, correspondiente al diseño tradicional, y se compara con el diseño realizado mediante la aplicación de un empuje de diseño calculado mediante un análisis de empuje tridimensional, con el fin de establecer las diferencias en el comportamiento de las entibaciones con ambos métodos de análisis.

La norma chilena NCh3206.of2010 no define un método establecido para el cálculo de empuje de diseño para entibaciones, según experiencia nacional e internacional de proyectos geotécnicos, tradicionalmente se utiliza el método de Mononobe y Okabe, el cual considera un análisis bidimensional de la cuña de falla. En el presente estudio, el cálculo de los empujes con análisis tridimensional se realizó en base a la teoría de Piaskowski/Kowalewski y de Prater, mencionada como método de cálculo de empuje espacial en la norma alemana DIN 4085. Éstas teorías consideran un análisis espacial, donde el empuje se obtiene a partir de un cuerpo de falla que incluye como factor el ancho de la excavación. Es importante señalar que éstas teorías se limitan a un análisis con suelos homogéneos.

Los resultados del cálculo de empuje, demostraron que la aplicación de un análisis tridimensional disminuye el resultado en comparación con el cálculo en base a análisis bidimensional, alcanzando reducción del valor en más de un 30 % en todos los casos analizados en suelos Finos del Sector Oriente y en más de un 20 % en la mayoría de los casos analizados en Grava de Santiago, con un máximo de 80 % de reducción en ambos suelos.

El diseño de las entibaciones se realizó en el software GGURetain, en el cual hubo que realizar una serie de consideraciones en la configuración. En cuanto a los resultados del diseño, como consecuencia de aplicar un empuje de diseño menor, asociado a la influencia tridimensional, se reduce la longitud total necesaria de los anclajes, al igual que la cantidad necesaria de cables y el incremento de carga en los anclajes. Esta última, se mantuvo en un

rango bajo la carga última del anclaje en la mayoría de los casos analizados, asegurando la estabilidad del sistema de entibación. Todos estos factores implican una reducción alcanzada en la cubicación de los anclajes, es decir, que la cantidad de metro lineal de cable se redujo en un porcentaje 40-60 % al aplicar análisis tridimensional al diseño de la entibación, pudiendo optimizar el costo asociado al material.

Al comparar las deformaciones obtenidas de la modelación en software de elementos finitos, Plaxis 3D, en ambos tipos de suelo se obtuvo un comportamiento similar: en los casos tridimensionales las deformaciones laterales son menores a las alcanzadas por los casos planos, y los asentamientos también presentan este comportamiento. Los factores de seguridad cumplen la normativa y se encuentran en un rango que garantiza la seguridad de la excavación.

Con el fin de evaluar la admisibilidad de las deformaciones obtenidas, se compararon las distorsiones angulares máximas con los límites definidos por Bjerrum (1963). Se obtuvieron distorsiones angulares máximas en Grava de Santiago de 0,01 % y de 0,2 % en suelos Finos del Sector Oriente, concluyendo que las deformaciones horizontales y verticales de los casos analizados se mantienen dentro de límites seguros, permitiendo asegurar la estabilidad de estructuras vecinas, tanto en condición estática como sísmica.

Así, la aplicación de un análisis tridimensional del empuje en el diseño de las entibaciones en excavaciones con área acotada y profundas, asegura un resultado seguro y deformaciones controladas para el sistema, logrando un diseño mas óptimo del sistema de entibación. Y que además, tiene un mayor impacto al ser aplicada en suelos finos.

Sin embargo, es importante mencionar que la modelación pseudoestática es un escenario poco realista y bastante conservador, pero como concluye Cerda (2020), al realizar comparación de resultados pseudoestáticos y dinámicos en entibaciones considerando los mismos tipos de suelo utilizados en este trabajo y sismos chilenos, éstos resultados se pueden considerar una buena aproximación del comportamiento frente a estas condiciones.

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.

7.1. Recomendaciones

Para investigaciones futuras, con el fin de complementar el estudio se recomienda:

- Realizar un análisis dinámico de los casos estudiados, utilizando registros de movimientos sísmicos ocurridos en el país, con el fin de generar un análisis más completo del comportamiento de los sistemas de entibación.
- Ampliar el rango de casos de estudio para generar mayor base de datos, y así poder establecer el rango de dimensiones de la excavación en que se pueda considerar beneficiosa la aplicación del análisis tridimensional al cálculo del empuje de diseño utilizado en el diseño del sistema de entibación.

Bibliografía

- [1] ACI 318-08. (2008) Building code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- [2] Aravena, Martín. (2020). "Análisis de comportamiento sísmico de entibaciones en suelos finos del sector Oriente de Santiago". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.
- [3] Association and the German Geotechnical Society. (2012). Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways. (EAU). *John Wiley & Sons, INC.*.
- [4] Budhu, M. (2012). Soil Mechanics and Foundations. *John Wiley & Sons, INC.*.
- [5] Bustamante, M. (1985). "Un método para el cálculo de anclajes y micropilotes". Boletín de la Sociedad Española de Mecánica de Suelo y Cimentaciones.
- [6] Blum, H. (1930). Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Tesis de doctorado. Universidad Técnica Carolo-Wilhelmina en Braunschweig.
- [7] 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.
- [8] Cerda, S. (2020). "Implicancias del diseño y la secuencia constructiva en el comportamiento de muros soil nailing como sistema de contención de excavaciones". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.
- [9] Cimentatec. (2010). Micropilotes - Inyección.
https://www.cimentatec.com/serv_micropilotes_05.html
- [10] Chen, C., & Martin, G. (2002). Soil-structure interaction for landslide stabilizing piles. Universidad del Sur de California. *ELSEVIER*
- [11] Clough, W., & O'Rourke, T. (1990). Construction induced movements of insitu walls. Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, 439-470.
- [12] Corporación de desarrollo tecnológico (CDT). (2001). Recomendaciones para el diseño, ejecución y control de anclajes inyectados y postensados en suelos y rocas.
- [13] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. (2006). Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben EAB; 4a ed. Berlin: Ernst & Sohn; 2006.
& Sohn & Sohn & Sohn

- [14] Ernst & Sohn (2002) "Geotechnical Engineering Handbook. Volumen 1: Fundamentals", *Ernst & Sohn*.
- [15] Ernst & Sohn (2008). "Recommendations on Excavations"
- [16] "Errdruck". Cátedra y oficina de ensayos para ingeniería de cimentaciones, mecánica de suelos, mecánica de rocas y construcción de túneles. Centro de Geotecnia. Universidad Técnica de Múnich.
- [17] Federal Highway Administration. (1999). Geotechnical Engineering Circular No. 4 - Ground Anchors and Anchored Systems. Washington DC, EE.UU.: US Department of Transportation.
- [18] Ferrara. Muro de pilas continuas. <https://ferrara.cl/servicios/proyectos-de-entibacion/muro-de-pilas-discontinuas/>
- [19] Hettler , A., Kurrer K. (2020) "Earth Pressure", *Ernst & Sohn*
- [20] IDIEM. (2009). Informe de Ensayo de Tracción a Cables de Acero para Postensado.
- [21] Instituto Alemán de estandarización (DIN). (2010). DIN 4085: Subsuelo - Cálculo de la presión de tierra.
- [22] Instituto Nacional de Normalización (INN). (2009). NCh433 Of.1996 Modificada en 2009 - Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile.
- [23] Instituto Nacional de Normalización (INN). (2010). NCh3206 Of.2010: Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socialzados - Requisitos. Chile.
- [24] Metro S.A. (2012). Licitación Inspección Técnica de Obras Tramos 1, 2 y Talleres Línea 6.
- [25] Ortigosa P. (2001). Entibaciones en Grava. Seminario Internacional Pasado, Presente y Futuro de la Geotecnia. Lima.
- [26] PLAXIS. (s.f.). PLAXIS 2017 Material Models Manual.
- [27] Peck R. B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. ISSMGE. <https://www.issmge.org/publications/online-library>
- [28] Pulsfort, M., Walz, B. (200/2001) "Skript zur Vorlesung-Spezialgrundbau". Ingeniería de cimentaciones, mecánica de suelos. Universidad Bergische.
- [29] Ranke,A. & Ostermayer, H. (1968) "Contribución a la investigación de estabilidad anclada varias veces recintos de excavación" Die Bautechnik 10/1968.
- [30] Rocha, M. (2011). "Análisis Teórico de la separación máxima entre pilas de socialzado considerando el efecto arco en suelos granulares". Tesis para optar al título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile.
- [31] Rozic, M. (2012). "Modelación e instrumentación de las pilas de entibación del proyecto Beauchef Poniente". Tesis de magíster. Universidad de Chile.
- [32] Salas, F. (2018). "Monitoring and dynamic analysis of a discontinuous pile-supported

deep excavation in Santiago Gravel”. Tesis de magíster. Pontificia Universidad Católica de Chile.

- [33] Terzaghi K. (1943). Theoretical soil mechanics. New York, NY: John Wiley Sons.
- [34] Valenzuela, G. (1978). Suelo de fundación del gran Santiago. Instituto de Investigaciones Geológicas, Boletín N° 33.
- [35] 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. Universidad de Chile.
- [36] Weissenbach, A. (2001) Baugruben Teil III – Berechnungsverfahren. Berlín: Ernst & Sohn.

ANEXOS

Anexo A

Resultados de entibaciones en Grava de Santiago.

A.1. Deformaciones medidas entre pilas

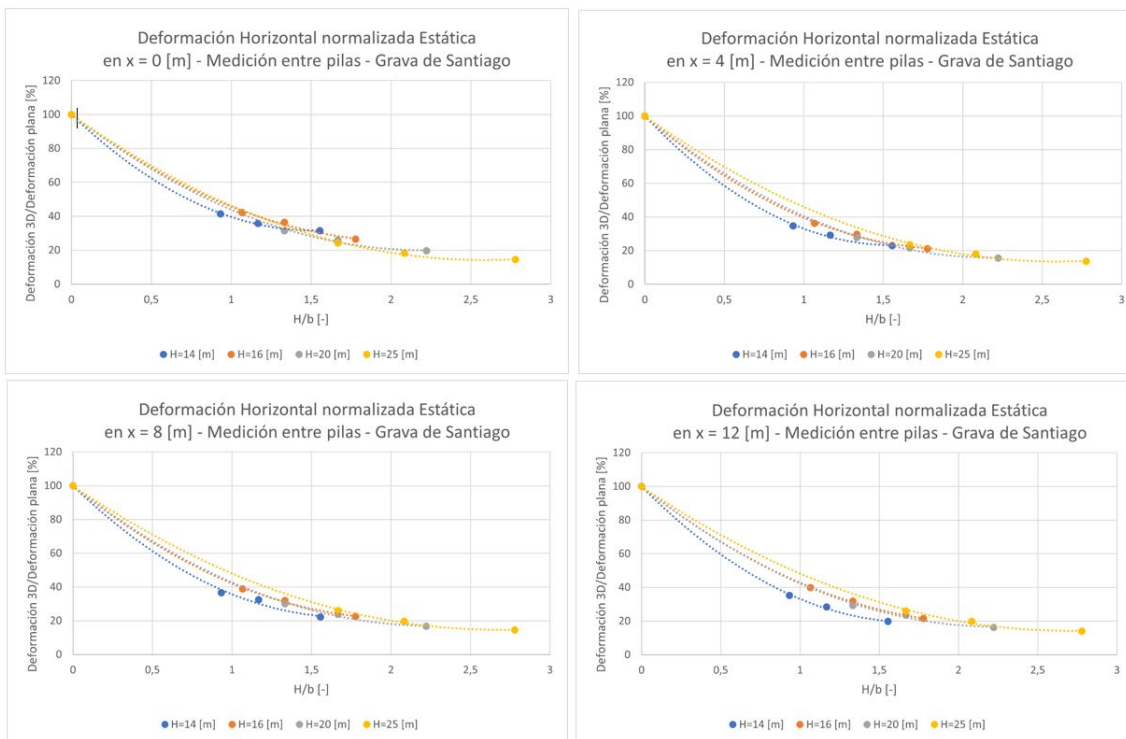


Figura 1.1: Deformación horizontal estática normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

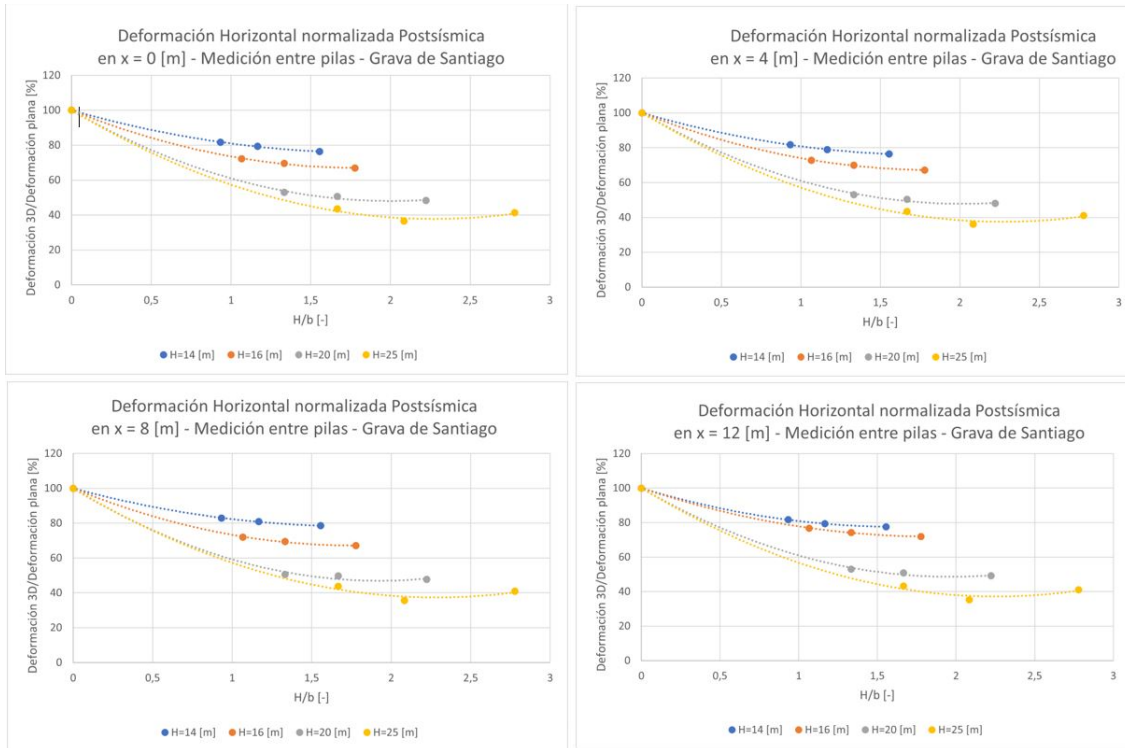


Figura 1.2: Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

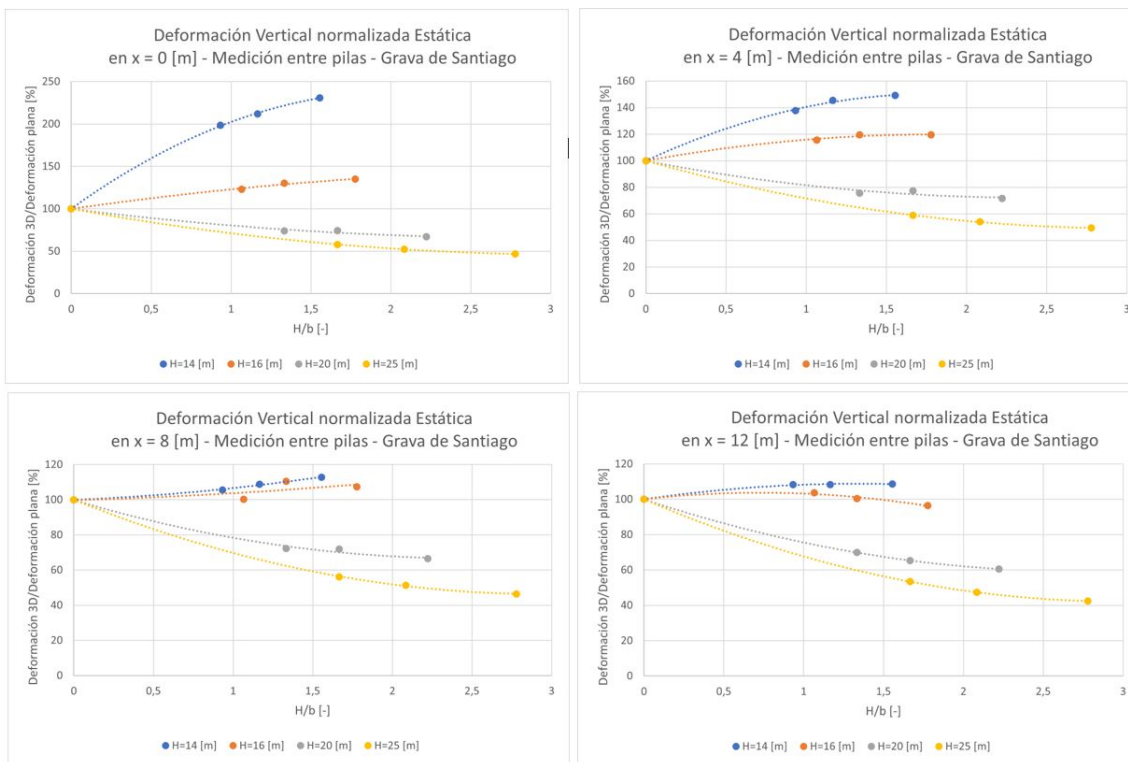


Figura 1.3: Deformación vertical estática normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

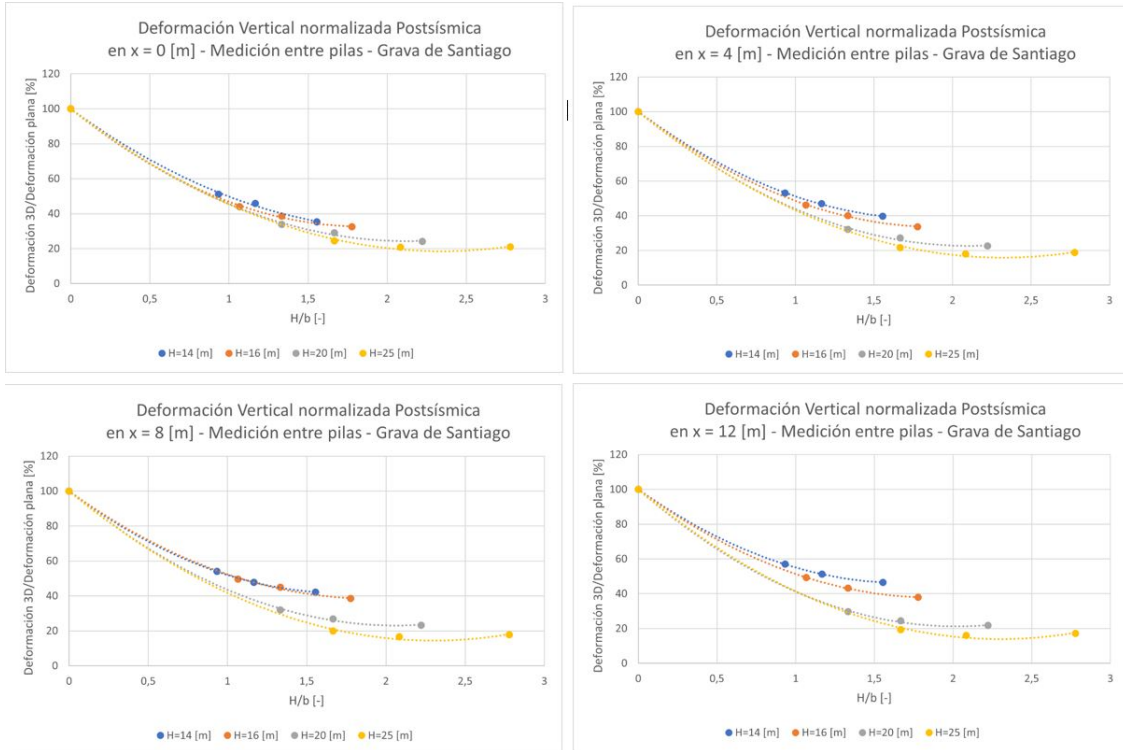


Figura 1.4: Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en Grava de Santiago.

A.2. Deformaciones máximas

Tabla 1.1: Deformaciones horizontales máximas en condición estática y sísmica para casos analizados en Grava de Santiago.

Caso	H [m]	b [m]	H/b [-]	Deformación máxima [m]	
				Estática	Postsísmica
1	14	-	0,00	0,001011	0,004382
1.1	14	9	1,56	0,0005947	0,003377
1.2	14	12	1,17	0,0006938	0,003469
1.3	14	15	0,93	0,0007869	0,003602
2	16	-	0,00	0,001282	0,004986
2.1	16	9	1,78	0,0008048	0,003376
2.2	16	12	1,33	0,0009341	0,003492
2.3	16	15	1,07	0,001046	0,003649
3	20	-	0,00	0,002054	0,007054
3.1	20	9	2,22	0,001019	0,003451
3.2	20	12	1,67	0,001195	0,00358
3.3	20	15	1,33	0,001365	0,003789
4	25	-	0,00	0,003379	0,009931
4.1	25	9	2,78	0,001326	0,003377
4.2	25	12	2,08	0,00158	0,003627
4.3	25	15	1,67	0,00187	0,003856

Tabla 1.2: Deformaciones verticales máximas en condición estática y sísmica para casos analizados en Grava de Santiago.

Caso	H [m]	b [m]	H/b [-]	Deformación máxima [m]	
				Estática	Postsísmica
1	14	-	0,00	-0,559	-1,875
1.1	14	9	1,56	-0,541	-1,967
1.2	14	12	1,17	-0,539	-2,264
1.3	14	15	0,93	-0,539	-2,365
2	16	-	0,00	-0,593	-2,069
2.1	16	9	1,78	-0,588	-2,067
2.2	16	12	1,33	-0,593	-2,116
2.3	16	15	1,07	-0,614	-2,131
3	20	-	0,00	-1,089	-2,729
3.1	20	9	2,22	-0,732	-2,293
3.2	20	12	1,67	-0,785	-2,459
3.3	20	15	1,33	-0,780	-2,323
4	25	-	0,00	-1,917	-4,252
4.1	25	9	2,78	-0,944	-2,224
4.2	25	12	2,08	-1,029	-2,406
4.3	25	15	1,67	-1,124	-2,600

Anexo B

Resultados de entibaciones en Suelos Finos del Sector Oriente.

B.1. Deformaciones medidas entre pilas.

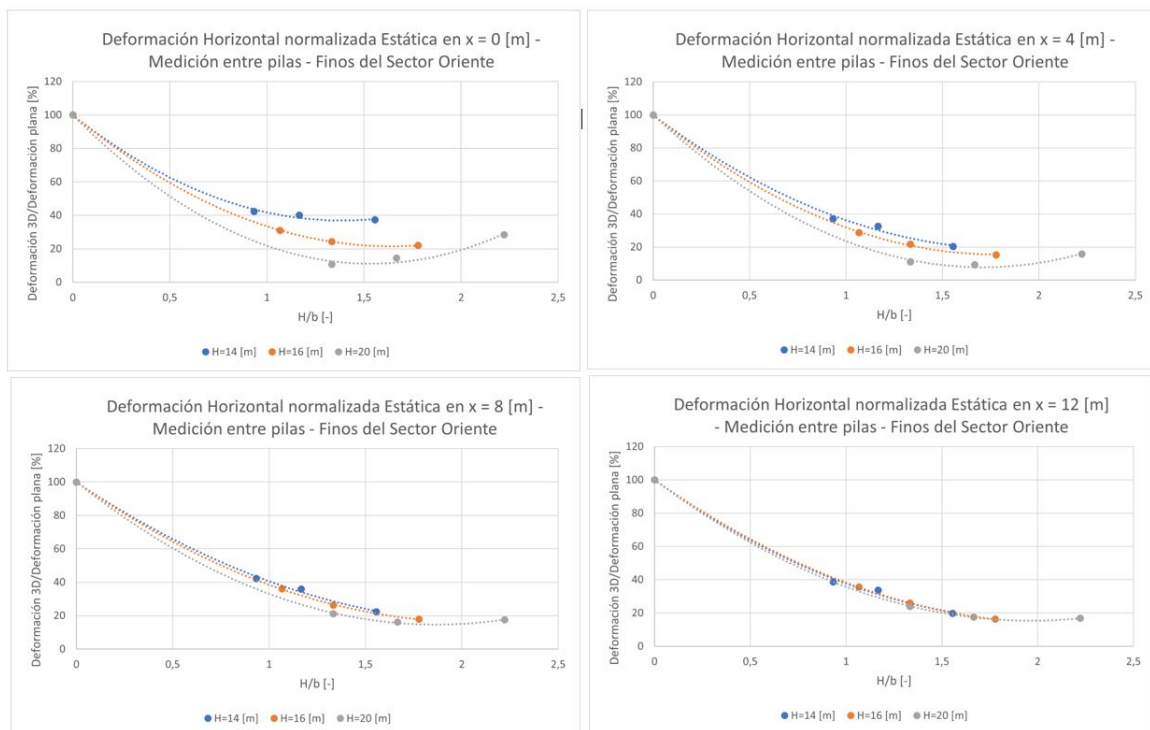


Figura 2.1: Deformación horizontal estática normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

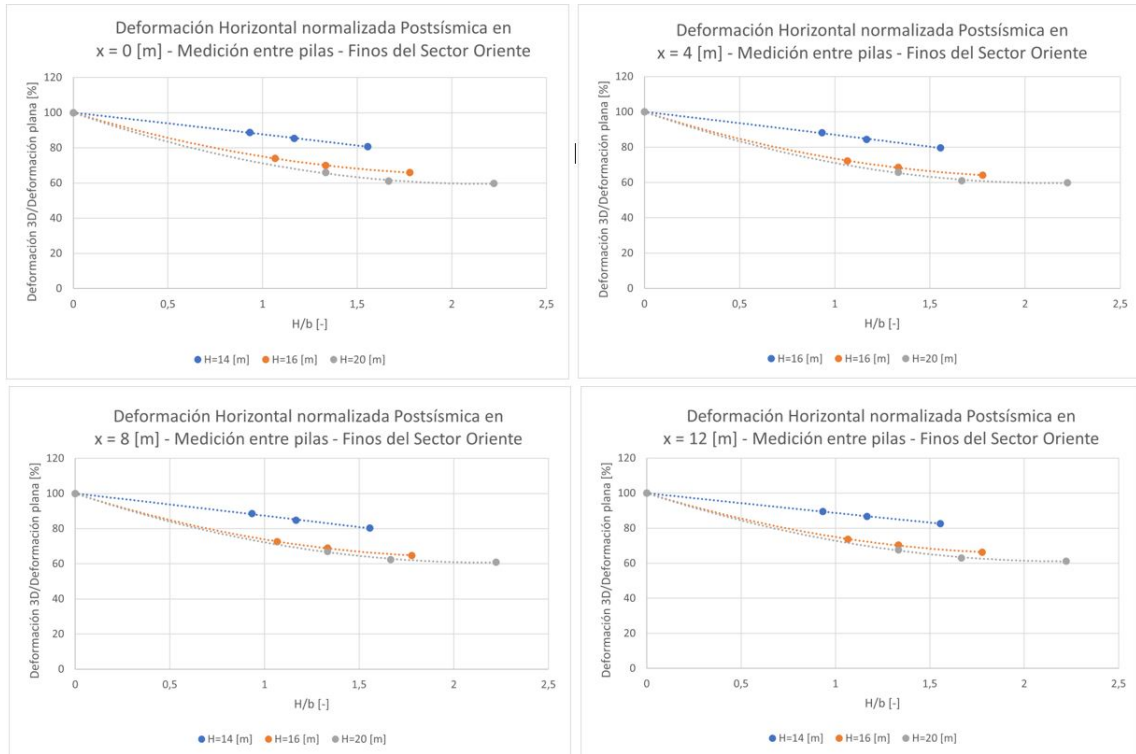


Figura 2.2: Deformación horizontal postsísmica normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

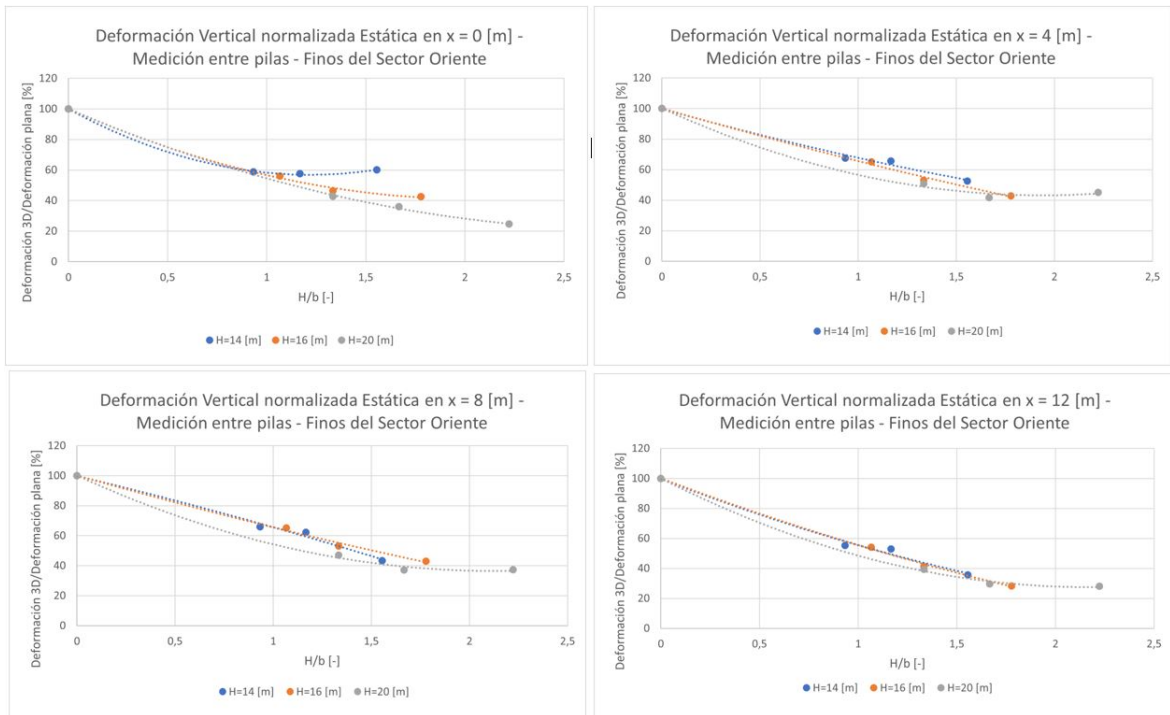


Figura 2.3: Deformación vertical estática normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

Figura 2.4: Deformación vertical postsísmica normalizada de mediciones entre pilas según la profundidad de excavación H en suelos Finos del Sector Oriente.

B.2. Deformaciones máximas

Tabla 2.1: Deformaciones horizontales máximas en condición estática y sísmica para casos analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.

Caso	H [m]	b [m]	H/b [-]	Deformación máxima [m]	
				Estática	Postsísmica
1	14	-	0,00	0,01799	0,07632
1.1	14	9	1,56	0,00707	0,06169
1.2	14	12	1,17	0,00913	0,06477
1.3	14	15	0,93	0,01003	0,06870
2	16	-	0,00	0,02779	0,09580
2.1	16	9	1,78	0,00952	0,06270
2.2	16	12	1,33	0,01232	0,06623
2.3	16	15	1,07	0,01586	0,07014
3	20	-	0,00	0,03474	0,12940
3.1	20	9	2,22	0,01181	0,06487
3.2	20	12	1,67	0,01267	0,06602
3.3	20	15	1,33	0,01557	0,06995

Tabla 2.2: Deformaciones verticales máximas en condición estática y sísmica para casos analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.

Caso	H [m]	b [m]	H/b [-]	Deformación máxima [m]	
				Estática	Postsísmica
1	14	-	0,00	-0,01289	-0,05637
1.1	14	9	1,56	-0,00639	-0,06144
1.2	14	12	1,17	-0,00814	-0,06160
1.3	14	15	0,93	-0,00852	-0,06230
2	16	-	0,00	-0,02046	-0,06948
2.1	16	9	1,78	-0,00796	-0,06112
2.2	16	12	1,33	-0,00218	-0,06172
2.3	16	15	1,07	-0,01283	-0,06269
3	20	-	0,00	-0,02496	-0,11100
3.1	20	9	2,22	-0,00889	-0,06127
3.2	20	12	1,67	-0,00840	-0,06137
3.3	20	15	1,33	-0,01059	-0,06185

Anexo C

Se presentan los resultados del análisis de Factor de Seguridad. Mecanismo de falla típico obtenido en casos planos y tridimensionales en condición estática y sísmica en Grava de Santiago.

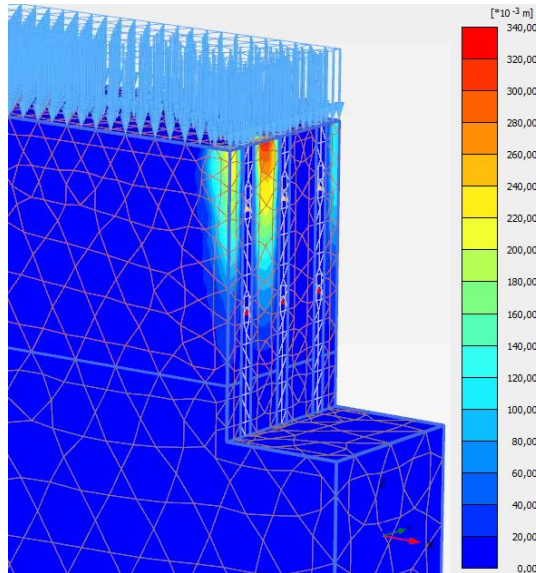


Figura 3.1: Mecanismo de falla típico en condición estática de casos planos en Grava de Santiago.

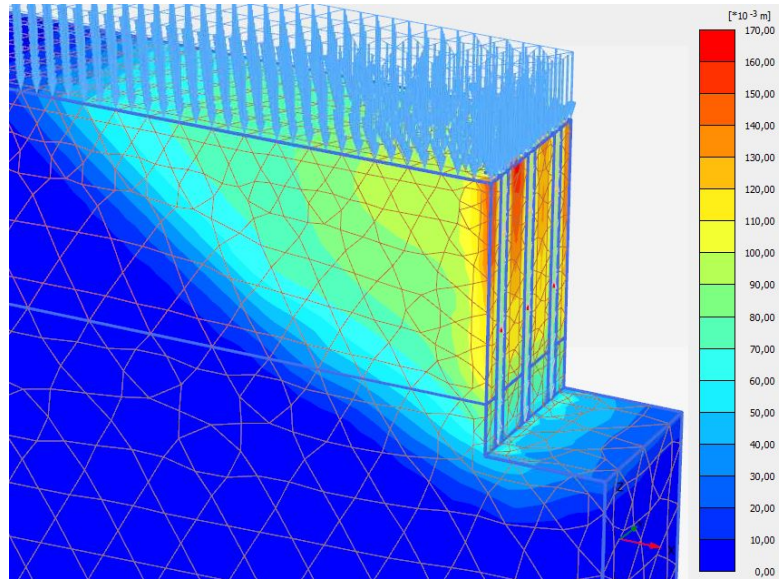


Figura 3.2: Mecanismo de falla típica en condición sísmica de casos planos en Grava de Santiago.

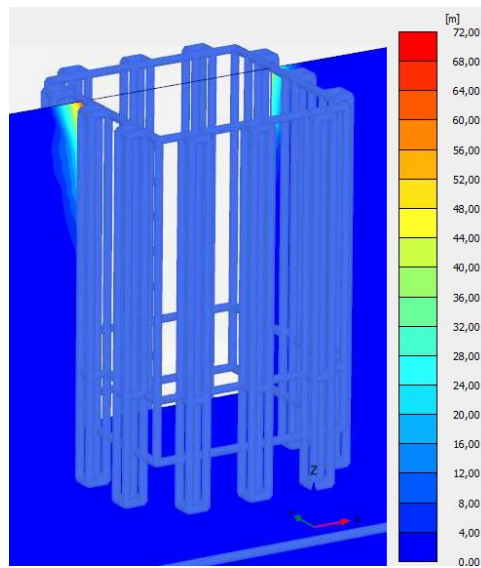


Figura 3.3: Mecanismo de falla típica en condición estática de casos tridimensionales en Grava de Santiago.

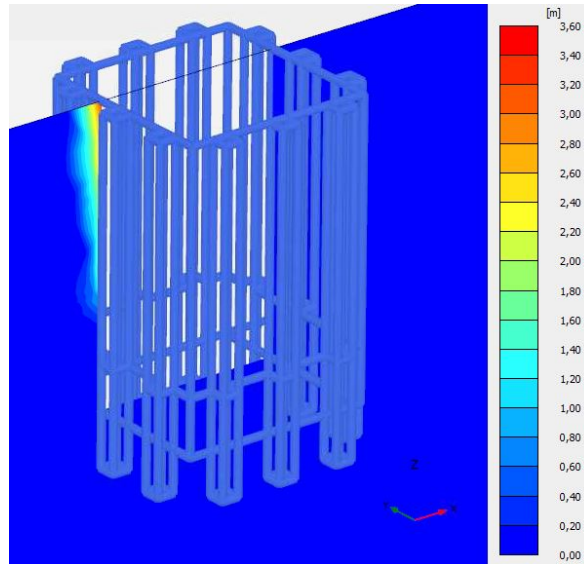


Figura 3.4: Mecanismo de falla típica en condición sísmica de casos tridimensionales en Grava de Santiago.

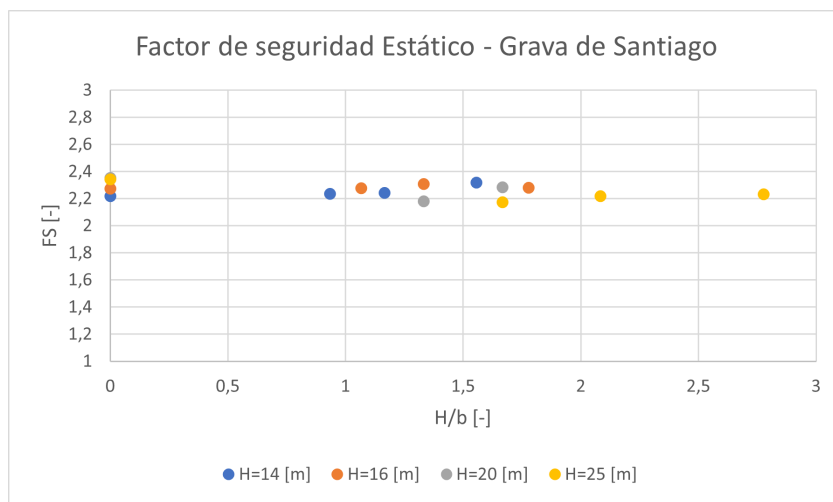


Figura 3.5: Factor de Seguridad Estático en función de relación H/b para casos de excavaciones en Grava de Santiago.

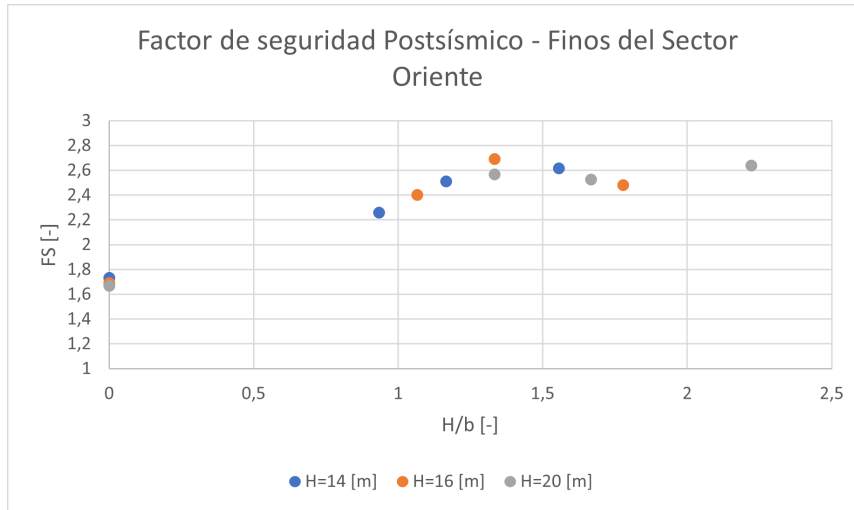


Figura 3.6: Factor de Seguridad Sísmico en función de relación H/b para casos de excavaciones en Grava de Santiago.

Anexo D

D.1. Carga de anclajes - Grava de Santiago

Tabla 4.1: Cargas de anclaje inicial y final en condición estática para los casos de estudio analizados en Grava de Santiago.

Caso	Anclaje 1		Anclaje 2		Anclaje 3		Anclaje 4	
	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]
1	573	575	631	636	-	-	-	-
1.1	401	402	434	436	-	-	-	-
1.2	483	485	529	532	-	-	-	-
1.3	534	536	589	592	-	-	-	-
2	713	716	490	495	603	606	-	-
2.1	453	454	311	313	383	385	-	-
2.2	564	565	389	391	476	479	-	-
2.3	634	636	437	440	536	538	-	-
3	1062	1065	681	686	972	976	-	-
3.1	550	551	354	357	496	500	-	-
3.2	739	741	475	479	670	674	-	-
3.3	857	859	549	553	780	784	-	-
4	1023	1025	1082	1085	1124	1133	1290	1296
4.1	361	362	380	382	401	404	440	444
4.2	577	577	609	611	638	644	705	709
4.3	712	713	748	751	789	797	877	884

Tabla 4.2: Cargas de anclaje inicial y final en condición postsísmica para los casos de estudio analizados en Grava de Santiago.

Caso	Anclaje 1		Anclaje 2		Anclaje 3		Anclaje 4	
	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]
1	573	578	631	646	-	-	-	-
1.1	401	404	434	439	-	-	-	-
1.2	483	487	529	535	-	-	-	-
1.3	534	539	589	595	-	-	-	-
2	713	720	490	504	603	612	-	-
2.1	453	455	311	315	383	387	-	-
2.2	564	568	389	394	476	482	-	-
2.3	634	639	437	442	536	542	-	-
3	1062	1071	681	695	972	992	-	-
3.1	550	554	354	359	496	503	-	-
3.2	739	744	475	482	670	677	-	-
3.3	857	863	549	557	780	789	-	-
4	1023	1031	1082	1090	1124	1152	1290	1339
4.1	361	364	380	384	401	406	440	448
4.2	577	580	609	614	638	648	705	713
4.3	712	717	748	755	789	802	877	890

D.2. Cargas de anclajes - Suelos Finos del Sector Oriente

Tabla 4.3: Cargas de anclaje inicial y final en condición estática para los casos de estudio analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.

Casos	Anclaje 1		Anclaje 2		Anclaje 3		Anclaje 4	
	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]
1	686	698	610	652	733	759	-	-
1.1	338	345	296	313	365	383	-	-
1.2	435	438	383	416	467	487	-	-
1.3	503	505	447	449	538	540	-	-
2	735	721	672	724	634	720	805	814
2.1	327	333	299	318	280	308	360	371
2.2	435	436	402	430	369	419	485	498
2.3	508	511	473	498	430	487	567	579
3	872	807	830	828	902	930	1001	1069
3.1	254	256	242	254	269	292	282	311
3.2	404	400	379	391	431	460	444	488
3.3	496	486	490	497	521	556	557	623

Tabla 4.4: Cargas de anclaje inicial y final en condición estática para los casos de estudio analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.

Casos	Anclaje 5		Anclaje 6	
	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]
1	-	-	-	-
1.1	-	-	-	-
1.2	-	-	-	-
1.3	-	-	-	-
2	-	-	-	-
2.1	-	-	-	-
2.2	-	-	-	-
2.3	-	-	-	-
3	698	766	1155	1164
3.1	214	252	333	338
3.2	341	385	526	531
3.3	425	464	654	662

Tabla 4.5: Cargas de anclaje inicial y final en condición postsísmica para los casos de estudio analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.

Casos	Anclaje 1		Anclaje 2		Anclaje 3		Anclaje 4	
	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]
1	686	750	610	720	733	864	-	-
1.1	338	362	296	342	365	434	-	-
1.2	435	454	383	463	467	540	-	-
1.3	503	507	447	451	538	543	-	-
2	735	754	672	789	634	835	805	934
2.1	327	349	299	344	280	346	360	422
2.2	435	453	402	464	369	476	485	553
2.3	508	535	473	528	430	546	567	636
3	872	818	830	855	902	975	1001	1180
3.1	254	267	242	273	269	327	282	360
3.2	404	408	379	416	431	505	444	554
3.3	496	498	490	519	521	602	557	695

Tabla 4.6: Cargas de anclaje inicial y final en condición postsísmica para los casos de estudio analizados en Suelos Finos del Sector Oriente.

Casos	Anclaje 5		Anclaje 6	
	Inicial [kN]	Final [kN]	Inicial [kN]	Final [kN]
1	-	-	-	-
1.1	-	-	-	-
1.2	-	-	-	-
1.3	-	-	-	-
2	-	-	-	-
2.1	-	-	-	-
2.2	-	-	-	-
2.3	-	-	-	-
3	698	920	1155	1329
3.1	214	318	333	387
3.2	341	474	526	609
3.3	425	528	654	769