



**UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE OBRAS CIVILES**

**“Pilas de Gravas Envueltas en Geotextil Bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias. Aplicación a Casos Reales en Valdivia y Punta Arenas”**

**GUSTAVO ANDRÉS MAYORGA REHBEIN**

**2019**





**UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE OBRAS CIVILES**

**“Pilas de Gravas Envueltas en Geotextil Bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias. Aplicación a Casos Reales en Valdivia y Punta Arenas”**

**TRABAJO PARA OPTAR AL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL**

**Profesor Guía** : Mauricio Antonio Hermosilla Sotomayor  
**Académico Evaluador** : Pablo José Vergara Palma  
**Académico Evaluador** : Ivo Janos Fustos Toribio

**GUSTAVO ANDRÉS MAYORGA REHBEIN  
2019**

**PILAS DE GRAVAS ENVUELTAS EN GEOTEXTIL BAJO RELLENO REFORZADO,  
EN SUELOS DE BAJAS COMPETENCIAS. APLICACIÓN A CASOS REALES EN  
VALDIVIA Y PUNTA ARENAS.**

**GUSTAVO ANDRÉS MAYORGA REHBEIN**

**COMISIÓN EXAMINADORA**

**MAURICIO ANTONIO  
HERMOSILLA SOTOMAYOR  
Profesor Guía**

**PABLO JOSÉ  
VERGARA PALMA  
Académico Evaluador**

**IVO JANOS  
FUSTOS TORIBIO  
Académico Evaluador**

**Calificación Trabajo Escrito :  
Calificación Examen :  
Calificación Final :**

## **AGRADECIMIENTOS**

*A mi madre, Sandra, por darme la posibilidad de estudiar y hoy tener un título profesional. Por darme los consejos necesarios, tanto en los buenos como en los malos momentos. Por enseñarme el valor que entrega el trabajo honrado. Por darme el cariño y amor, que solo una madre sabe dar. Por tener fe y perseverar en mis objetivos. Por estar conmigo en todo momento. Este logro es tan mío como tuyo.*

*A mi padre, Nelson, por darme valores y principios de vida. Por otorgarme siempre las mejores condiciones para lograr la meta. Por la frecuente preocupación y constante aliento. Por los consejos necesarios y oportunos. Por el cariño que me entrega sin nunca esperar nada a cambio.*

*A mi hermano Fernando, por ser fuente de inspiración, cariño y respeto. Por enseñarme el valor de la hermandad y ser un compañero de vida. Mi amistad más leal.*

*A mis hermanas, Sofía y Martina, quienes me llenan el corazón con su amor e inocencia.*

*A mi novia, María Alejandra, por acompañarme durante gran parte de este camino, con amor, paciencia y aliento.*

*Para toda mi familia, quienes siempre tienen palabras de ánimo, apoyo y humildad. El cariño nos rebosa.*

## RESUMEN

En la siguiente memoria de investigación, se describe el sistema de fundación compuesto de Pilas de Gravas Envueltas en Geotextil, bajo relleno reforzado, en suelos de bajas competencias geomecánicas, específicamente de las ciudades de Valdivia y Punta Arenas. Para introducir el sistema, se define en forma general los suelos de bajas competencias, las soluciones de fundación típicas para estos casos, y las restricciones de deformación y desplazamientos según diferentes normativas, tanto internacionales como nacional. Una vez caracterizadas las definiciones teóricas, se describe el estado del arte del sistema investigado, sus métodos de construcción y modelos de representación numérica. Posterior a ello, se describe el software geotécnico utilizado, sus características generales y la fundamentación teórica con la cual se trabaja, principalmente sobre el Método de Elementos Finitos (FEM). Seguido de esto, y de manera más específica, se definen los antecedentes generales de investigación, describiendo las características principales de los suelos que componen la superficie fundable de Valdivia y Punta Arenas. Luego, se procede a definir la metodología de trabajo, capítulo que describe las hipótesis, sistemas de fundación propuestos, construcción de modelos genéricos, parámetros intrínsecos, elección del geosintético envolvente y definición de parámetros de amortiguamiento. Se destaca que, durante este capítulo, gran parte de las recomendaciones de fundación son acogidas desde el manual *Recomendaciones para el Diseño y Análisis de Estructuras de Suelo Utilizando Refuerzo Geosintético (EBGEO)*, de la Asociación Geotécnica Alemana. Posteriormente, se describen los resultados y se analizan los modelos. Si bien estos muestran magnitudes relativamente bajas, la prefactibilidad del sistema de fundación es rechazada de acuerdo a las restricciones de desplazamiento propuestas. Una posterior discusión de resultados describe los puntos principales que fundamentan el rechazo de estos mismos. Estos se basan en tres ideas principales. Primero, el modelo constitutivo es factible, pero no idóneo. Segundo, los desplazamientos son coherentes, pero no tolerables para edificaciones de mediana y gran altura. Tercero, los modelos de análisis numéricos y conversiones geométricas son herramientas validadas para la simulación del sistema a través de Software Geotécnicos. Sin embargo, a pesar del rechazo, se concluye la discusión con un análisis sobre la capacidad de carga, la cual, en condiciones de carga estática, mejora las condiciones en más de un 130% para 2 de los 3 casos evaluados. A su vez, las deformaciones críticas no superan en ningún caso la deformación máxima permisible por el geotextil envolvente. Finalmente, se añaden recomendaciones de investigación, que conducen a modelaciones de segundo orden del sistema, y del cual se pueden obtener resultados más certeros y con mejores ajustes a los reales.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivo General y Específicos	2
1.2.1 Objetivo General	2
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.3 Metodología	3
1.4 Estructuración de la Memoria	4
<b>CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO</b>	<b>5</b>
2.1 Suelos de Bajas Competencias Geomecánicas	6
2.1.1 Caracterización de Suelos Orgánicos	6
2.1.2 Caracterización de Suelos Colapsables	7
2.1.3 Caracterización de Suelos Expansivos	8
2.1.4 Descripción de Suelos de Bajas Competencias según Normativa Chilena Vigente	10
2.2 Sistemas de Fundación en Suelos de Bajas Competencias	11
2.2.1 Pilas de Grava	12
2.2.2 Jet Grouting	14
2.2.3 Compactación Dinámica	15
2.2.4 Drenes Verticales	16
2.3 Desplazamientos Tolerables en Fundaciones Profundas	18
2.3.1 Criterios Universales sobre Asentamientos y Desplazamientos Tolerables	20
<b>CAPÍTULO 3. PILAS DE GRAVAS ENVUELTAS EN GEOTEXTIL; ESTADO DEL ARTE Y FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA</b>	<b>22</b>
3.1 Columnas de Grava Envueltas en Geotextil	23
3.2 Principios Generales	25
3.3 Métodos de Construcción y Emplazamiento	27
3.3.1 Método de los Desplazamientos	27
3.3.2 Método de Reemplazo	28
3.4 Modelos de Representación	29
3.4.1 Método de Análisis Algebraico	30
3.4.2 Métodos de Análisis Numéricos	33
3.5 Alcances y Ventajas de la Tecnología	40

<b>CAPÍTULO 4. SOFTWARE GEOTÉCNICO: FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE MODELACIÓN</b>	<b>42</b>
4.1 Características Generales del Software Geotécnico	43
4.1.1 Sub Programas	43
4.1.2 Configuración General	44
4.2 El Método de Elementos Finitos en Software Geotécnico	46
4.2.1 Fundamento Científico Estático del FEM	48
4.2.2 Fundamento Científico Dinámico del FEM	56
4.3 Modelos Constitutivos en Software Geotécnico	58
4.3.1 Mohr Coulomb	59
4.3.2 Soft Soils	62
<b>CAPÍTULO 5. ANTECEDENTES GENERALES DE LAS ZONAS DE ESTUDIO</b>	<b>67</b>
5.1 Antecedentes Generales	68
5.2 El Suelo Fundable de Valdivia	68
5.3 El Suelo Fundable de Punta Arenas	73
<b>CAPÍTULO 6. METODOLOGÍA DE TRABAJO</b>	<b>76</b>
6.1 Hipótesis de Trabajo	77
6.2 Sistema de Fundación Propuesto	79
6.3 Construcción del Modelo Genérico	79
6.3.1 Ángulo de Fricción Interna del Relleno para Modelos de Deformación Plana	81
6.4 Parámetros Intrínsecos de los Suelos de Análisis	82
6.5 Relleno Estructural y Elección del Geotextil Envolvente	82
6.6 Parámetros de Amortiguamiento Dinámico	86
<b>CAPÍTULO 7. MODELACIÓN EN SOFTWARE GEOTÉCNICO: DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS</b>	<b>87</b>
7.1 Modelo 1. Valdivia	88
7.1.1 Modelo de Deformación Plana	88
7.1.2 Modelo de Simetría Axial	90
7.2 Modelo 2. Punta Arenas – Turba	91
7.2.1 Modelo de Deformación Plana	91
7.2.2 Modelo de Simetría Axial	92
7.3 Modelo 3. Punta Arenas – Mazacote	93

7.3.1	Modelo de Deformación Plana	93
7.3.2	Modelo de Simetría Axial	94
7.4	Análisis de Resultados	95
7.4.1	Valdivia	95
7.4.2	Punta Arenas - Turba	98
7.4.3	Punta Arenas – Mazacote	100
<b>CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y DISCUSIÓN</b>		<b>103</b>
8.1	Conclusiones	104
8.2	Discusión y Recomendaciones	106
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		<b>109</b>
<b>ANEXO A. “ESTRATIGRAFÍAS PLANTEADAS”</b>		<b>114</b>
A.1	Estratigrafía Valdivia	115
A.2	Estratigrafía Punta Arenas – Turba	115
A.3	Estratigrafía Punta Arenas – Mazacote	116
<b>ANEXO B. “CONSTRUCCIÓN DE MODELOS GENÉRICOS PARA ANÁLISIS NUMÉRICOS”</b>		<b>117</b>
B.1	Configuración Modelo Cabezal Circular	118
B.2	Modelo Convertido para Análisis Numérico de Simetría Axial	118
B.3	Configuración Modelo Cabezal Rectangular	119
B.4	Modelo Convertido para Análisis Numérico de Deformación Plana	119
B.5	Ángulo de Fricción Interna Suplementario – Caso Valdivia	120
B.6	Ángulo de Fricción Interna Suplementario – Caso Punta Arenas – Turba	121
B.7	Ángulo de Fricción Interna Suplementario – Caso Punta Arenas - Mazacote	122
<b>ANEXO C. “PARÁMETROS INTRÍNSECOS DEL SUELO”</b>		<b>123</b>
C.1	Parámetros Intrínsecos Valdivia	124
C.2	Parámetros Intrínsecos Punta Arenas – Caso Turba	125
C.3	Parámetros Intrínsecos Punta Arenas – Caso Mazacote	126
<b>ANEXO D. “DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS RAYLEIGH”</b>		<b>127</b>
D.1	Cálculo de Parámetros de Amortiguamiento de Rayleigh	128
<b>ANEXO E. “RESULTADOS DE MODELACIONES”</b>		<b>129</b>

E.1	Resultados Valdivia – Modelo de Deformación Plana	130
E.2	Resultados Valdivia – Modelo de Simetría Axial	134
E.3	Resultados Punta Arenas – Turba – Modelo de Deformación Plana	136
E.4	Resultados Punta Arenas – Turba – Modelo de Simetría Axial	141
E.5	Resultados Punta Arenas – Mazacote – Modelo de Deformación Plana	143
E.6	Resultados Punta Arenas – Mazacote – Modelo de Simetría Axial	148
E.7	Resultados de Modelos sin Columnas de Grava con Geotextil	150

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Clasificación de Suelos Orgánicos. <b>Fuente:</b> ASTM D4427-13.	6
<b>Tabla 2.</b> Descripción de los Criterios de Identificación del Colapso. <b>Fuente:</b> Das, 2010.	8
<b>Tabla 3.</b> Desplazamientos Tolerables Según Normativa Estadounidense. <b>Fuente:</b> AASHTO, 2002.	19
<b>Tabla 4.</b> Asentamientos Máximos Permisibles Según Literatura. <b>Fuente:</b> Skempton. y McDonald, 1956.	20
<b>Tabla 5.</b> Desplazamientos Horizontales Tolerables en Fundaciones Según el Código Soviético de Edificación. <b>Fuente:</b> Das, 2010.	20
<b>Tabla 6.</b> Resumen de Desplazamientos Máximos Tolerables. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	21
<b>Tabla 7.</b> Comparación de Aplicabilidad entre Métodos de Análisis Numéricos. <b>Fuente:</b> Hosseinpour <i>et al.</i> , 2019.	34
<b>Tabla 8.</b> 12 Puntos de Integración para Triángulos de 15 Nodos. <b>Fuente:</b> Brinkgreve <i>et al.</i> , 2004.	54
<b>Tabla 9.</b> Parámetros de Entrada para el Modelo Soft Soils. <b>Fuente:</b> Brinkgreve <i>et al.</i> , 2004.	65
<b>Tabla 10.</b> Capacidad de Fundación en Función de Distintas Unidades Geológicas. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	70
<b>Tabla 11.</b> Recomendaciones de Fundación en los Distintos Depósitos de Valdivia. <b>Fuente:</b> Arenas <i>et al.</i> , 2004.	72
<b>Tabla 12.</b> Verificación de Recomendaciones Geométricas. <b>Fuente:</b> Deutsche Gesellschaft für Erd- und, 2011.	80
<b>Tabla 13.</b> Transformación Ángulo de Fricción Interna del Relleno, para Modelos de Deformación Plana. <b>Fuente:</b> Raithel y Henne, 2000.	81
<b>Tabla 14.</b> Parámetros Geomecánicos del Cabezal y Relleno de Pilas. <b>Fuente:</b> Manual de Carreteras, 2018.	83
<b>Tabla 15.</b> Determinación Especial de Parámetros del Relleno. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	83
<b>Tabla 16.</b> Propiedades de Geosintético tipo Geoconfinamiento, con Filamentos PVA y PA. <b>Fuente:</b> Geo Sistemas Chile, 2017.	85
<b>Tabla 17.</b> Resultados de Parámetros Rayleigh Según Casos de Estudio. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	86
<b>Tabla 18.</b> Fases de Cálculo – Caso Valdivia. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	89
<b>Tabla 19.</b> Análisis Comparativo con Respecto a Desplazamientos Permisibles. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	95
<b>Tabla 20.</b> Capacidad de Carga con y sin Sistema de Fundación. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	98
<b>Tabla 21.</b> Análisis Comparativo con Respecto a Desplazamientos Permisibles. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	98
<b>Tabla 22.</b> Capacidad de Carga con y sin Sistema de Fundación. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	100

<b>Tabla 23.</b> Análisis Comparativo con Respecto a Desplazamientos Permisibles. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	100
<b>Tabla 24.</b> Capacidad de Carga con y sin Sistema de Fundación. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	102

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Ilustración 1.</b> Expansión en Función del Límite Líquido. <b>Fuente:</b> Das, 2010.	9
<b>Ilustración 2.</b> Presión de Expansión Cero en Diagrama Deformación v/s Tensión Logarítmica. <b>Fuente:</b> Das, 2010.	10
<b>Ilustración 3.</b> Técnicas de Mejoramiento de Suelos. <b>Fuente:</b> Avaria, 2018.	11
<b>Ilustración 4.</b> Montaje de Pilas de Grava por Vibro Sustitución. <b>Fuente:</b> Terratest, 2015.	13
<b>Ilustración 5.</b> Sistema de Montaje Geopier. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	13
<b>Ilustración 6.</b> Tecnología Jet Grouting. <b>Fuente:</b> Terratest, 2015.	15
<b>Ilustración 7.</b> Proceso de Compactación Dinámica. <b>Fuente:</b> Menard, 2016.	16
<b>Ilustración 8.</b> Retícula de Drenes Verticales. <b>Fuente:</b> Auvinet y Rodriguez, 2012.	17
<b>Ilustración 9.</b> Drenes Verticales más Acción de Precarga. <b>Fuente:</b> Geo Drenes, 2015.	18
<b>Ilustración 10.</b> Distorsión Angular. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	19
<b>Ilustración 11.</b> Modelo Analítico Sobre la Tecnología de Revestimiento Geosintético– Pila de Arena en Ejecución. <b>Fuente:</b> Alexiew <i>et al.</i> , 2005 & Menard, 2018.	24
<b>Ilustración 12.</b> Deformación de Arco entre Pilas. <b>Fuente:</b> Science-Direct, 2015.	25
<b>Ilustración 13.</b> Patrón Rectangular y Triangular. <b>Fuente:</b> Raithel <i>et al.</i> , 2009.	26
<b>Ilustración 14.</b> Método de Desplazamientos. <b>Fuente:</b> Almeida <i>et al.</i> , 2018.	27
<b>Ilustración 15.</b> Método de Reemplazo. <b>Fuente:</b> Almeida <i>et al.</i> , 2018.	28
<b>Ilustración 16.</b> Patrones de Distribución para Modelación. <b>Fuente:</b> Nuñez, 2017.	29
<b>Ilustración 17.</b> Análisis de Pila Revestida en Celda Unitaria. <b>Fuente:</b> Deutsche Gesellschaft für Erd- und, 2011.	30
<b>Ilustración 18.</b> Modelos de Análisis Numéricos. <b>Fuente:</b> Brinkgreve <i>et al.</i> , 2004.	34
<b>Ilustración 19.</b> Simplificación de la Celda Unitaria a Modelo de Simetría Axial. <b>Fuente:</b> Castro <i>et al.</i> , 2016.	35
<b>Ilustración 20.</b> a) Arreglo del Sistema y Sección del Modelo Analizado. b) Modelo de Celda Unitaria con Simetría Axial. c) Representación Mediante Software Geotécnico con Método de Elementos Finitos (FEM). <b>Fuente:</b> Hosseinpour <i>et al.</i> , 2015.	36

<b>Ilustración 21.</b> Ajuste de Resultados Medidos In Situ y Mediante Modelo de Análisis Numérico. <b>Fuente:</b> Hosseinpour <i>et al.</i> , 2015.	36
<b>Ilustración 22.</b> Distribución Cuadrada de Pilas con Cálculo de Porcentaje Mejorado. <b>Fuente:</b> Mitchell y Huber, 1985.	37
<b>Ilustración 23.</b> Distribución Transformada para Representación Mediante Simetría Axial, con Cálculo de Espesor de Anillo. <b>Fuente:</b> Mitchell y Huber, 1985.	38
<b>Ilustración 24.</b> Transformación del Grupo de Pilas a Secciones de Muro. <b>Fuente:</b> Tan <i>et al.</i> , 2008.	38
<b>Ilustración 25.</b> Modelo de Deformación Plana en Software Geotécnico. <b>Fuente:</b> Hosseinpour <i>et al.</i> , 2019.	40
<b>Ilustración 26.</b> Métodos de Análisis. Deformación Plana y Simetría Axial Respectivamente. <b>Fuente:</b> Brinkgreve <i>et al.</i> , 2004.	45
<b>Ilustración 27.</b> Nodos por Elemento Discretizado. <b>Fuente:</b> Brinkgreve <i>et al.</i> , 2004.	45
<b>Ilustración 28.</b> Región Discretizada Mediante FEM. <b>Fuente:</b> Zienkiewicz y Taylor, 1994.	47
<b>Ilustración 29.</b> Numeración Local y Posición de Nodos. <b>Fuente:</b> Brinkgreve <i>et al.</i> , 2004.	54
<b>Ilustración 30.</b> Criterio de Falla de Mohr Coulomb. <b>Fuente:</b> Bowles, 1977.	60
<b>Ilustración 31.</b> A) Gráfico del Comportamiento Real Sobre un Estado de Tensión – Deformación. B) Gráfica del Comportamiento Simulado por el Modelo Constitutivo de Mohr Coulomb, en Estado de Tensión – Deformación. <b>Fuente:</b> Leal <i>et al.</i> , 2009.	60
<b>Ilustración 32.</b> Superficie de Fluencia del Modelo en Software. <b>Fuente:</b> Leal <i>et al.</i> , 2009.	61
<b>Ilustración 33.</b> Plano p’-q’ del Modelo Soft Soil. <b>Fuente:</b> Brinkgreve <i>et al.</i> , 2004.	63
<b>Ilustración 34.</b> Representación Completa del Contorno de Fluencia en Modelo Soft Soils. <b>Fuente:</b> Brinkgreve <i>et al.</i> , 2004.	64
<b>Ilustración 35.</b> Localización de la Ciudad de Valdivia. <b>Fuente:</b> Google Satellite, 2016.	69
<b>Ilustración 36.</b> Caracterización Geotécnica de la Superficie Fundable de Valdivia. <b>Fuente:</b> Arenas <i>et al.</i> , 2004.	71
<b>Ilustración 37.</b> Perfil Esquemático del Corte A-A’. <b>Fuente:</b> Arenas <i>et al.</i> , 2004.	73
<b>Ilustración 38.</b> Tipos de Formación Till en un Glaciar. <b>Fuente:</b> Vásquez, 2012.	74
<b>Ilustración 39.</b> Zonificación Geotécnica de la Ciudad de Punta Arenas. <b>Fuente:</b> Vásquez, 2012.	75

<b>Ilustración 40.</b> Geotextil de Tipo Geoconfinamiento. <b>Fuente:</b> Geo Sistemas Chile, 2017.	85
<b>Ilustración 41.</b> Geometría del Modelo de Deformación Plana, caso Valdivia. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	88
<b>Ilustración 42.</b> Asignación de la Napa Freática a los 2,50 [m] – Calculo de Tensiones Geo Estáticas con Procedimiento <i>K0</i> . <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	89
<b>Ilustración 43.</b> Registro de Aceleraciones, Sismo del Maule, 2010. <b>Fuente:</b> USGS, 2010.	90
<b>Ilustración 44.</b> Geometría del Modelo de Simetría Axial, caso Valdivia. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	91
<b>Ilustración 45.</b> Geometría del Modelo de Deformación Plana, caso Punta Arenas – Turba. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	92
<b>Ilustración 46.</b> Geometría del Modelo de Simetría Axial, caso Punta Arenas – Turba. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	93
<b>Ilustración 47.</b> Geometría del Modelo de Deformación Plana, caso Punta Arenas – Mazacote. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	94
<b>Ilustración 48.</b> Geometría del Modelo de Simetría Axial, caso Punta Arenas – Mazacote. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	95
<b>Ilustración 49.</b> Gráfico de Tensión v/s Desplazamiento Vertical. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	97
<b>Ilustración 50.</b> Gráfico de Tensión v/s Desplazamiento Vertical. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	100
<b>Ilustración 51.</b> Gráfico de Tensión v/s Desplazamiento Vertical. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	102
<b>Ilustración A.1.</b> Estratigrafía Planteada para Valdivia. <b>Fuente:</b> MAHS Servicios de Ingeniería Civil – Mecánica de Suelos, 2019.	115
<b>Ilustración A.2.</b> Estratigrafía Planteada para Punta Arenas – Caso Turba. <b>Fuente:</b> MAHS Servicios de Ingeniería Civil – Mecánica de Suelos, 2019.	115
<b>Ilustración A.3.</b> Estratigrafía Planteada para Punta Arenas – Caso Mazacote. <b>Fuente:</b> MAHS Servicios de Ingeniería Civil – Mecánica de Suelos, 2019.	116
<b>Ilustración B.1.</b> Configuración de Modelo para Análisis Numérico de Simetría Axial. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	118
<b>Ilustración B.2.</b> Configuración de Modelo con Anillo Equivalente Según Metodología de Mitchel y Huber (1985). <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	118
<b>Ilustración B.3.</b> Modelo con Cabezal de Sección Rectangular. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	119

<b>Ilustración B.4.</b> Configuración de Modelo de Muros Equivalentes Según Metodología de Tan <i>et al.</i> , (2008). <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	119
<b>Ilustración B.5.</b> Aplicación del Método Algebraico de EBGEO, para Determinar Tensiones Horizontales; Caso Valdivia. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	120
<b>Ilustración B.5.1.</b> Metodología de Raithel & Henne (2000) para Determinar el Ángulo de Fricción Interna Suplementario; Caso Valdivia. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	120
<b>Ilustración B.6.</b> Aplicación del Método Algebraico de EBGEO, para Determinar Tensiones Horizontales; Caso Punta Arenas - Turba. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	121
<b>Ilustración B.6.1.</b> Metodología de Raithel & Henne (2000) para Determinar el Ángulo de Fricción Interna Suplementario; Caso Punta Arenas - Turba. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	121
<b>Ilustración B.7.</b> Aplicación del Método Algebraico de EBGEO, para Determinar Tensiones Horizontales; Caso Punta Arenas - Mazacote. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	122
<b>Ilustración B.7.1.</b> Metodología de Raithel & Henne (2000) para Determinar el Ángulo de Fricción Interna Suplementario; Caso Punta Arenas – Mazacote. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	122
<b>Ilustración C.1.</b> Parámetros Intrínsecos Valdivia. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	124
<b>Ilustración C.2.</b> Parámetros Intrínsecos Punta Arenas- Caso Turba. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	125
<b>Ilustración C.3.</b> Parámetros Intrínsecos Punta Arenas – Caso Mazacote. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	126
<b>Ilustración D.1.</b> Parámetros de Rayleigh caso Valdivia. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	128
<b>Ilustración D.2.</b> Parámetros de Rayleigh caso Punta Arenas – Turba. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	128
<b>Ilustración D.3.</b> Parámetros de Rayleigh caso Punta Arenas – Mazacote. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	128
<b>Ilustración E.1.1.</b> Deformación con Exageración de 20 Veces su Escala Real. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	130
<b>Ilustración E.1.2.</b> Desplazamientos Verticales del Sistema. Magnitud Escalada por $10^{-3}$ [m]. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	130
<b>Ilustración E.1.3.</b> Desplazamientos Horizontales del Sistema. Magnitud Escalada por $10^{-3}$ [m]. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	131
<b>Ilustración E.1.4.</b> Desplazamientos Horizontales Máximos en Profundidad. (a) Máximo Desplazamiento Pila Central 0,14 [m]. (b) Máximo Desplazamiento Pila Lateral 0,17 [m]. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	131

<b>Ilustración E.1.5.</b> Desplazamientos Horizontales Durante el Tiempo Sísmico, Sobre la Cabeza de las Pilas Central y Lateral. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	132
<b>Ilustración E.1.6.</b> Asentamientos Durante Tiempo Sísmico, Sobre la Cabeza de la Pila Central y Lateral. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	133
<b>Ilustración E.2.1.</b> Deformación con Exageración de 10 Veces su Escala Real. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	134
<b>Ilustración E.2.2.</b> Deformaciones Radiales $\epsilon_{xx}$ [%] del Sistema. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	134
<b>Ilustración E.2.3.</b> Deformaciones Verticales $\epsilon_{yy}$ [%] del Sistema. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	135
<b>Ilustración E.2.4.</b> Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envoltente, a una Profundidad de 2D – Pila Central. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	135
<b>Ilustración E.2.5.</b> Deformación en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envoltente, a una Profundidad de 2D – Pila Lateral. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	136
<b>Ilustración E.3.1.</b> Deformación con Exageración de 20 Veces su Escala Real. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	136
<b>Ilustración E.3.2.</b> Desplazamientos Verticales del Sistema. Magnitud Escalada por $10^{-3}$ [m]. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	137
<b>Ilustración E.3.3.</b> Desplazamientos Horizontales del Sistema. Magnitud Escalada por $10^{-3}$ [m]. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	137
<b>Ilustración E.3.4.</b> Desplazamientos Horizontales Máximos en Profundidad. (a) Máximo Desplazamiento Pila Central 0,16 [m]. (b) Máximo Desplazamiento Pila Lateral 0,20 [m]. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	138
<b>Ilustración E.3.5.</b> Desplazamientos Horizontales en Tiempo Sísmico, Sobre las Cabezas de la Pila Central y Lateral. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	139
<b>Ilustración E.3.6.</b> Asentamientos durante Tiempo Sísmico, en la Cabeza de la Pila Central y Lateral. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	140
<b>Ilustración E.4.1.</b> Deformación con Exageración de 5 Veces su Escala Real. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	141
<b>Ilustración E.4.2.</b> Deformaciones Radiales $\epsilon_{xx}$ [%] del Sistema. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	141
<b>Ilustración E.4.3.</b> Deformaciones Verticales $\epsilon_{yy}$ [%] del Sistema. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	142
<b>Ilustración E.4.4.</b> Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envoltente, a una Profundidad de 2D – Pila Central. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	142

<b>Ilustración E.4.5.</b> Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envolverte, a una Profundidad de 2D – Pila Lateral. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	143
<b>Ilustración E.5.1.</b> Deformación con Exageración de 20 Veces su Escala Real. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	143
<b>Ilustración E.5.2.</b> Desplazamientos Verticales del Sistema. Magnitud Escalada por $10^{-3}$ [m]. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	144
<b>Ilustración E.5.3.</b> Desplazamientos Horizontales del Sistema. Magnitud Escalada por $10^{-3}$ . <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	144
<b>Ilustración E.5.4.</b> Desplazamientos Horizontales Máximos en Profundidad. (a) Máximo Desplazamiento Pila Central 0,15 [m]. (b) Máximo Desplazamiento Pila Lateral 0,17 [m]. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	145
<b>Ilustración E.5.5.</b> Desplazamientos Horizontales en Tiempo Sísmico, Sobre las Cabezas de la Pila Central y Lateral. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	146
<b>Ilustración E.5.6.</b> Asentamientos Durante Tiempo Sísmico, en la Cabeza de la Pila Central y Lateral. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	147
<b>Ilustración E.6.1.</b> Deformación con Exageración de 5 Veces su Escala Real. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	148
<b>Ilustración E.6.2.</b> Deformaciones Radiales $\epsilon_{xx}$ [%] del Sistema. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	148
<b>Ilustración E.6.3.</b> Deformaciones Verticales $\epsilon_{yy}$ [%] del Sistema. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	149
<b>Ilustración E.6.4.</b> Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envolverte, a una Profundidad de 2D – Pila Central. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	149
<b>Ilustración E.6.5.</b> Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envolverte, a una Profundidad de 2D – Pila Lateral. <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	150
<b>Ilustración E.7.1.</b> Asentamientos Bajo Carga Estática, caso Valdivia, sin Columnas Revestidas. Magnitud Escalada por $10^{-3}$ <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	150
<b>Ilustración E.7.2.</b> Asentamientos Bajo Carga Estática, caso Turba de Punta Arenas, sin Columnas Revestidas. Magnitud Escalada por $10^{-3}$ . <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	151
<b>Ilustración E.7.3.</b> Asentamientos Bajo Carga Estática, caso Mazacote de Punta Arenas, sin Columnas Revestidas. Magnitud Escalada por $10^{-3}$ . <b>Fuente:</b> Propia, 2019.	151

## **CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN**

## 1.1 Motivación

Los sistemas de fundación profunda son un conjunto estructural de vital importancia en las grandes obras de la Ingeniería Civil. Estos sistemas distribuyen las cargas estáticas de las obras montadas sobre el suelo subyacente y, además, deben ser capaces de atenuar las cargas dinámicas producidas por eventos naturales o artificiales.

Bajo las particulares condiciones de los suelos pertenecientes al Sur de Chile, el diseño de fundaciones es un actual desafío para la Ingeniería Civil nacional. Esta condición se le atribuye dado los distintos orígenes que han formado los depósitos del relieve chileno, entre los cuales se destacan procesos geológicos glaciales, fluviales, aluviales, volcánicos y marinos. Estos antecedentes permiten caracterizar la superficie del suelo como un material bastante heterogéneo y complejo de analizar. Geotécnicamente presentan propiedades poco convencionales, como grandes variaciones de volumen y densidad al ser sometido a cargas o durante procesos de consolidación, alto índice de vacíos, alta presencia de humedad, bajas resistencias al corte, permeabilidad limitada, hinchamiento de suelos cohesivos, entre otros. El mazacote es un claro ejemplo de un suelo poco convencional, procedente de la Región de Magallanes y la Antártica Chilena, zona que será de interés durante esta investigación. Presenta diferentes orígenes de formación, entre los cuales se destaca la fuerte influencia glacial en su composición. Vásquez (2012) lo define como un conjunto de sedimento color gris azulado, de matriz arcillosa, que se ha convertido en sinónimo de dificultades tanto para el diseño como para la construcción de proyectos de excavación y fundaciones debido a sus pobres características geotécnicas.

Por otra parte, debido al sostenido crecimiento que ha tenido el sector constructivo e inmobiliario en el sur del país, sumado a las pobres características anteriormente nombradas, es de suma importancia adoptar nuevas técnicas en el diseño de la ingeniería de fundaciones, las cuales sean capaces de aumentar la capacidad portante de los suelos y garantizar la estabilidad estructural de las futuras obras.

Durante esta investigación se pretende determinar la prefactibilidad de un sistema de fundaciones denominado pilas de gravas envueltas en geotextil, bajo relleno reforzado, en suelos poco competentes pertenecientes a las ciudades de Valdivia y Punta Arenas.

## **1.2 Objetivo General y Específicos**

### **1.2.1 Objetivo General**

- Evaluar la prefactibilidad del sistema de fundación compuesto de pilas de gravas envueltas en geotextil, bajo relleno reforzado, en suelos de bajas competencias pertenecientes a Valdivia y Punta Arenas.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Aplicar un software para resolver problemas geotécnicos con el Método de Elementos Finitos.
- Utilizar modelación numérica compatible para el análisis del sistema de fundación propuesto.
- Aplicar el sistema de fundación a casos típicos de suelos poco competentes en las ciudades de Valdivia y Punta Arenas.
- Estimar deformaciones y desplazamientos del sistema de fundación, sometido a cargas estáticas y sísmicas, de manera relativa y absoluta.
- Cuantificar el mejoramiento de acuerdo a la capacidad portante del suelo mejorado.

### 1.3 Metodología

Durante el transcurso de la investigación, será necesario cumplir una serie de hitos específicos, los cuales en conjunto lograrán desarrollar el objetivo general. Para ello, una serie de capítulos previos a la metodología de trabajo, fundamentarán la teoría y los antecedentes necesarios para plantear el problema.

Comenzando desde un marco teórico general, se define el concepto de suelos de bajas competencias, luego se da a conocer los principales métodos de mejoramiento de suelo en Chile, para finalmente definir los desplazamientos permisibles según normativas. Posteriormente, se procede a definir el estado del arte de la tecnología en estudio, en conjunto con la fundamentación teórica de la tecnología y la del software para resolver el problema geotécnico. Más adelante, de manera más específica, se detalla los antecedentes de las zonas de estudio y las hipótesis generadas para la modelación. De esta manera, la metodología de trabajo sólo aborda el desarrollo de la solución del problema, describiendo en ella los datos de investigación, el modelo constitutivo de trabajo y la construcción del modelo genérico en función de un análisis numérico compatible con el problema planteado.

Se realizarán dos modelaciones acerca del sistema de pilas de gravas envueltas en geotextil, bajo relleno reforzado, una para la ciudad de Valdivia y otra para Punta Arenas. Estas serán realizadas mediante un software para resolver problemas geotécnicos mediante el Método de Elementos Finitos (FEM). Los datos de la investigación son otorgados por la empresa “M.A.H.S Servicios de Ingeniería Civil – Mecánica de Suelos” dedicada al rubro de estudios geotécnicos en el Sur de Chile. El objetivo principal será evaluar la prefactibilidad del sistema en función de los desplazamientos y deformaciones, bajo condiciones de suelos poco competentes. A su vez, el sistema estará sometido a una carga estática de 1,00 [kg/cm<sup>2</sup>] y a una carga sísmica, basada en el registro de aceleraciones del Terremoto del Maule, ocurrido el 27 de Febrero del 2010.

Finalmente, los resultados son discutidos considerando los desplazamientos y deformaciones máximos permisibles, concluyendo finalmente con la aceptación o rechazo de estos mismos. A su vez, se desarrollarán recomendaciones para futuros estudios mediante modelos constitutivos alternos, los cuales pueden otorgar un análisis más aproximado a los resultados reales, considerando que durante esta investigación sólo se logrará realizar un análisis de primer orden sobre el comportamiento del sistema.

## 1.4 Estructuración de la Memoria

La presente memoria se divide en 8 capítulos. Una breve descripción se presenta a continuación:

- *Introducción:* Se presenta la motivación, los objetivos planteados, el planteamiento del problema general y los alcances de investigación.
- *Marco Teórico:* Se describe de manera general los suelos de bajas competencias geomecánicas, los sistemas de fundación para abordar estos suelos y las limitaciones de acuerdo a los desplazamientos máximos tolerables según normativa.
- *Pilas de Gravas Envueltas en Geotextil. Estado del Arte y Fundamentación Teórica:* Se describe la tecnología de Pilas de Grava Envueltas en Geotextil, los métodos de construcción y emplazamientos, modelos de representación, ventajas y alcances de la tecnología y geotextiles de uso estructural.
- *Software Geotécnico. Fundamentos Teóricos de Modelación:* Se describe las características generales de la herramienta computacional que aborda el problema, el uso del Método de Elementos Finitos (FEM), la fundamentación científica de análisis, los modelos constitutivos de materiales y los modelos de análisis numéricos presentes en el programa.
- *Antecedentes Generales de las Zonas de Estudio:* Se caracteriza de forma global los suelos pertenecientes al Sur de Chile, y de manera específica el suelo fundable de Valdivia y Punta Arenas.
- *Metodología de Trabajo:* Se describe el planteamiento del problema específico, las hipótesis de trabajo, el sistema de fundación propuesto en conjunto con la estratigrafía y los parámetros intrínsecos. De igual forma, se construye el modelo genérico en base a un análisis numérico compatible, se describe el modelo constitutivo a utilizar, la selección de geotextiles y los parámetros de amortiguamiento dinámico.
- *Modelación en Software Geotécnico. Descripción y Análisis de Resultados:* Se detalla la geometría en el modelo, las condiciones iniciales y de borde y las etapas de cálculo propuestas. Se añade el nexo con los resultados de los modelos. Se finaliza con la aceptación o rechazo de los resultados en función de los parámetros máximos tolerables.
- *Discusión y Conclusiones:* Se discute en función de los resultados obtenidos, el análisis comparativo realizado y se concluye con futuros lineamientos de investigación que puedan ahondar en el estudio de esta tecnología.

## **CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO**

## 2.1 Suelos de Bajas Competencias Geomecánicas

Se define como suelo de bajas competencias geomecánicas a todo aquel que presente singularidad en su comportamiento mecánico. Debido a esto, existen diversos tipos de formaciones y depósitos los cuales pueden ser denominados como suelos de bajas competencias. Se distinguen tres grandes categorías para clasificar a estos tipos de suelos, las cuales son, suelos orgánicos, suelos colapsables y suelos expansivos.

### 2.1.1 Caracterización de Suelos Orgánicos

Los suelos orgánicos son aquellos que contienen una cantidad significativa de material orgánica en su composición, superior al 20% derivada de restos vegetales (Huat *et al.*, 2014). Los suelos orgánicos presentan en su estructura fibras vegetales provenientes de hojas, tallos o raíces y en algunos casos, restos de origen animal. La constante acumulación de estos cuerpos sobre zonas húmedas o de aguas estancadas, provoca que finalmente la materia orgánica se descomponga y conforme así el depósito de suelo blando.

Uno de los tipos de suelos orgánicos más típicos es el suelo tipo turba. Las turberas son suelos orgánicos de tipo humedales, formados por acumulación intensa de materia orgánica sobre superficies con gran contenido de agua retenida. Estos presentan un alto contenido de material orgánica (superior al 75%) y se constituyen como depósitos de suelo no consolidados.

La clasificación de suelos orgánicos en la ingeniería geotécnica varía dependiendo directamente de su contenido de materia orgánica. La norma ASTM D4427-13 describe una tabla (Ver Tabla 1) la cual presenta la clasificación de suelos orgánicos.

**Tabla 1.** Clasificación de Suelos Orgánicos. **Fuente:** ASTM D4427-13.

Tipo de Suelo	Descripción	Contenido Orgánico [%]
Arcilla, limo o arena	Levemente orgánico	2-20
Suelo orgánico	-	25-75
Turba	-	>75

Geotécnicamente, los suelos orgánicos presentan las siguientes características (Mardones, 2016):

- Alto contenido de humedad natural (200 a 300 [%]).

- Alta compresibilidad.
- Resistencias al corte inferiores a 0,05 [kg/cm<sup>2</sup>].
- Alto grado de variabilidad espacial.
- Suelos generalmente heterogéneos, sin consistencia ni regularidad en su composición.
- Largos procesos de consolidación.
- Alta permeabilidad comparado a la arcilla común.

### 2.1.2 Caracterización de Suelos Colapsables

Cualquiera sea el tipo de estructura de suelo en cuestión, siempre es posible determinar vínculos o fuerzas que unen una partícula de otra. En algunos casos, las partículas están unidas unas de otras por contacto directo, mientras que en otros se mantienen unidas por efectos de capilaridad o por vínculos fisicoquímicos. Si la estructura general se encuentra en un estado de equilibrio y fuerzas externas disminuyen o anulan las fuerzas que mantienen el reposo, el sistema pasará a buscar un nuevo estado de equilibrio. Durante este proceso, se puede provocar o no, un cambio en la estructura del cuerpo. Esto depende directamente de la magnitud a la cual fue cargada la estructura y al estado tensional existente entre los vínculos de las partículas. Si el nuevo estado tensional provocado por la fuerza externa es superior a la resistencia que tiene la estructura, las partículas cambiarán de posición, derivando en algunos casos en el colapso del cuerpo (Hermosilla, 2007).

Dudley (1970), describe que el mecanismo de colapso para cualquier tipo de suelo, ocurre siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- La estructura del suelo deberá tener ciertas características, de tal modo que se tienda a la ocurrencia de dicho fenómeno.
- Las partículas estarán unidas entre sí por fuerzas o materiales cementantes que son susceptibles a ser anulados o reducidos cuando aumenta el contenido de humedad en su estructura.
- Cuando el soporte del punto anterior es reducido o anulado, las partículas tienden a rodar o deslizarse, por una pérdida de resistencia al corte.

Los suelos de tipo colapsables no están directamente relacionados con el tipo de suelo, sino más bien con las características o fenómenos físicos que propician la ocurrencia del evento. De esta

forma, varios autores definen el potencial de colapso en los suelos, en función de variables cualitativas y físicas de estos. La Tabla 2 describe los principales criterios de identificación del colapso según parámetros físicos.

**Tabla 2.** Descripción de los Criterios de Identificación del Colapso. **Fuente:** Das, 2010.

Investigador	Descripción del criterio
Denisov 1951	<p>Coeficiente de Hundimiento</p> $K = \frac{\text{Relación de vacíos en el Límite Líquido}}{\text{Relación de Vacíos Natural}}$ <p>Con K: 0,50 – 0,75 muy colapsable. Con K: 1,00 o superior, no colapsable.</p>
Cleveger 1985	<p>Si la densidad seca es menor que 12,60 [kN/m<sup>3</sup>], el asentamiento será grande, mientras que si la densidad seca es mayor a 14,00 [kN/m<sup>3</sup>], el asentamiento será pequeño.</p>
Priklonski 1952	$KD = \frac{\text{Contenido de agua natural} - \text{Límite Plástico}}{\text{Índice de Plasticidad}}$ <p>Con KD &lt; 0,00 suelo muy colapsable. Con KD &gt; 5,00 Suelo no colapsable. Con KD &gt; 1,00 Suelo expansivo</p>
Gibbs 1961	<p>Razón de Colapso</p> $R = \frac{\text{Contenido de humedad en saturación}}{\text{Límite líquido}}$ <p>Si es mayor a 1, el suelo colapsa.</p>
Código Soviético 1962	$L = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}$ <p>Donde e<sub>0</sub> es la relación de vacíos natural y e<sub>L</sub> la relación de vacíos en el Límite Líquido. Para un grado de saturación menor que 0,60 y L &gt; 0,10, se trata de un suelo colapsable.</p>
Feda 1964	$KL = \frac{W_0}{S} - \frac{L_p}{I_p}$ <p>Donde W<sub>0</sub> es la humedad natural del suelo, L<sub>p</sub> el Límite Plástico y I<sub>p</sub> el Límite Líquido. S es el grado de saturación del suelo. Para S = 1,00 y con KL &gt; 0,85, se trata de un suelo que puede hundirse o colapsar.</p>

A su vez, el ensayo normativo que permite estimar la variación de la relación de vacíos de un suelo al ser inundado bajo presión de carga, es la ASTM 5333/03, la cual permite realizar una estimación real del potencial de colapso de una estructura de suelo.

### 2.1.3 Caracterización de Suelos Expansivos

Muchas arcillas plásticas se hinchan considerablemente cuando se agrega agua, y luego se contraen cuando la pierden. Este es el fenómeno conocido como expansión y se relaciona principalmente

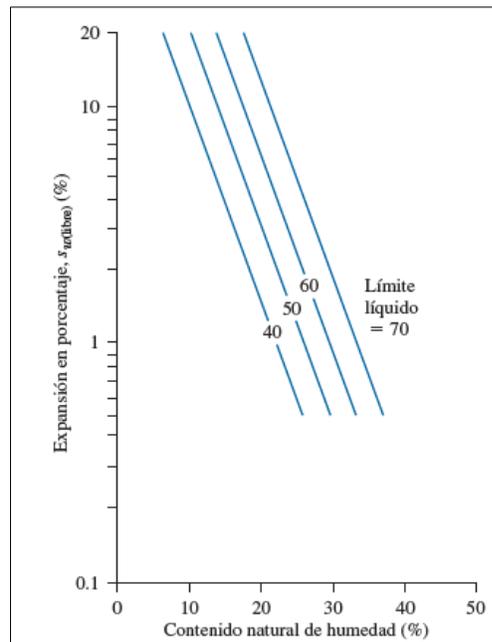
con arcillas de alta plasticidad. Para estudiar la magnitud de la expansión posible en una arcilla, se realizan simples pruebas de laboratorio con un odómetro en muestras inalteradas. Dos pruebas comunes son la prueba de expansión sin restricciones y la prueba de presión de expansión (Das, 2010).

La prueba de expansión sin restricción consiste en someter una probeta de muestra inalterada de arcilla plástica a un ensayo odométrico. La sobre carga añadida no debe superar los 6,90 [kN/m<sup>2</sup>]. Luego de esto, se añade agua a la muestra y se mide la expansión en altura, hasta que alcance el punto de equilibrio. Luego, se estima el porcentaje de expansión libre como:

$$S(\%) = \frac{\Delta H}{H} \cdot (100) \tag{Ec. 1}$$

Donde H es la altura original de la muestra y  $\Delta H$  el desplazamiento medido.

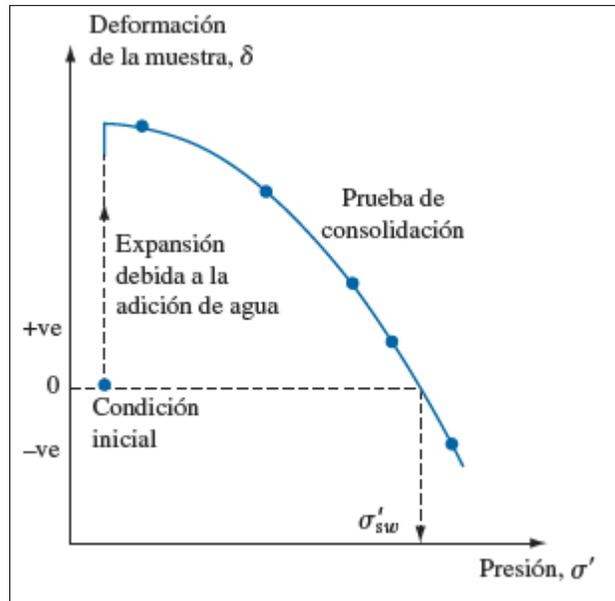
Luego de realizar una serie de pruebas de expansión, Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) determinaron una relación para determinar el porcentaje de expansión libre en función del límite líquido y el porcentaje de humedad, tal como se ve en la figura (Ver Ilustración 1).



**Ilustración 1.** Expansión en Función del Límite Líquido. **Fuente:** Das, 2010.

Mientras que la prueba de presión de expansión, puede ser determinada mediante un ensayo de consolidación o uno de volumen constante (Das, 2010). Mediante un ensayo odométrico, se realiza

la consolidación de una muestra de arcilla plástica. Se somete la probeta a una carga similar a la prueba de expansión sin restricción, se agrega agua y se verifica la expansión de la muestra. Una vez equilibrada, se registra el cambio de volumen. Luego, se agregan cargas consecutivas y se consolida la muestra. La típica curva de consolidación en el diagrama de deformación ( $\delta$ ) v/s tensión logarítmica ( $\log \sigma'$ ), cruza la línea horizontal de la condición inicial (Ver Ilustración 2). La presión correspondiente a ese punto será entonces la presión de expansión cero  $\sigma'_{sw}$ .



**Ilustración 2.** Presión de Expansión Cero en Diagrama Deformación v/s Tensión Logarítmica. **Fuente:** Das, 2010.

#### 2.1.4 Descripción de Suelos de Bajas Competencias según Normativa Chilena Vigente

La Norma Chilena NCh433 Of 09 y el Decreto Supremo DS N°61 (Instituto Nacional de Normalización, 2012), describen a los suelos de bajas competencias como aquellos que requieren estudios especiales de amplificación de acuerdo a sus particulares características. A su vez, caracterizan a estos con la siguiente descripción:

- Suelos potencialmente licuables, entendiéndose por ellos arenas, arenas limosas o limos, saturados, con índice de penetración estándar  $N_1$  menor que 20,00 [golpes/pie] (normalizado a una presión efectiva de sobre carga de 0,10 [MPa]).
- Suelos susceptibles de densificación por vibración.
- Suelos colapsables.
- Suelos orgánicos.

- Suelos finos saturados con  $L_L > 80,00$  y espesor mayor a 20,00 [m].
- Suelos finos saturados de sensibilidad mayor a 10,00.

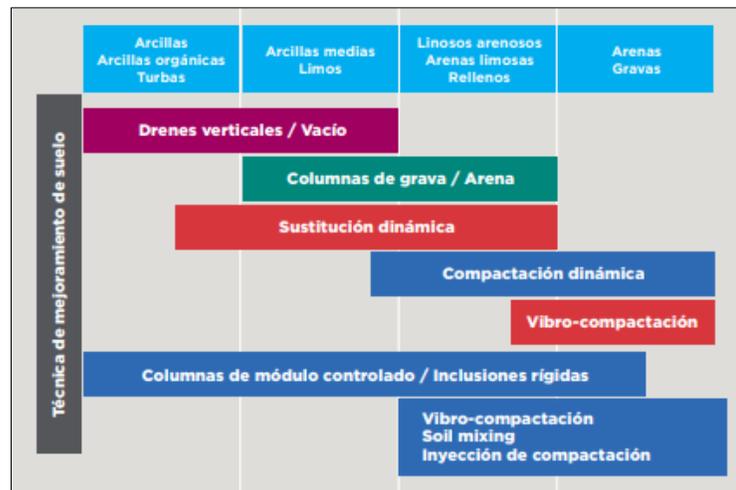
Donde  $L_L$  es el Límite Líquido y la sensibilidad se refiere a la razón entre la resistencia a compresión de una muestra de suelo alterada y la misma pero inalterada, tal como muestra la siguiente ecuación.

$$S_t = \frac{q_{u \text{ remodelado}}}{q_{u \text{ inalterado}}} \quad (\text{Ec. 2})$$

Finalmente, estos suelos son categorizados como Tipo F, clasificando como aquellos con más bajas competencias, los cuales requieren de estudios especiales.

## 2.2 Sistemas de Fundación en Suelos de Bajas Competencias

En la actualidad, múltiples técnicas han sido utilizadas para mejorar las características del suelo a partir de su condición inicial. El mejoramiento puede ser desarrollado tanto para permitir la construcción de una obra como para dar solución permanente sobre su estabilidad de emplazamiento. En general, las características del suelo que buscan ser mejoradas son la rigidez, la resistencia, la velocidad de consolidación, el asentamiento y desplazamiento frente a cargas sísmicas, la reducción del hinchamiento, la mitigación del colapso y licuefacción, aumento de permeabilidad, entre otras.



**Ilustración 3.** Técnicas de Mejoramiento de Suelos. **Fuente:** Avaria, 2018.

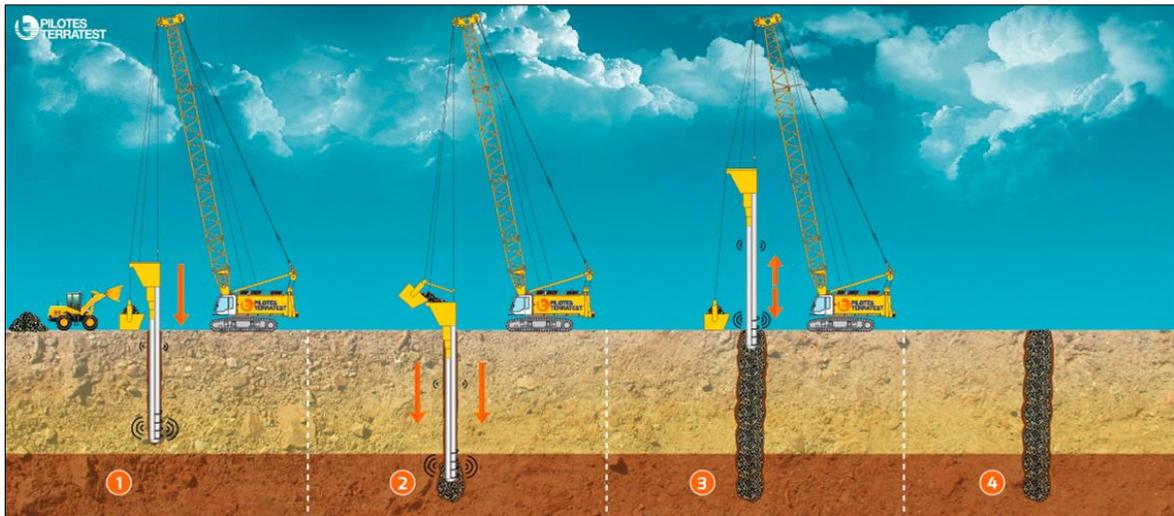
En Chile se ha aplicado una gran variedad de técnicas para abordar los suelos blandos, siendo las más aplicadas hasta ahora las pilas de gravas, el Jet Grouting, la compactación dinámica y los drenes verticales.

### 2.2.1 Pilas de Grava

Las pilas de gravas se constituyen como un sistema de fundación profunda, el cual ha tenido resultados positivos como mejoramiento parcial de suelos blandos, altamente compresibles y de bajas competencias geomecánicas. Estas reemplazan parte del suelo blando nativo por un suelo granular competente. Esta intervención le permite al suelo aumentar significativamente su capacidad portante, haciéndolo atractivo para montar obras de cualquier tipo. Geotécnicamente, se reducen considerablemente los asentamientos tanto diferenciales como absolutos, se acelera el proceso de consolidación en suelos finos cohesivos y se logra disipar en gran parte el exceso de presión de poros presente en suelos no drenados. A su vez, la disipación del agua mitiga considerablemente la licuefacción, fenómeno que se caracteriza por ser una reacción del suelo ante eventos sísmicos, en la cual, la masa del suelo blando, con grandes cantidades de agua en su estructura, pasa a comportarse como un gran líquido viscoso en movimiento.

Existen dos tipos de montaje de las columnas de grava: por Vibro Sustitución o por Sistema GeoPier.

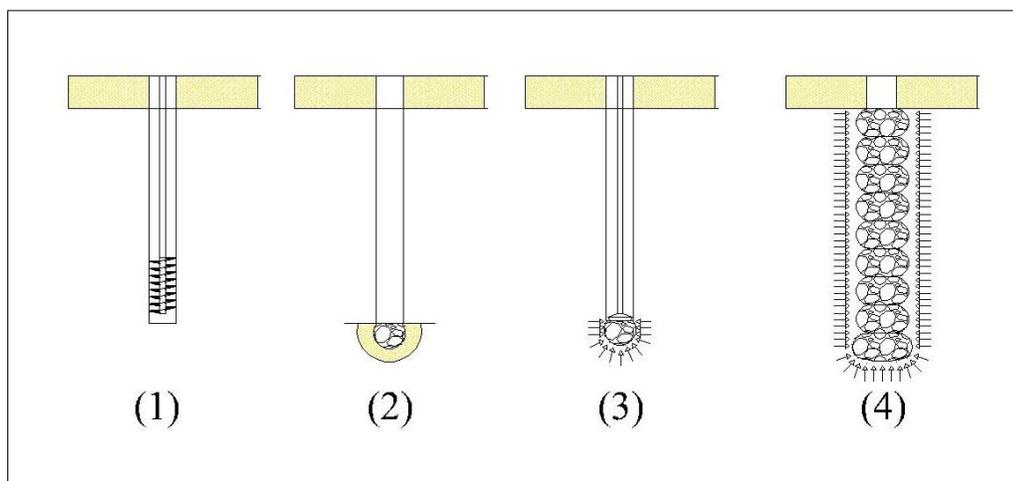
Las columnas de grava montadas por sistemas de vibro sustitución se aplican para casos de suelos granulares menores, con poca cohesión y donde exista alto riesgo de licuefacción. El método consiste en la perforación del suelo mediante tubos acoplados (de largos no mayores a 40,00 [cm]) con un motor excéntrico en su punta. Este, alimentado de agua a presión y por su mismo peso propio, se introduce por vibración en las capas del suelo granular. A una profundidad total deseada, este comienza a ensanchar la perforación, de tal manera de que el espacio anular creado entre el terreno y el vibrador, sea suficientemente grande como para permitir el paso del material de relleno. Luego, el mismo vibrador es acomodado para dar paso a la grava que cae por gravedad hacia el interior de la perforación. La pila se rellena por etapas, de tal forma de que el material caído debe formar capas de 40,00 a 50,00 [cm] de espesor y luego ser compactadas (Ver Ilustración 4).



**Ilustración 4.** Montaje de Pilas de Grava por Vibro Sustitución. **Fuente:** Terratest, 2015.

En tanto, el montaje de pilas de gravas en suelos finos cohesivos, como limos y arcillas, se realiza por el sistema conocido como Geopier. Este consiste en realizar una perforación en el suelo, y rellenar con material granular por etapas. Estas a su vez son compactadas por un martillete hidráulico lo cual, por las condiciones del suelo adyacente, les permite crear un bulbo de interacción, formándose así una densificación del suelo adyacente para cada capa construida (Ver Ilustración 5).

De acuerdo a esto, será el tipo de suelo y las condiciones de este lo que defina el mejor método de instalación para el sistema fundación compuesto de pilas de gravas.



**Ilustración 5.** Sistema de Montaje Geopier. **Fuente:** Propia, 2019.

Las pilas de gravas son diseñadas para mejorar la condición del suelo, de tal forma de que se densifique la matriz de suelo adyacente a la pila y se genere una atracción de los esfuerzos cortantes. El Manual de Carreteras, Volumen III, Capítulo 3.10, define un modelo de análisis estático y dinámico para pilas de gravas de sección rectangular y circular. En este se establecen las ecuaciones necesarias para verificar la capacidad de carga axial y lateral de la pila, el deslizamiento en la base, la interacción entre pilas y las solicitaciones sísmicas.

### 2.2.2 Jet Grouting

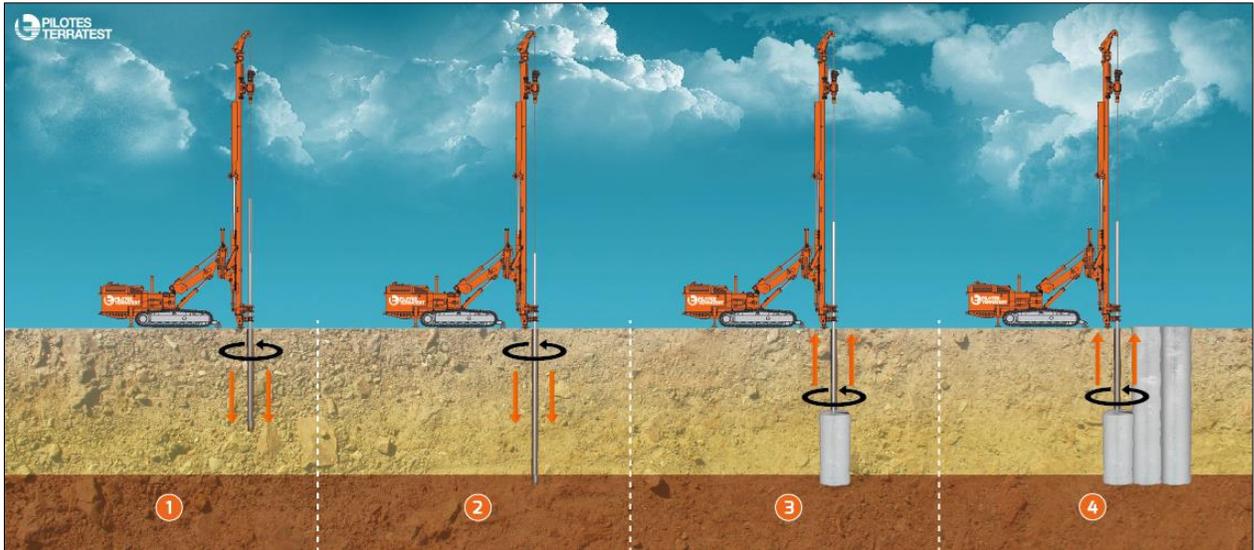
Jet Grouning es una tecnología que utiliza la inyección radial de fluidos, a muy alta velocidad, para desagregar (erosionar) el terreno, sustituyendo parcialmente el material erosionado y mezclándolo con un agente de cementación para formar un nuevo material (Fernández, 2016). El fluido generalmente es de lechada de cemento, el cual es inyectado a presiones mayores a 450,00 [bar]. La idea principal es romper la estructura de suelo y conformar un conglomerado estructural entre suelo y cemento.

El proceso constructivo típico de una columna Jet Grouting, tiene los siguientes pasos (Terratest, 2015):

- Perforación en una pasada hasta la cota de fondo del tratamiento.
- Inicio de inyección rotatoria. Se inyecta el fluido y se extrae paulatinamente la varilla de perforación. La velocidad de extracción e inyección es controlada por sensores, esto para lograr un diámetro deseado.
- Se montan una serie de columnas, las cuales pueden estar solapadas o no.

A su vez, existen distintos tipos de inyección, las cuales son generalmente combinación de lechada y aire.

El sistema presenta diversas prestaciones, desde sistemas de fundación profunda, como también estructuras de contención, barrera hidráulica y socalzado de estructuras y recalce. Además, una de las grandes ventajas que tiene el sistema es que puede ser aplicado a todo rango de suelos, desde las gravas hasta las arcillas.



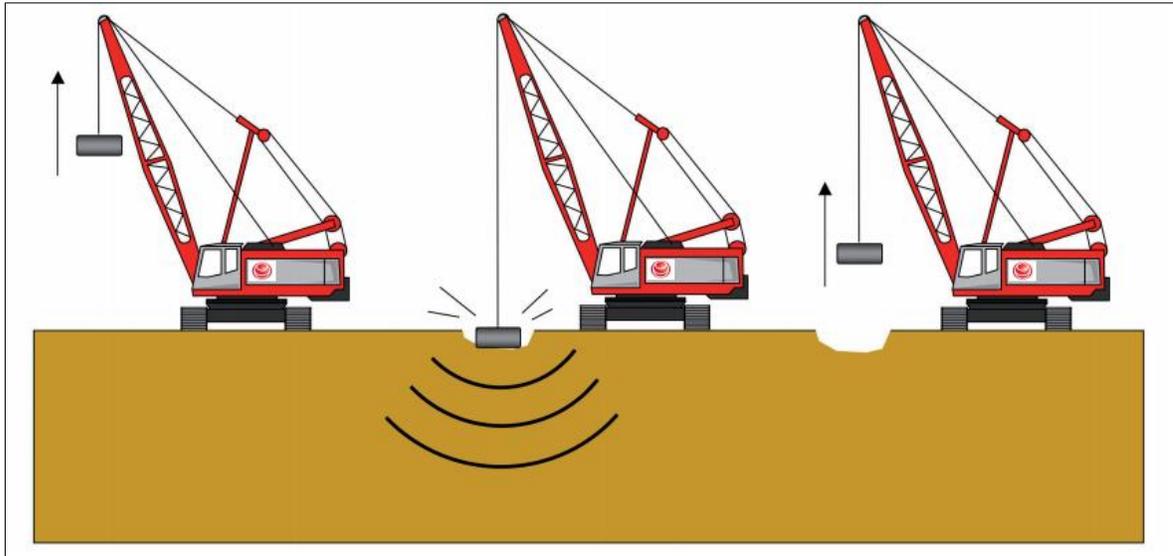
**Ilustración 6.** Tecnología Jet Grouting. **Fuente:** Terratest, 2015.

### 2.2.3 Compactación Dinámica

El método de compactación dinámica permite densificar los suelos a gran profundidad mediante impactos de gran energía producidos por la caída de una masa sobre la superficie (Menard, 2016). En la práctica, el método consiste en dejar caer una masa de peso 10,00 a 35,00 [T] desde una altura de 10,00 a 30,00 [m]. Los impactos se repiten en función de los requerimientos de densificación que se necesiten y también son dependientes de las condiciones del suelo tratado. Generalmente, el uso de este método es aplicable a suelos granulares.

Mientras se compacta el suelo, se distinguen dos efectos:

- Un primer efecto de densificación instantánea, imperante en la mayoría de las aplicaciones prácticas, el cual se produce por la reducción inmediata del índice de vacíos del suelo.
- El segundo efecto es denominado como diferido, y ocurre en casos de suelos saturados. Supone un aumento de las tensiones intersticiales del suelo. Este efecto puede provocar efectos de licuefacción local. A medida que se disipa la sobre presión intersticial, el cuerpo de suelo pasa a un estado de reestructuración, en el cual sus partículas se acomodan en un estado más denso.



**Ilustración 7.** Proceso de Compactación Dinámica. **Fuente:** Menard, 2016.

#### 2.2.4 Drenes Verticales

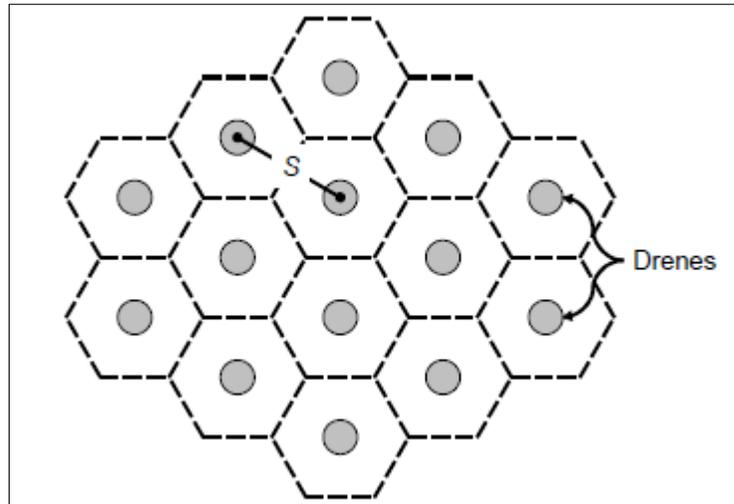
Los drenes verticales son estructuras de suelo compuestas de arena o material prefabricado (cartón o plástico). Los de arena presentan mayor ventaja, ya que son más eficientes y contribuyen en cierta medida a reforzar el suelo y a uniformar su compresibilidad. Sin embargo, drenes verticales prefabricados pueden ser útiles en suelos en los que no se pueden realizar perforaciones estables. Una de los principales requisitos del sistema constructivo, es que este evite en todo lo posible el remoldeo de suelo circundante, ya que este efecto tiende a reducir la permeabilidad y aumentar la compresibilidad del suelo (Auvinet y Rodríguez, 2012).

Los suelos tratados con drenes se recubren con una capa drenante de 0,50 a 1,00 [m] de espesor aproximadamente. Estos son montados previo al mejoramiento mediante drenes. A su vez, debe preverse el drenaje de esta capa hacia cárcamos de bombeo lateral, los cuales se encarguen de transportar el agua disipada. Para evitar la mezcla entre esta capa drenante y el suelo fino o blando que subyace, es necesario apoyarla en una cama de material geotextil o geomalla.

Las hipótesis de diseño se basan en lo descrito por Barron *et al.*, (1948) y son las siguientes:

- Las cargas verticales se transmiten inicialmente por el agua y generan un incremento en la presión de poros.
- Los esfuerzos de compresión desarrollados en la masa de suelo ocurren en dirección vertical.

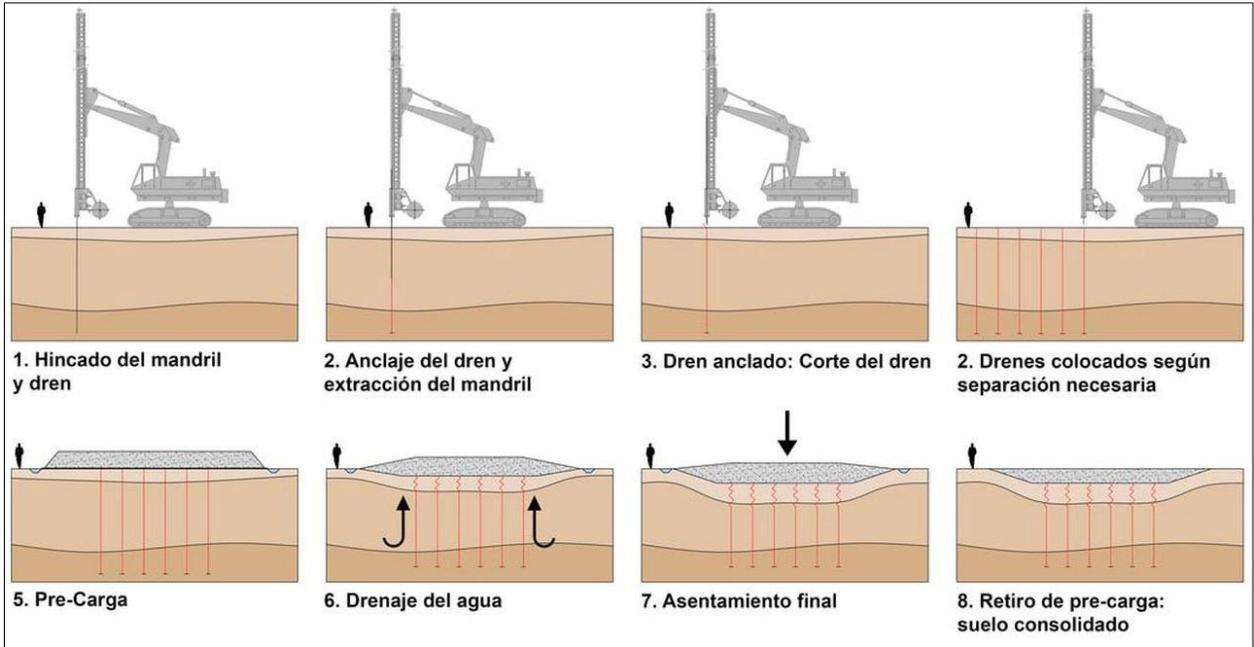
- Los drenes están acomodados en una retícula de la siguiente forma.



**Ilustración 8.** Retícula de Drenes Verticales. **Fuente:** Auvinet y Rodriguez, 2012.

- El área de influencia de cada celda es circular.
- La distribución de la carga es uniforme en cada celda.
- La presión de poro inicial ( $e_0$ ) es uniforme en toda la masa de suelo, para tiempo  $t = 0,00$  [s].
- La presión de poro es nula en la superficie del dren y en la frontera horizontal superior de la masa de suelo cuando  $t > 0,00$  [s].

Por otra parte, es recomendado agregar una sobre carga momentánea sobre la capa drenante, ya que esto permite consolidar el suelo en un tiempo determinado, considerando la ventaja otorgada por los drenes verticales. La ilustración 9 muestra el proceso constructivo de los drenes, acompañado de un proceso de consolidación producto de un terraplén y sobre carga montada. Esta acción es conocida como la precarga de suelos no drenados, y tiene bastante auge en los suelos cohesivos del país.



**Ilustración 9.** Drenes Verticales más Acción de Precarga. **Fuente:** Geo Drenes, 2015.

Los drenes verticales tienen gran prestación en suelos finos cohesivos, orgánicos y tipo turbas. Permiten controlar eficientemente los asentamientos y densificar considerablemente el suelo. Sin embargo, una de las mayores desventajas del sistema, es el tiempo requerido para drenar el suelo bajo condiciones de pre carga, ya que este proceso puede tardar como mínimo seis meses (dependiente de las condiciones y tipo de suelo), lo cual puede provocar retrasos importantes en los proyectos de fundación y para el transcurso general de la obra.

### 2.3 Desplazamientos Tolerables en Fundaciones Profundas

Para sistemas de fundación profunda, los desplazamientos axiales o laterales deben ser debidamente calculados y determinados por el ingeniero civil a cargo de cada proyecto. Los resultados deben ser consistentes de acuerdo a los efectos que pueden producir sobre la estructura, movimientos no aceptables en la fundación de esta. El ingeniero debe estimar un criterio de aceptación de acuerdo al tipo de obra montada, ya que no es lo mismo limitar desplazamientos verticales u horizontales para una obra de sostenimiento, que para la base de fundación de un edificio. Además, el criterio debe ser consistente con la vida útil del proyecto y las condiciones del suelo subyacente (AASHTO, 2002).

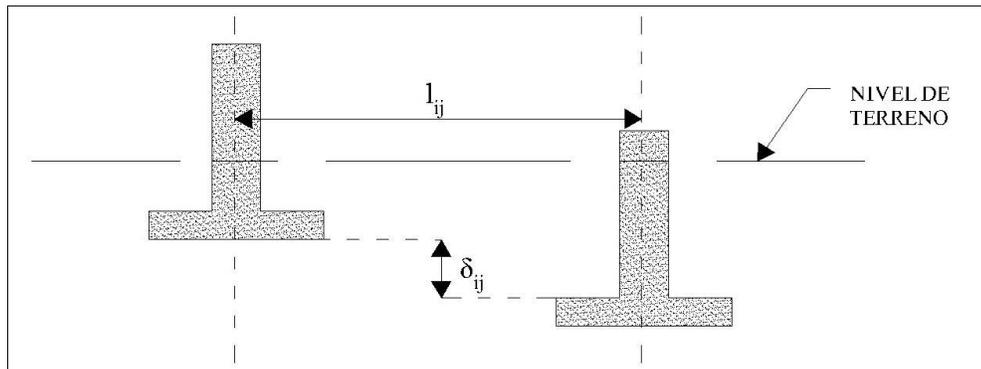
La AASHTO (2002) define que para fundaciones superficiales, se debe tomar como recomendación los siguientes límites de desplazamientos verticales y horizontales (Ver Tabla 3).

**Tabla 3.** Desplazamientos Tolerables Según Normativa Estadounidense. **Fuente:** AASHTO, 2002.

Desplazamiento	Parámetro	Restricción
Vertical (Asentamiento diferencial)	Distorsión Angular ( $\beta$ )	$\leq 0,004$
Horizontal	Desplazamiento Horizontal ( $\delta_h$ )	Aprox. 38,00 [mm]

Donde, la Distorsión Angular ( $\beta$ ) es un parámetro que mide la diferencia angular sobre asentamientos de fundaciones aisladas, conectadas a un elemento estructural continuo (Ver Ilustración 10). Este parámetro es calculado como:

$$\beta = \frac{\delta_{ij}}{l_{ij}} \tag{Ec. 3}$$



**Ilustración 10.** Distorsión Angular. **Fuente:** Propia, 2019.

En tanto, para fundaciones profundas, la normativa establece que se sigan las mismas recomendaciones que para fundaciones superficiales, siempre y cuando no se ignoren las condiciones que desde el diseño diferencian el cálculo de ambos tipos de fundaciones.

A su vez, la Normativa Chilena NCh 433 Of.09 y el Decreto Supremo DS N°61 sobre el Diseño Sísmico de Edificios, establece un límite de desplazamientos horizontales sólo para estructuras o edificios, no estableciendo así una condición particular para evaluar desplazamientos tolerables en fundaciones profundas. Esta normativa establece que el desplazamiento horizontal máximo

permitido entre dos pisos consecutivos, será igual al 0,20 [%] de la altura entre ellos, medidos desde el centro de gravedad de los diafragmas rígidos de cada uno. En tanto, para la medición en cualquier punto, es permitido un límite de 0,10 [%] de la altura entre pisos consecutivos (Instituto Nacional de Normalización, 2012).

2.3.1 Criterios Universales sobre Asentamientos y Desplazamientos Tolerables

Otras normativas y científicos postulan diferentes estados límites de serviciabilidad, de acuerdo a los desplazamientos máximos tolerables para fundaciones. Skempton y McDonald (1956) establecieron estados límites para asentamientos absolutos y diferenciales. Estos valores fueron determinados a partir de un estudio sobre 98 edificios, evaluando los daños producidos por los asentamientos en sus fundaciones. Se logró establecer tentativamente los siguientes límites.

**Tabla 4.** Asentamientos Máximos Permisibles Según Literatura. **Fuente:** Skempton. y McDonald, 1956.

<b>Asentamiento máximo</b>	<b>[mm]</b>
Arenas	32,00
Arcilla	45,00
<b>Asentamiento diferencial máximo</b>	<b>[mm]</b>
Fundación Aislada en Arena	51,00
Fundación Aislada en Arcilla	76,00
<b>Distorsión Angular Máxima <math>\beta</math></b>	1/300

El Código de Construcción de Edificios de la Unión Soviética, establece las siguientes restricciones con respecto al valor máximo de desplazamiento horizontal.

**Tabla 5.** Desplazamientos Horizontales Tolerables en Fundaciones Según el Código Soviético de Edificación. **Fuente:** Das, 2010.

<b>Caso / Restricción</b>	<b>Para Arenas</b>	<b>Para Arcillas</b>
$\frac{B}{H} \leq 3,00$	0,0003B	0,0004B
$\frac{B}{H} \geq 5,00$	0,0005B	0,0007B

Donde B es el lado menor de la fundación vista en planta y H es la altura del edificio montado.

El Código de Especificaciones para el Diseño de Puentes y Carreteras de Japón (Kyōkai, 2002), establece que el desplazamiento horizontal máximo de un pilote o pila, en la parte superior, no debe ser mayor al 1,00 [%] de su diámetro o 15,00 [mm]. Sin embargo, una reciente investigación realizada por Shirato *et al.*, (2009) proponen una modificación a las restricciones propuestas por el código japonés. Estas se basan en el estudio directo de fundaciones profundas, en la cual analizan el estado límite de deformación elástica, a través de las curvas de carga v/s desplazamiento. Luego de interpretar múltiples ensayos sometidos tanto a cargas estáticas como dinámicas, los investigadores señalan que los desplazamientos máximos en el límite elástico, varían en promedio entre un 4,00 [%] a 6,00 [%] del diámetro de la pila, con un coeficiente de variación (desviación estándar entre el promedio de los datos) entre un 40,00 % a 55,00 [%]. Con estos resultados proponen una modificación al código japonés, donde se establezca un nuevo estado límite sobre movimientos horizontales a nivel de superficie. Señalan que un diseño correcto puede tolerar un desplazamiento máximo entre el rango de un 2,00 [%] a un 4,00 [%] del diámetro de la pila.

Bjerrum y Lo (1963) proponen una restricción para la distorsión angular ( $\beta$ ), la cual establece un límite máximo de 1/500 como límite de seguridad en construcciones donde no se permiten fisuraciones.

La tabla 6 muestra un resumen sobre los desplazamientos máximos tolerables vistos anteriormente.

**Tabla 6.** Resumen de Desplazamientos Máximos Tolerables. **Fuente:** Propia, 2019.

Norma o Estudio	Desplazamientos Máximos Tolerables	
	Horizontal	Vertical
AASHTO (2002)	38,00 [mm]	$\beta \leq 0,004$
NCh 433 Of. 09 Mod. DS N°61	0,20% · Altura entre piso* 0,10% · Altura entre piso**	-
Bjerrum (1963)	-	$\beta \leq 0,002$
Skempton & McDonald (1956)	-	$\beta \leq 0,003$
Skempton & McDonald (1956) [Arena]	-	32,00 [mm]
Skempton & McDonald (1956) [Arcilla]	-	45,00 [mm]
Japan Road Association (2002)	1,00 % $d_{pila}$ o 15,00 [mm]	-
Shirato <i>et al.</i> (2009)	2,00 % $d_{pila}$ – 4,00% $d_{pila}$	-

\* h medido desde el centro de gravedad de las losas o diafragmas rígidos; \*\* h medido desde cualquier punto de las losas o diafragmas rígidos.

**CAPÍTULO 3. PILAS DE GRAVAS ENVUELTAS EN  
GEOTEXTIL; ESTADO DEL ARTE Y FUNDAMENTACIÓN  
TEÓRICA**

### 3.1 Columnas de Grava Envueltas en Geotextil

El diseño y construcción de pilas de gravas o arenas en suelos de bajas competencias geomecánicas, ha sido altamente implementado y bien desarrollado. Sin embargo, el uso de esta técnica en suelos muy blandos es limitado, debido a que la tensión radial provocada desde el interior de la pila hacia el suelo blando, generalmente excede el soporte horizontal del suelo adyacente, provocando una inestabilidad global en el sistema de fundación. Por lo tanto, es recomendado usar pilas de gravas ordinarias en suelos con resistencias no drenadas ( $S_u$ ) mayores a  $0,15 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$  (Alexiew *et al.*, 2005). Bajo la necesidad de fundar en suelos con resistencias menores, nace el sistema de fundación en base a columnas de grava envueltas en geotextil.

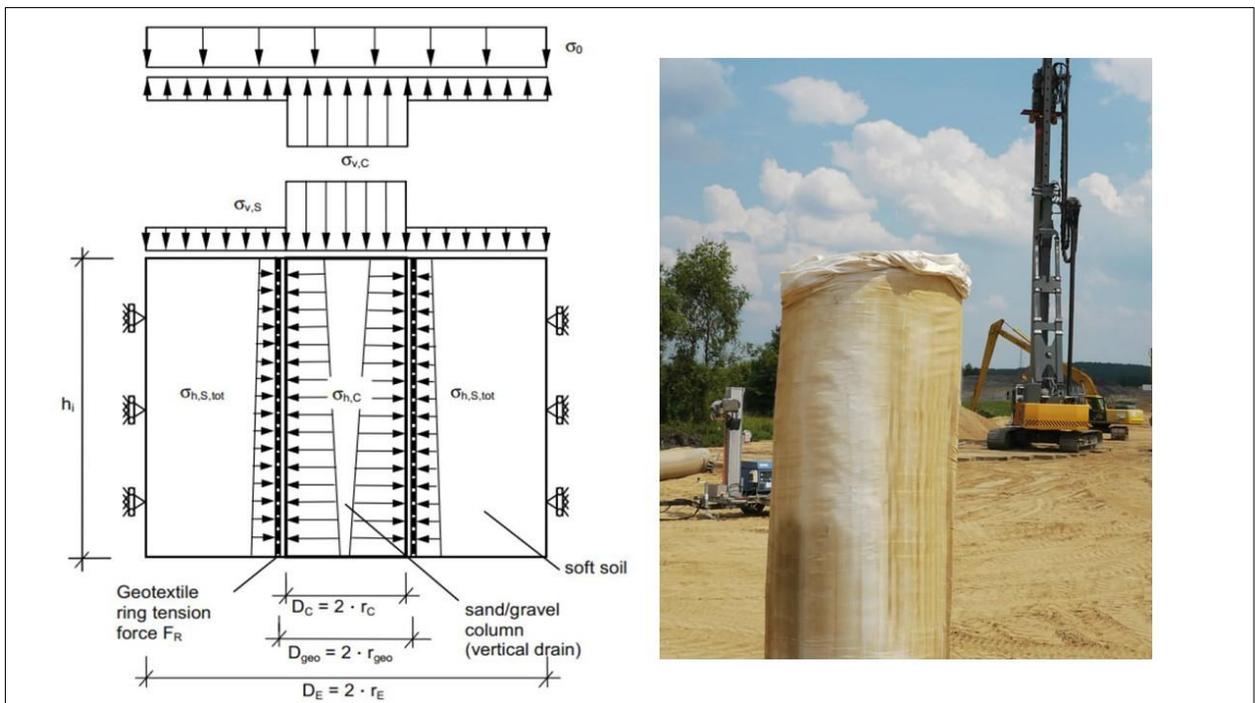
El sistema otorga las características necesarias para fundar en suelos de muy bajas competencias, bajo los  $0,15 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ . El uso de un geotextil como material envolvente de la pila, provee del suficiente soporte horizontal, de tal manera que las tensiones radiales provocadas desde el interior de la columna, son contrastadas con el soporte lateral del revestimiento sintético, apoyado del confinamiento del suelo adyacente. Además de generar la suficiente estabilidad, el soporte geosintético permite que las columnas sean capaces de soportar tanto cargas axiales como horizontales, convirtiéndolo en un sistema de fundación muy atractivo para el desarrollo de obras con carga menor, en suelos de bajas competencias.

El principio de la tecnología es similar al de cualquier pila tradicional. Están diseñados para transmitir cargas de peso muerto y sobrecargas a suelos de mejores características geomecánicas. Como consecuencia, esta acción genera deformaciones radiales en el recubrimiento, la cual se suma a la deformación generada por el método de construcción, que usualmente está en el rango de un  $2,00$  a un  $5,00 \text{ [%]}$  de deformación horizontal (Alexiew *et al.*, 2005). Este fenómeno nos indica que el sistema no está libre de asentamientos, ya que la deformación radial induce un desplazamiento vertical en la cabeza de la pila. Sin embargo, esta característica es una de las principales ventajas sobre el resto de fundaciones profundas, ya que facilita asentamientos rápidos, que generalmente ocurren durante la etapa de construcción del sistema.

Van Impe (1986) fue uno de los pioneros sobre el cálculo y desarrollo de la tecnología. Este investigador propuso el uso de geotextil como revestimiento lateral en pilas de grava, para facilitar la disminución de tensiones horizontales y reducir el exceso de presión de poros en suelos no

drenados. A partir de ahí, múltiples análisis numéricos y desarrollos algebraicos han sido calculados, sin embargo, no fue sino hasta fines de la década de los 90' cuando se publicó el primer método algebraico para calcular y diseñar este sistema de fundación en función de las características que otorga el revestimiento geosintético y las particulares condiciones del suelo blando adyacente. Esta publicación fue realizada por Raithel y Kempfert (2000) y años más tarde es incluida al manual “Recomendaciones para el Diseño y Análisis de Estructuras de Suelo utilizando Refuerzo Geosintético (EBGEO)” de la Asociación Geotécnica Alemana (2011), como método normado y validado para la comunidad geotécnica Europea.

El modelo de análisis genérico creado por Raithel y Kempfert (2000) describe un análisis individual de pilas, donde se determinan asentamientos rápidos y la fuerza de tensión del geotextil. Para ello, se estudia el equilibrio de tensiones horizontales, la redistribución de la sobre carga vertical y las condiciones de borde. A su vez, se introduce el concepto de celda unitaria para representar la geometría de la pila (Ver Ilustración 11). Este método establece un coeficiente de relación entre el área de la columna y su área de influencia, el cual es determinante durante el proceso de cálculo y diseño del arreglo geométrico.

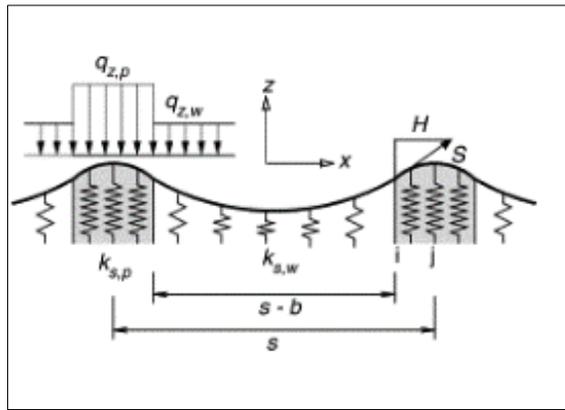


**Ilustración 11.** Modelo Analítico Sobre la Tecnología de Revestimiento Geosintético– Pila de Arena en Ejecución.

**Fuente:** Alexiew *et al.*, 2005 & Menard, 2018.

### 3.2 Principios Generales

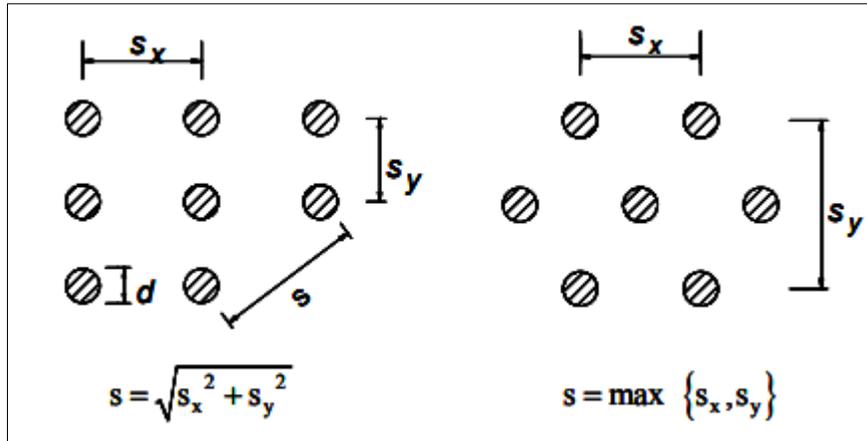
El esquema general describe un sistema compuesto de una columna gravosa o arenosa, excluyente de material fino, el cual es comúnmente revestido por un geotextil tipo Woven, con alto modulo elástico y bajo coeficiente Creep, lo que resulta en una alta capacidad drenante y bajas tensiones en el revestimiento. El geosintético envolvente determina el diámetro final de la columna y sirve de separador entre suelo blando y granular, lo que disminuye pérdidas del relleno y contaminación por material fino. Estas últimas características también permiten preservar la función drenante de cada columna (Almeida *et al.*, 2018).



**Ilustración 12.** Deformación de Arco entre Pilas. **Fuente:** Science-Direct, 2015.

A medida que se aumenta la rigidez en una pila producto del revestimiento geosintético, en la superficie ocurre un proceso denominado deformación de arco, debido al montaje de un geotextil horizontal envolvente sobre las cabezas de las pilas. Este fenómeno permite que la carga sobre el suelo blando disminuya considerablemente, formándose una deformación angular en el suelo concerniente a la separación entre cada pila, tal como se ve en la imagen (Ver Ilustración 12). Luego, la carga vertical transmitida desde la cabeza de la pila, genera tensiones radiales en ella, lo cual ocasiona un ensanchamiento del revestimiento lateral en distintos puntos de la pila. El ensanchamiento suele ser variable en su prolongación, sin embargo, su máximo valor lo alcanza generalmente a una profundidad de dos veces su diámetro (Hosseinpour *et al.*, 2014). A su vez, la cantidad de ondulaciones o puntos de cizallamiento en la pila dependerá netamente de la magnitud de su rigidez y de las cargas a las cuales esté sometida.

Para un sistema de fundaciones compuesto de un grupo de pilas, es necesario determinar una distribución acorde a las condiciones propuestas. Para ello, el manual EBGEO (2011) propone las siguientes distribuciones como patrones de instalación.



**Ilustración 13.** Patrón Rectangular y Triangular. **Fuente:** Raithel *et al.*, 2009.

A su vez, el espaciamiento entre pilas, su diámetro y la relación de áreas están limitados de acuerdo a lo siguiente:

- $(s - d) \leq 3,00 \text{ [m]}$  en caso de cargas estáticas menores
- $(s - d) \leq 2,50 \text{ [m]}$  en caso de cargas estáticas y alta carga viva
- $d/s \geq 0,15$
- $(s - d) \leq 1,40 (h - z)$
- $a_r = \frac{\text{Area columna}}{\text{Area influencia}} \geq 10,00 \text{ [%]}$

Donde;

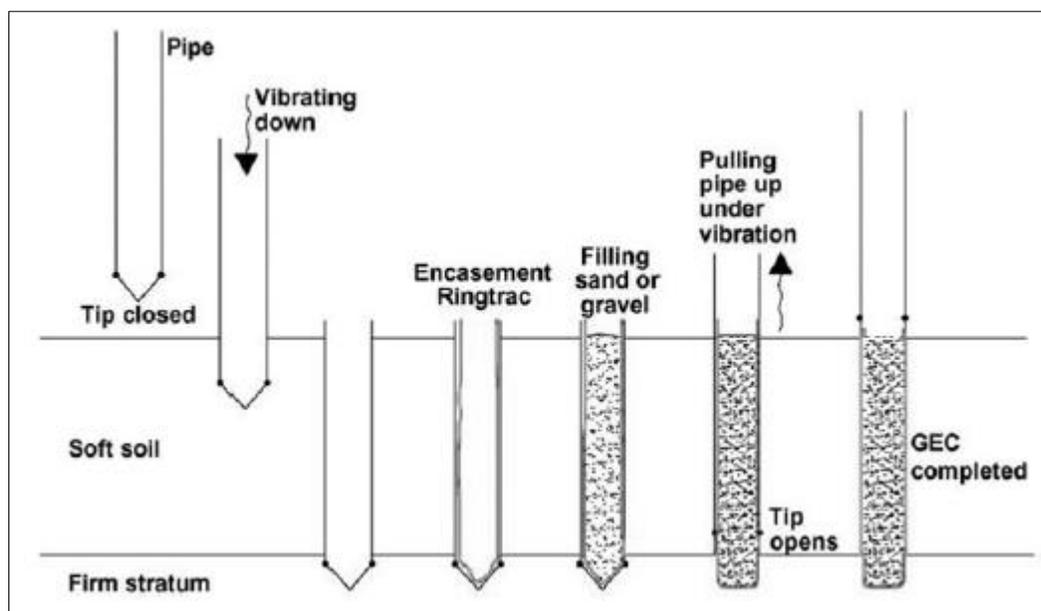
- $s$ : Separación entre centro y centro de pilas [m].
- $d$ : Diámetro de la pila [m].
- $h$ : Altura del relleno horizontal [m].
- $z$ : Altura entre la cabeza de la pila y el ultimo refuerzo geosintético horizontal [m].

### 3.3 Métodos de Construcción y Emplazamiento

Existen dos métodos de instalación del sistema de fundación propuesto, el método de desplazamientos y el método de reemplazo.

#### 3.3.1 Método de los Desplazamientos

Esta primera técnica que muestra la figura (Ver Ilustración 14), consiste en la inserción de un tubo con punta cónica y cerrada en estratos de suelo muy blando. Este tubo es guiado mediante un motor vibrante en la superficie, que permite que este se desplace hasta la profundidad deseada. Seguido de esto, se introduce en la frontera angular del tubo el revestimiento geosintético. Posteriormente se rellena con material granular hasta la superficie. Una vez que el relleno está completo, se procede a retirar el tubo metálico, esta vez con la punta abierta, para dejar finalmente el depósito de la columna. A medida que el tubo va siendo retirado mediante vibración, el relleno granular busca un nuevo estado de equilibrio, ejerciendo presión sobre la pared del revestimiento, proceso que se conoce como activación de la barrera lateral. Una vez retirado por completo, la pila se encuentra lista para ser cargada (Almeida *et al.*, 2018).



**Ilustración 14.** Método de Desplazamientos. **Fuente:** Almeida *et al.*, 2018.

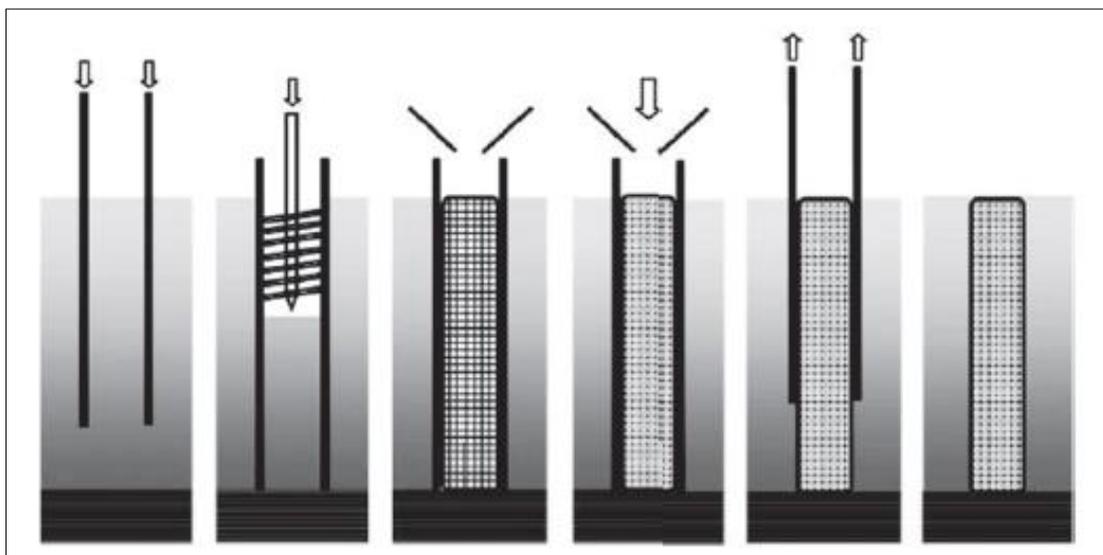
Este método suele ser usado en suelos muy blandos, con número de golpes de ensayo SPT menor a 5,00 y resistencias no drenadas  $S_u$  no mayores a  $0,15 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ . El espaciamiento recomendado

bajo este método de instalación varía entre 1,50 y 2,50 [m], y el revestimiento geosintético debe tener un módulo de rigidez axial (J) entre 1500,00 y 6500,00 [kN/m] (Almeida *et al.*, 2018).

Una de las principales consideraciones que se debe tener a la hora de calcular la capacidad portante del sistema, es la densificación producto del método de instalación. El método por desplazamientos, al introducir directamente un tubo cerrado, genera una pretensión y densificación del suelo adyacente a su pared. De no ser considerado en el diseño, estos esfuerzos pueden provocar ciertos inconvenientes, tales como inestabilidad en la pila.

### 3.3.2 Método de Reemplazo

Este método consiste en la inserción del manto de un tubo hueco en estratos de suelos poco competentes. Una vez alcanzada la profundidad deseada, un espiral helicoidal es introducido en la cavidad del tubo, con el fin de extraer todo el suelo de su interior. Cuando se logra extraer todo el suelo, se introduce el geotextil de refuerzo pegado a la sección anular de la cavidad. Al igual que el método descrito anteriormente, se rellena con material granular, hasta llegar a la superficie. Una vez completado el relleno, se procede a extraer el tubo metálico. Este proceso genera un ensanchamiento de la columna, ya que la pared pierde cierta rigidez. Sin embargo, esta acción permite la activación del revestimiento geosintético, el cual logra estabilizar el desplazamiento y genera equilibrio entre el confinamiento del suelo adyacente y la presión del relleno granular (Ver Ilustración 15).

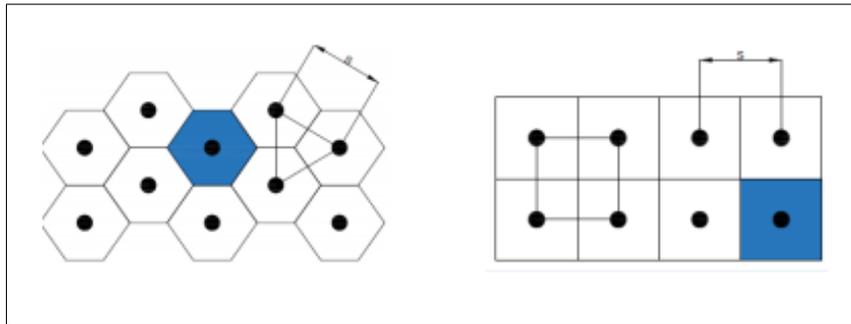


**Ilustración 15.** Método de Reemplazo. **Fuente:** Almeida *et al.*, 2018.

### 3.4 Modelos de Representación

El modelo comúnmente utilizado en la representación de las Columnas de Grava Envueltas en Geotextil, es el representado por el concepto de celda unitaria. Generalmente empleado mediante un análisis numérico de simetría axial, este concepto estudia de forma singular una columna. Este estudio es válido, siempre y cuando la sobre carga aplicada sobre el terreno mejorado sea homogénea en la superficie. A partir de este modelo, se puede realizar análisis para columnas únicas, sin embargo, se pueden derivar métodos para caracterizar un grupo de ellas.

En primer lugar, para poder representar el modelo, se debe determinar la condición de arreglo o distribución del sistema. Para ello, existen dos típicos patrones de distribución, uno triangular y otro rectangular. (Ver Ilustración 16).



**Ilustración 16.** Patrones de Distribución para Modelación. **Fuente:** Nuñez, 2017.

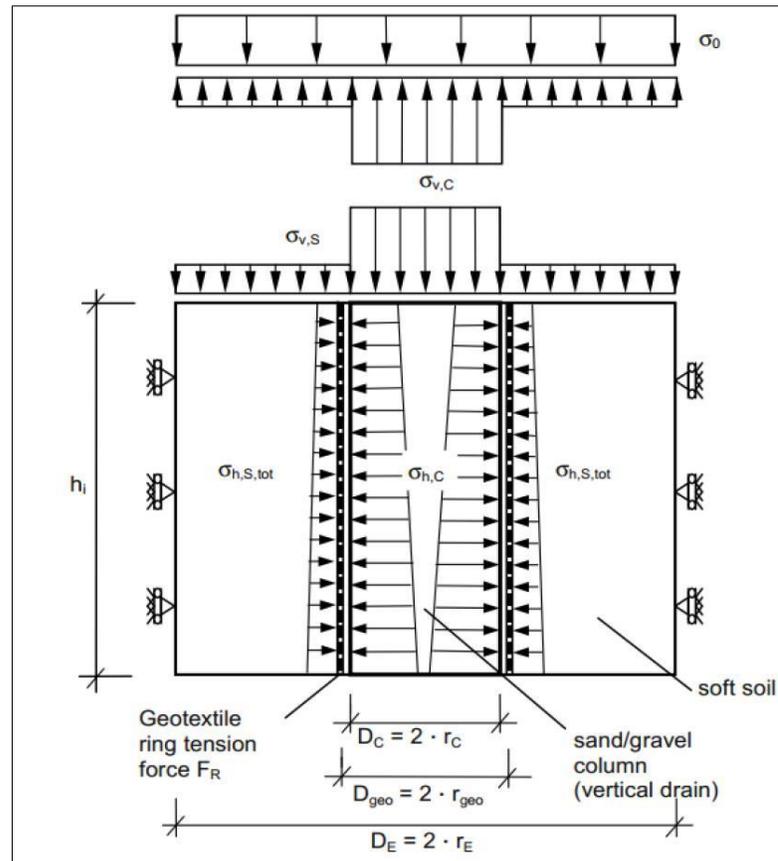
La elección sobre uno y otro, depende de la relación entre las rigideces del suelo blando y el suelo de relleno. Sin embargo, según EBGEO (2011), cuando existe un cabezal o terraplén por sobre el grupo de pilas, es conveniente utilizar un patrón de distribución rectangular.

Luego es necesario determinar las condiciones de separación ( $s$ ), el diámetro de columnas ( $d_c$ ) y el cociente de áreas ( $a_r$ ). Para ello, el manual EBGEO (2011) define una serie de restricciones (descritas en la sección anterior) las cuales deben ser consideradas. Un rango promedio para la elección del cociente de áreas ( $a_r$ ) se encuentra entre un 10,00 [%] a un 20,00 [%] de acuerdo a investigaciones realizadas por Hosseinpour *et al.*, (2015), Choobbasti y Pichka (2012) y Ghazavi y Afshar (2013).

Una vez representada la geometría, se procede a determinar el cálculo algebraico mediante lo descrito por Raithel y Kempfert (2000) o generar una simulación del comportamiento mediante herramientas computacionales acordes al problema planteado.

### 3.4.1 Método de Análisis Algebraico

El manual EBGEO (2011) define un esquema algebraico en función del modelo de celda unitaria, para determinar asentamientos rápidos y deformaciones en las paredes del revestimiento. Este es frecuentemente utilizado para verificar resultados obtenidos mediante análisis numéricos en software geotécnicos.



**Ilustración 17.** Análisis de Pila Revestida en Celda Unitaria. **Fuente:** Deutsche Gesellschaft für Erd- und, 2011.

Asumiendo un estado de equilibrio de cargas entre la tensión sobre la cabeza de la pila ( $\sigma_0$ ) y el incremento de tensiones verticales al interior de la columna ( $\Delta\sigma_{v,S}$ ) y del suelo blando adyacente ( $\Delta\sigma_{v,B}$ ), se obtiene la siguiente relación EBGEO (2011):

$$\sigma_o \cdot A_e = \sigma_{v,S} \cdot A_s + \sigma_{v,B} \cdot (A_e - A_s) \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde;

- $A_e$ : Área de Influencia [ $\text{m}^2$ ].
- $A_s$ : Área de la sección de columna [ $\text{m}^2$ ].

Luego, las tensiones horizontales generadas desde el interior y exterior de la pila, están en función de la tensión normal aplicada por la sobre carga en la cabeza de la pila y por el peso muerto del mismo suelo. Entonces, las tensiones horizontales serán las siguientes:

$$\sigma_{h,S} = \sigma_{v,S} \cdot K_{a,S} + \sigma_{\ddot{u},S} \cdot K_{a,S} \quad (\text{Ec. 5})$$

$$\sigma_{h,B} = \sigma_{v,B} \cdot K_{0B} + \sigma_{\ddot{u},B} \cdot K_{0,B} \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

- $K_{a,S}$ : Asumiendo un estado de movilización, este parámetro representa el coeficiente de proporcionalidad en estado activo y se determina como  $K_{a,S} = \frac{1 - \text{sen}(\varphi_s)}{1 + \text{sen}(\varphi_s)}$ .
- $K_{0B}$ : Asumiendo un estado de equilibrio en el suelo adyacente, este parámetro representa el coeficiente de proporcionalidad en estado de reposo y se determina como  $1 - \text{sen}(\varphi_B)$ .
- $\Sigma_{\ddot{u},B}$ : Tensión normal provocada por el relleno de sobre carga por encima del suelo blando [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].
- $\Sigma_{\ddot{u},S}$ : Tensión normal provocada por el relleno de sobre carga por encima de la cabeza de la pila [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ].

Por otra parte, la fuerza horizontal provocada por el geotextil luego de su activación, puede ser obtenida mediante un análisis lineal elástico, que representa de buena forma el comportamiento del geosintético. Este material posee una rigidez axial  $J$  [ $\text{kN}/\text{m}$ ], tal que la fuerza puede ser descrita como:

$$F_r = J \cdot \frac{\Delta r_{geo}}{r_{geo}} \quad (\text{Ec. 7})$$

Luego, la fuerza horizontal puede ser convertida a una tensión radial  $\Delta\sigma_{h,geo}$ , dividiendo ésta en el radio del geotextil, de tal forma que:

$$\sigma_{h,geo} = \frac{F_r}{r_{geo}} \quad (\text{Ec. 8})$$

Luego, debido a la movilización de tensiones horizontales entre el suelo blando, la activación del geosintético y la presión en sentido contrario del relleno granular, se generan tensiones diferenciales en ciertos puntos. Estos son caracterizados mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{h,diff} = \sigma_{h,S} - (\sigma_{h,B} - \sigma_{h,geo}) \quad (\text{Ec. 9})$$

Finalmente, el manual propone las siguientes ecuaciones para determinar los asentamientos tanto en la superficie de suelo blando ( $S_B$ ) y sobre la cabeza de cada pila ( $S_S$ ).

$$S_B = \frac{\sigma_{v,B}}{E_{S,B}} - 2 \cdot \frac{1}{E^*} \cdot \left( \frac{v_B}{1-v_B} \right) \cdot h_0 \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde:

$v_B$ : Poisson del suelo blando.

$E_{S,B}$ : Modulo de elasticidad del suelo blando [kN/m<sup>2</sup>].

$h_0$ : Altura de la pila inserta en el suelo blando [m].

$E^*$ : Coeficiente estimado como:  $\left( \left( \frac{1}{1-v_B} \right) + \left( \frac{1}{1+v_B} \right) \cdot \left( \frac{1}{a_s} \right) \right) \cdot \frac{(1+v_B) \cdot (1-2v_B)}{1-v_B} \cdot E_{S,B}$

Luego, el asentamiento en la cabeza de la pila, está dado por la siguiente expresión:

$$S_S = \left[ 1 - \frac{r_o^2}{(r_o + \Delta r_s)^2} \right] \cdot h_0 \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde,  $r_o$  es el radio original de la columna, previo a la instalación y  $\Delta r_s$  representa la deformación horizontal, de tal forma que, tomando en cuenta la activación del geosintético anular, el valor está expresado por:

$$\Delta r_s = \Delta r_{geo} + (r_{geo} - r_s) = \frac{\sigma_{h,diff}}{E^*} \cdot \left( \frac{1}{a_s} - 1 \right) \cdot r_s \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde,  $r_s$  es el radio de la celda unitaria.

Finalmente, asumiendo que los asentamientos entre la cabeza de la pila y el suelo blando son relativamente iguales ( $S_s = S_B$ ), EBGEO (2011) propone que la deformación de la columna sea determinada como:

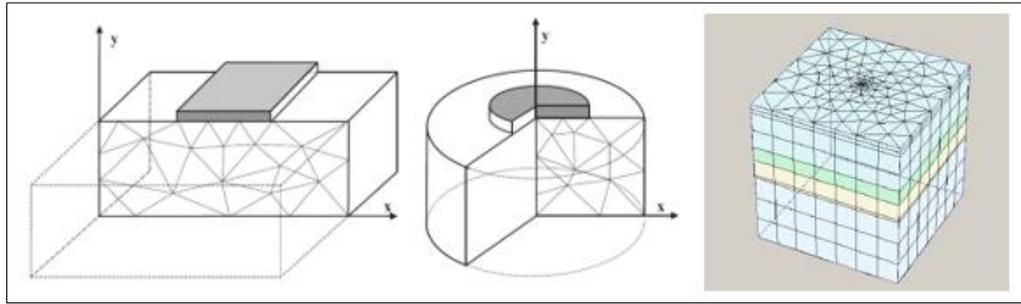
$$\Delta r_s = \frac{K_{a,s} \cdot \left( \left( \frac{1}{a_s} \right) \cdot \sigma_0 - \frac{1 - a_s}{a_s} \cdot \sigma_{v,B} + \sigma_{i,s} \right) - K_{0,B} \cdot \sigma_{v,B} - K_{0,B}^* \cdot \sigma_{i,B} + \frac{(r_{geo} - r_s) \cdot J}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{\frac{1}{a_s} - 1} \cdot r_s + \frac{J}{r_{geo}^2}} \quad (\text{Ec. 13})$$

De esta forma, el manual recomienda que los parámetros de deformación y asentamientos sean encontrados. Adoptando la última ecuación (Ec. 13), el proceso para determinar los asentamientos y deformación requieren de un proceso iterativo, en donde se va asignando distintos valores a  $\sigma_{v,B}$  de manera que el resultado converja. De esta forma, el uso de un software como aplicación iterativa sirve como herramienta para disminuir en tiempo y consumo el desarrollo descrito anteriormente.

### 3.4.2 Métodos de Análisis Numéricos

Con el mismo objetivo que plantea Raithel y Kempfert (2000) en su análisis algebraico, existen programas computacionales que, mediante análisis numéricos, determinan el comportamiento de la tecnología en estudio.

Los métodos más comunes para analizar el sistema se dividen en, análisis de simetría axial, análisis de deformación plana y análisis en tres dimensiones (Ver Ilustración 18). Cada uno de estos representa una aproximación al campo de resultados, por ende, son herramientas útiles para predecir el comportamiento del sistema de fundación. La validación de estas modelaciones, generalmente depende de las hipótesis planteadas, los datos geotécnicos asignados y los modelos constitutivos con los cuales se determina el comportamiento. Hosseinpour *et al.*, (2019) estudiaron los tres métodos planteados, desarrollando distintas hipótesis y planteando modelos constitutivos acordes para el desarrollo del problema. La tabla muestra la aplicabilidad de cada modelo, de acuerdo a los mejores ajustes encontrados en comparación con resultados encontrados in situ (Ver Tabla 7).



**Ilustración 18.** Modelos de Análisis Numéricos. **Fuente:** Brinkgreve *et al.*, 2004.

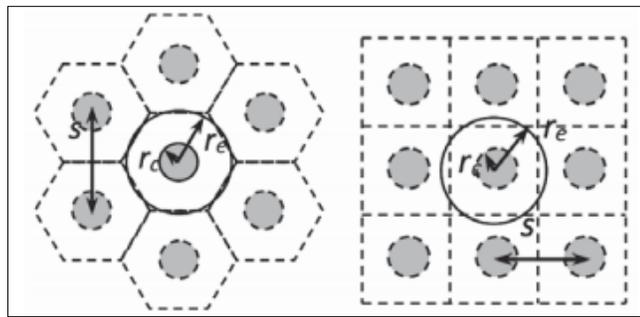
**Tabla 7.** Comparación de Aplicabilidad entre Métodos de Análisis Numéricos. **Fuente:** Hosseinpour *et al.*, 2019.

Modelo/Característica	Simetría axial (2D)	Deformación plana (2D)	Tridimensional (3D)
Asentamiento medido en el centro del relleno horizontal	Muy aplicable	Aplicable	Muy aplicable
Asentamiento en todo el ancho del relleno horizontal	No aplicable	Aplicable	Muy aplicable
Tensión del geosintético en la columna	Muy aplicable	No aplicable	Muy aplicable
Tensión vertical en la columna y el suelo	Medianamente aplicable	Aplicable	Muy aplicable
Desplazamiento horizontal sobre el cabezal del sistema	No aplicable	Medianamente aplicable	Muy aplicable
Tensión del geosintético en la base del relleno	No aplicable	Medianamente aplicable	Muy aplicable
Deformación radial de la columna	Muy aplicable	No aplicable	Muy aplicable
Factor de seguridad frente a falla	No aplicable	Aplicable	Muy aplicable

Como se puede apreciar, la modelación mediante análisis tridimensional presenta mejores ajustes que los de análisis en dos dimensiones, sin embargo, su uso es poco recurrente. Gran parte de la investigación que aborda el comportamiento de la tecnología, se ha desarrollado mediante análisis numéricos bidimensionales, y la razón se debe a que la divergencia de magnitud entre resultados con modelos tridimensionales no es significativa. A su vez, el uso de métodos con representación en tres dimensiones, requiere de mayor tiempo y consumo computacional.

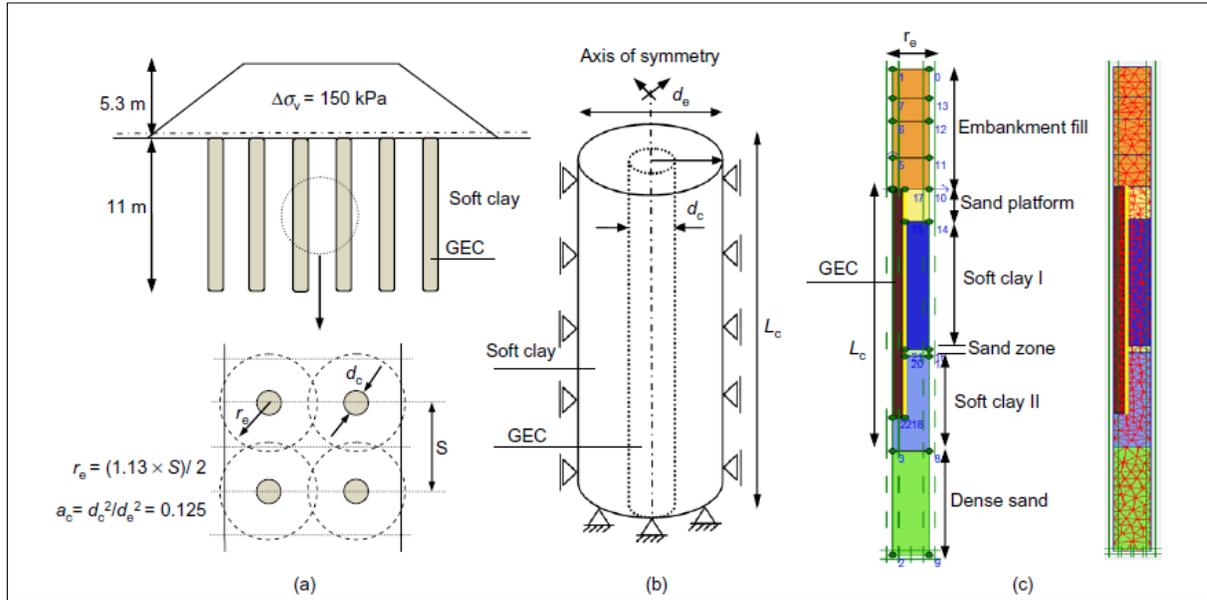
Uno de los métodos más utilizados para representar la tecnología es el de celda unitaria, el cual, mediante un análisis numérico de simetría axial, define el comportamiento individual de una pila singular.

Las columnas gravosas se suelen distribuir entre espaciamientos constantes y en mallas uniformes, triangulares o rectangulares. De esta forma, el área tributaria que corresponde a cada columna, tiene una forma hexagonal o cuadrada. El diámetro del área tributaria, suele encontrarse entre 1,05 a 1,13 veces el espaciamiento ( $s$ ), para una distribución rectangular y triangular respectivamente. Una vez que se determina el área de influencia, se puede plantear el concepto de celda unitaria y se procede a representar el comportamiento mediante el modelo de análisis con simetría axial.



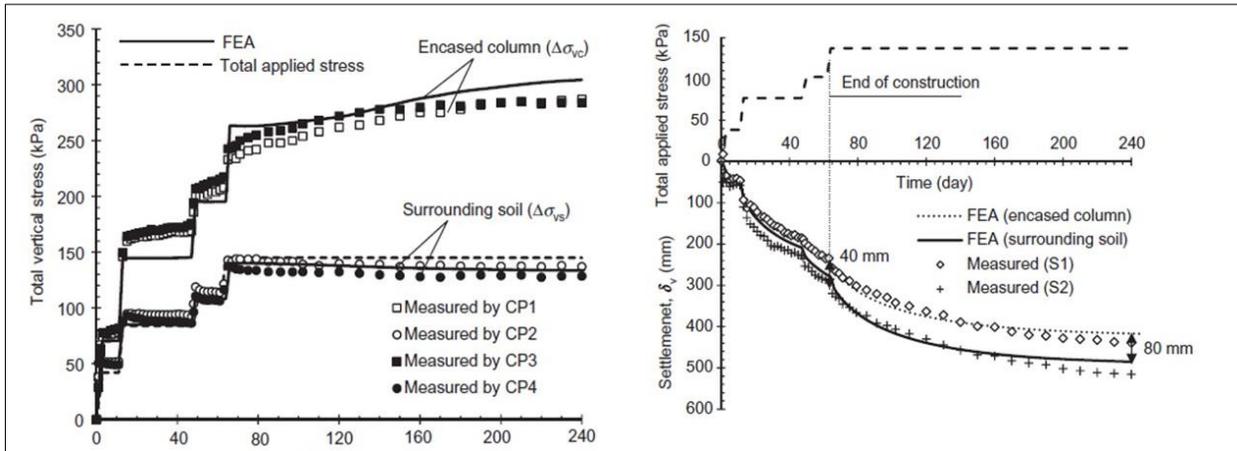
**Ilustración 19.** Simplificación de la Celda Unitaria a Modelo de Simetría Axial. **Fuente:** Castro *et al.*, 2016.

Mediante múltiples investigaciones se ha podido validar este método como uno de los que mejor representa el comportamiento de las pilas revestidas con geosintéticos. Como ejemplo, Hosseinpour *et al.*, (2015) analizaron y compararon los resultados de tensión, deformación y desplazamientos, entre datos registrados in situ mediante ensayos de piezocono (CPTu) y modelos de simetría axial.



**Ilustración 20.** a) Arreglo del Sistema y Sección del Modelo Analizado. b) Modelo de Celda Unitaria con Simetría Axial. c) Representación Mediante Software Geotécnico con Método de Elementos Finitos (FEM). **Fuente:** Hosseinpour *et al.*, 2015.

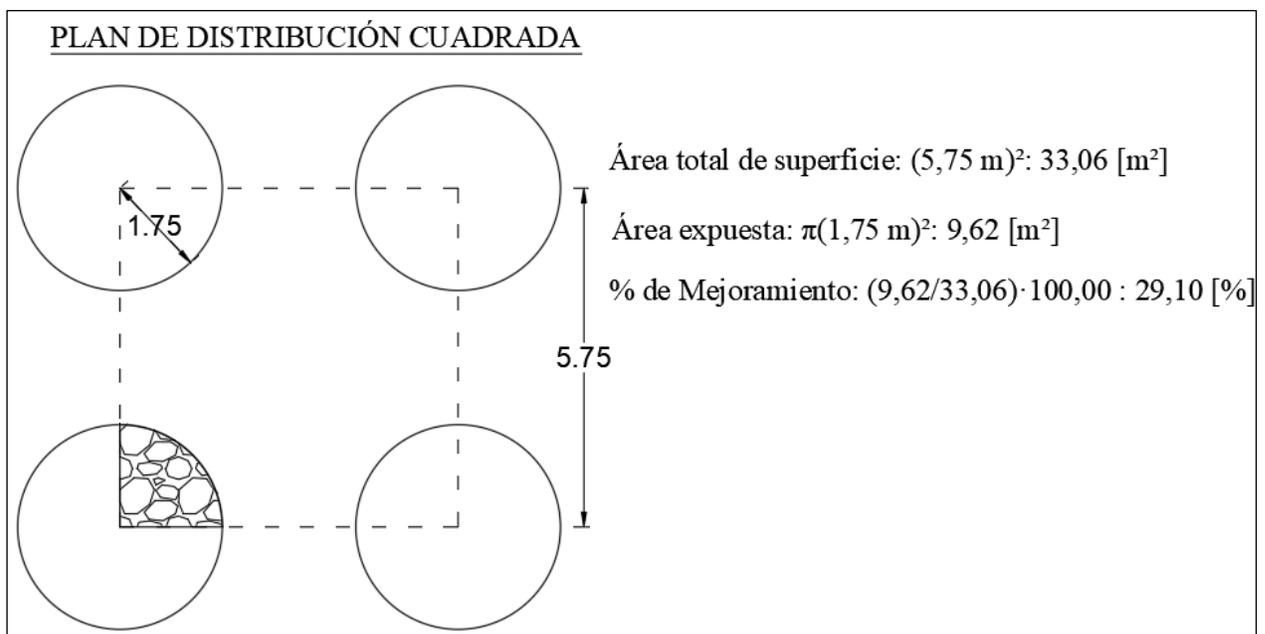
La comparación presenta buenos ajustes en cuanto a deformaciones horizontales, tensiones verticales y excesos de presión de poros (Ver Ilustración 21). Con esto, Hosseinpour *et al.*, (2015) logran validar el concepto geométrico de celda unitaria como herramienta útil para analizar individualmente pilas de grava envueltas en geotextil.



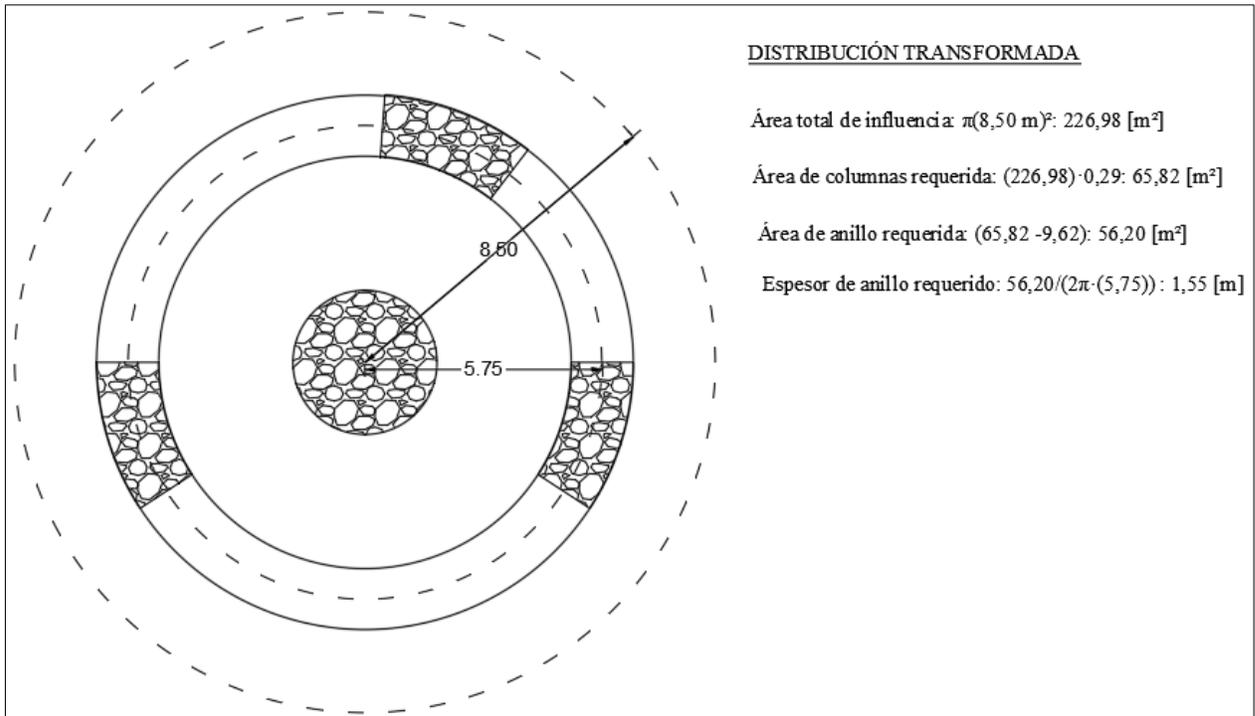
**Ilustración 21.** Ajuste de Resultados Medidos In Situ y Mediante Modelo de Análisis Numérico. **Fuente:** Hosseinpour *et al.*, 2015.

Para el caso que se requiera modelar un grupo de pilas, existen dos metodologías recurrentes en la representación bidimensional; un análisis numérico de simetría axial y uno de deformación plana.

Para diseñar un grupo de pilas con representación de simetría axial, es común el uso de los anillos equivalentes propuestos por Mitchell y Huber (1985). En esta modelación, la columna central es la única que representa dimensiones reales, mientras que las columnas aledañas se representan mediante anillos con espesor equivalente. Cada anillo aledaño tiene dimensiones representativas de acuerdo a la cantidad de columnas adyacentes a la pila central. Es decir, para un arreglo rectangular, por ejemplo, el primer anillo es representado por cuatro columnas aledañas a la central. Para ello, Mitchell y Huber (1985) proponen que el espesor del anillo equivalente, sea determinado en función del área de mejoramiento, el área de las columnas expuestas, el diámetro de las columnas y sus espaciamientos, tal como se muestra en las figuras (Ver Ilustración 22 e Ilustración 23).

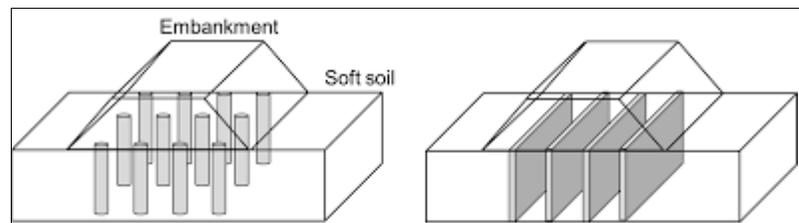


**Ilustración 22.** Distribución Cuadrada de Pilas con Cálculo de Porcentaje Mejorado. **Fuente:** Mitchell y Huber, 1985.



**Ilustración 23.** Distribución Transformada para Representación Mediante Simetría Axial, con Cálculo de Espesor de Anillo. **Fuente:** Mitchell y Huber, 1985.

De otro modo, un grupo de pilas puede también ser representado mediante un análisis numérico de tipo deformación plana. Para ello, se diseña la sección del ancho menor de la fundación, y se representa el sistema de pilas como secciones tipo muro, tal como se ve en la figura (Ver Ilustración 24).



**Ilustración 24.** Transformación del Grupo de Pilas a Secciones de Muro. **Fuente:** Tan *et al.*, 2008.

Estos muros son representativos del sistema y presentan un espesor equivalente que puede ser determinado en función del segundo método establecido por Tan *et al.*, (2008), el cual señala lo siguiente:

El ancho de cada pila está dado bajo la siguiente relación, basado en el concepto de celda unitaria

$$b_c = \frac{BR_c^2}{R^2} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde R es el radio de influencia de un modelo de simetría axial, R<sub>c</sub> el radio de la columna y B el nuevo radio de influencia. Además, se establece que, para una configuración cuadrada, la relación entre áreas de influencia de un modelo de deformación plana y simetría axial es la siguiente:

$$\frac{B}{R} = 1,13 \quad (\text{Ec. 15})$$

Luego, partiendo desde la base de un modelo de simetría axial, se puede utilizar el concepto de celda unitaria y transformar el análisis del modelo a uno de deformación plana. Tan *et al.*, (2008) define el concepto como una conversión de drenes verticales a un sistema equivalente de muros drenantes representados en modelos de deformación plana. Sin embargo, esta conversión fue realizada para representar sólo sistemas de pilas de grava, sin considerar un revestimiento geosintético en su frontera. Para ello, Raithel y Henne (2000) crearon una metodología para representar el geosintético en la frontera de los muros drenantes en modelos de deformación plana. El método consiste en transformar el ángulo de fricción interna del relleno granular, de tal manera que se pueda simular la rigidez aportante por el geosintético envolvente. La fórmula de conversión, comienza desde el principio de Mohr-Coulomb, asumiendo un estado de equilibrio de tensiones horizontales.

$$\sigma_{hB} + \Delta\sigma_{h,geo} = \sigma_{h,S} \quad (\text{Ec. 16})$$

Donde  $\sigma_{hB}$  representa la tensión horizontal del suelo adyacente,  $\Delta\sigma_{h,geo}$  la variación de tensiones horizontales del geotextil y  $\sigma_{h,S}$  la tensión horizontal provocada por el relleno granular. Luego, considerando que en la relación entre tensiones verticales al interior de la columna no existe cohesión, la conversión mediante coeficiente de proporcionalidad (K) es la siguiente:

$$\sigma_{v,S} = \sigma_{h,S} \cdot \frac{1 + \text{sen}\varphi}{1 - \text{sen}\varphi} \quad (\text{Ec. 17})$$

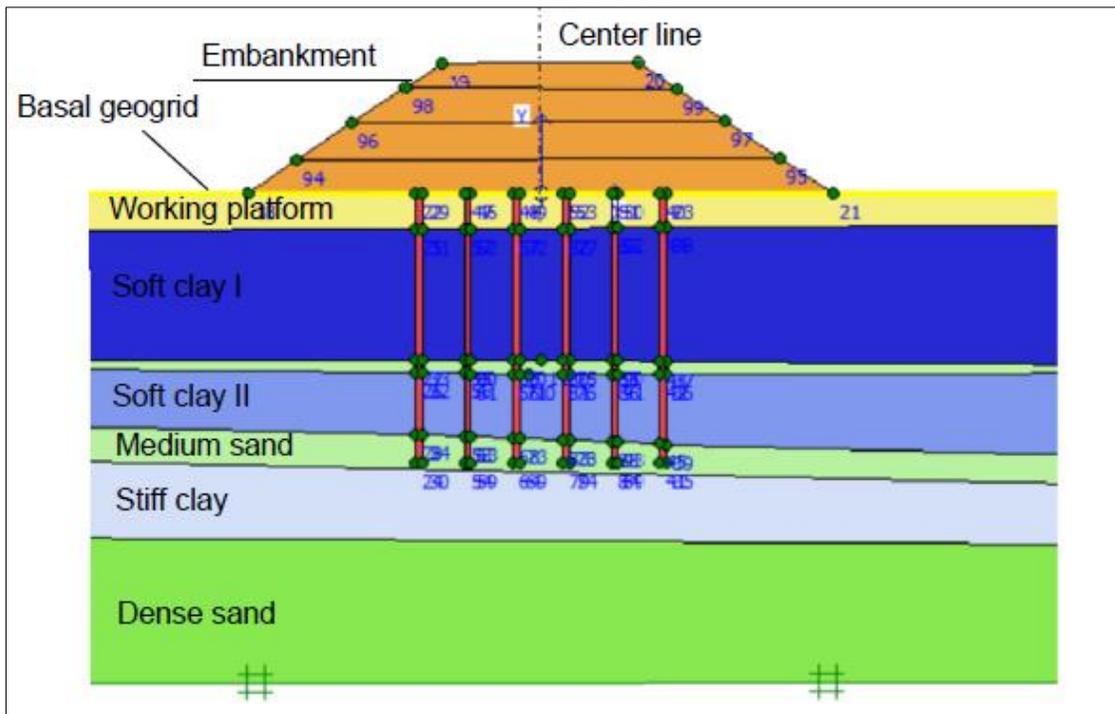
Con K como el coeficiente de proporcionalidad, representado por  $\frac{1+\text{sen}\varphi}{1-\text{sen}\varphi}$ . Luego, reemplazando con la ecuación 16, queda lo siguiente:

$$\sigma_{v,S} = (\sigma_{hB} + \Delta\sigma_{h,geo}) \cdot \frac{1 + \text{sen}\varphi_{sub}}{1 - \text{sen}\varphi_{sub}} \quad (\text{Ec. 18})$$

Finalmente, el ángulo de fricción interna modificado es determinado mediante la siguiente expresión:

$$\text{sen}\varphi_{sub} = \frac{\frac{1 + \text{sen}\varphi}{1 - \text{sen}\varphi} + \frac{\Delta\sigma_{h,geo}}{\sigma_{h,S}} - 1}{\frac{1 + \text{sen}\varphi}{1 - \text{sen}\varphi} - \frac{\Delta\sigma_{h,geo}}{\sigma_{h,S}} + 1} \quad (\text{Ec. 19})$$

De esta forma y en conjunto con la modificación creada por Tan *et al.*, (2008) se puede simular el comportamiento de las Pilas de Grava Envueltas en Geotextil, en modelo de deformación plana, cambiando el ángulo de fricción interna para el relleno de los muros creados.



**Ilustración 25.** Modelo de Deformación Plana en Software Geotécnico. **Fuente:** Hosseinpour *et al.*, 2019.

### 3.5 Alcances y Ventajas de la Tecnología

La tecnología de fundación propuesta es frecuentemente utilizada en suelos blandos, con resistencias no drenadas ( $S_u$ ) menores que  $0,30 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ , y adaptándose de mejor manera en suelos con  $S_u$  menor a  $0,15 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ . En función del módulo elástico, el sistema puede ser instalado en

suelos con modulo edométrico ( $E_{oed}$ ) entre 5,00 [kg/cm<sup>2</sup>] a 30,00 [kg/cm<sup>2</sup>]. A su vez, se recomienda que el relleno por sobre el sistema tenga una altura mínima de 1,50 [m] (Almeida *et al.*, 2018). En cuanto a los asentamientos, estos suelen ocurrir durante la etapa de construcción del sistema. Este fenómeno es de gran impacto en la ingeniería de fundaciones y es una de las grandes ventajas por sobre otros sistemas de fundación. Generalmente, los asentamientos por consolidación ocurren en largos periodos de tiempo, por ello los ingenieros deben determinar hasta qué punto de la vida útil la estructura puede sufrir desplazamientos verticales o diferenciales. Sin embargo, en obras montadas sobre sistemas de fundación con pilas revestidas, los asentamientos por consolidación suelen ser bajos y casi despreciables en la etapa de uso y vida útil. Esta condición se debe a que el exceso de presión de poros es muy alto, por ende, se acumula grandes cantidades de energía, las cuales no puede ser liberadas. Al instalar estas pilas de grava, la energía retenida es liberada en un tiempo de fuga bastante rápido. A su vez, la permeabilidad del relleno y del geosintético lateral ayudan a que el fenómeno ocurra en periodos muy cortos de tiempo. Las consecuencias son grandes disminuciones de volumen, pérdidas de tensión y energía, y aceleración eficiente del proceso de asentamiento.

Las principales ventajas de la tecnología son las siguientes:

- Aumento en la capacidad portante de suelos con bajas competencias.
- Estabilidad de terraplenes, rellenos o pendientes naturales.
- Asentamientos rápidos, ocurridos durante etapas de construcción.
- Asentamientos secundarios menores, despreciables para el diseño.
- Mitigación ante eventos de licuefacción de los suelos.
- Gran capacidad para tomar esfuerzos cortantes, ante cargas laterales.
- Acción drenante gracias a la alta permeabilidad del relleno y el geosintético envolvente.
- Geosintético con alto módulo de rigidez axial (entre 1500,00 [kN/m] a 10000,00[kN/m]), otorga estabilidad y confinamiento a la pila.
- Disminución de contaminación del relleno por suelo blando adyacente.

**CAPÍTULO 4. SOFTWARE GEOTÉCNICO: FUNDAMENTOS  
TEÓRICOS DE MODELACIÓN**

## 4.1 Características Generales del Software Geotécnico

El programa computacional ocupado para esta investigación, es un software dedicado al estudio de problemas geotécnicos, mediante su modelación en dos dimensiones y con resolución mediante el Método de Elementos Finitos (FEM). Este programa implementa una interfaz gráfica, en donde el usuario plantea la geometría del problema geotécnico, define condiciones iniciales, somete el problema a cargas estáticas y/o dinámicas, y determina en función de etapas constructivas el comportamiento de un sistema planteado. El programa entiende a la geometría como la base del problema, por ello, mientras más exacto sea el detalle del modelo, y mientras más preciso sean las hipótesis y parámetros asignados, mejores serán los resultados.

### 4.1.1 Sub Programas

El software presenta cuatro sub programas, los cuales se presentan en ventanas distintas y bajo diferentes interfaces gráficas. Estas se dividen en, datos de entrada, cálculos, resultados y gráficos.

- La *ventana de datos de entrada* se utiliza para definir la geometría del modelo, la malla de discretización, las condiciones iniciales y de borde, la materialidad tanto de los estratos de suelo como de la estructura, la asignación de cargas estáticas y/o dinámicas y la asignación de pre desplazamientos. Además, sobre esta interfaz se pueden definir las unidades para representar el problema, la cantidad de nodos a analizar, los modelos constitutivos para determinar el comportamiento de los materiales y el método de análisis numérico, los cuales serán explicados en la siguiente sección.
- La *ventana de cálculos* define las fases para representar el comportamiento del sistema o problema planteado. En esta ventana se puede definir si el problema será un análisis elástico o elastoplástico, análisis dinámico, análisis por consolidación o análisis del factor de seguridad. La ventaja de este subprograma es que permite al usuario definir convenientemente las etapas de cálculo, de tal manera que se puedan analizar puntos de inflexión durante el desarrollo de una construcción, o momentos críticos de acuerdo a cargas dinámicas, por ejemplo. A su vez, en esta venta se deben elegir los nodos de interés para analizar posteriormente las fuerzas, tensiones y deformaciones.
- La *ventana de resultados* describe gráficamente el comportamiento del problema una vez terminada la fase de cálculos. En esta interfaz se puede ver la deformación total del sistema,

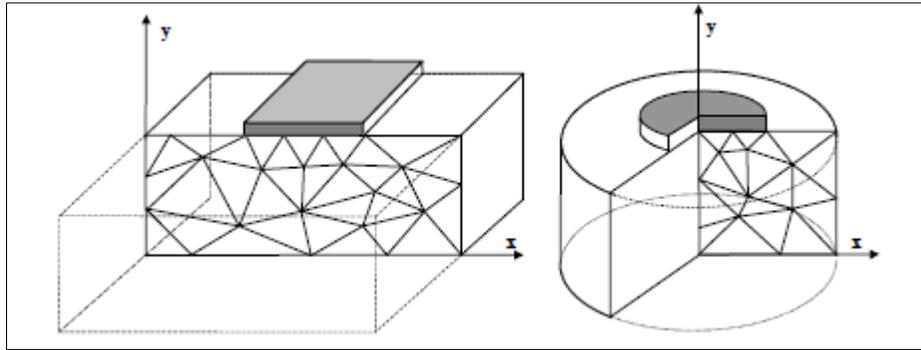
desplazamientos y deformaciones en dos direcciones, estados tensionales, excesos de presión de poros, aceleraciones, velocidades, entre otros. A su vez, se pueden realizar cortes transversales sobre el dibujo, de tal manera que los resultados puedan ser visualizados para ciertas zonas de interés. Finalmente, el programa también facilita la opción para exportar resultados mediante tablas de datos.

- La *ventana de gráficos*, es una interfaz creada para interpretar los resultados. En esta se pueden analizar desplazamientos, tensiones, deformaciones, tiempos, etapas constructivas, presión de poros, y otros, realizando gráficos y tablas. Los resultados pueden ser guardados y exportados. Además, esta ventana permite agregar resultados de otros proyectos. Esta ventaja le permite al usuario comparar resultados, validar modelos y analizar correctamente el comportamiento de un problema geotécnico.

#### 4.1.2 Configuración General

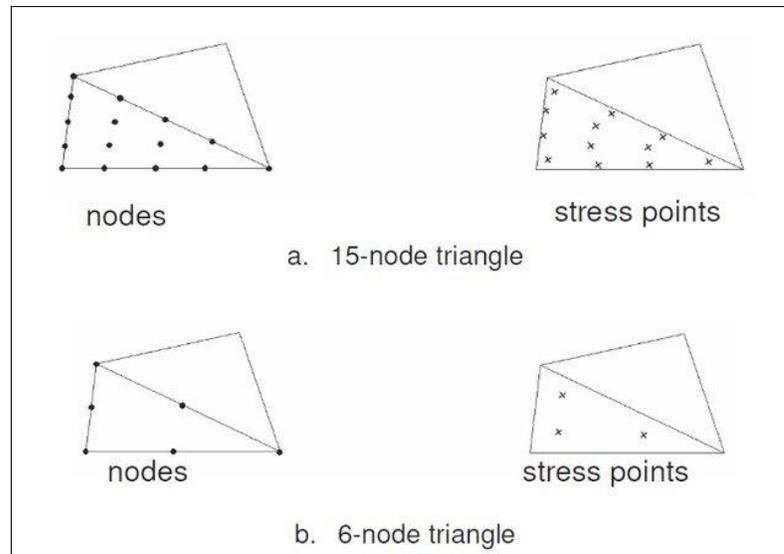
En la primera interfaz gráfica del programa (la ventana de datos de entrada) el programa solicita al usuario la creación de un nuevo modelo, o la continuación de uno previamente avanzado. Asignando la creación de un proyecto nuevo, el software le solicita al usuario definir una configuración general, de tal forma que se defina el método de análisis a trabajar, la cantidad de nodos por elementos discretizados, las dimensiones de la zona de dibujo y la configuración de las unidades de medida.

Los métodos de análisis que propone el software en su versión de dos dimensiones, es el método de deformación plana y el de simetría axial. Se utiliza el primero, en el caso de geometrías con una sección transversal uniforme, donde las cargas y estado de tensiones en su prolongación longitudinal sean relativamente homogéneas y constantes. Para este modelo, las deformaciones y desplazamientos en el eje longitudinal se consideran nulas, sin embargo, si se tienen en cuenta las tensiones en aquella dirección. Por otra parte, un modelo de simetría axial se realiza para estructuras de sección circular, con eje transversal radial, uniforme en la misma dirección. El esquema de carga alrededor del eje central permite suponer un estado de tensión-deformación idéntico en cualquier dirección radial (por lo tanto, tensión deformación en dirección  $x$  y  $x$  son iguales). En este modelo, no se admiten coordenadas  $x$  negativas. La dirección  $x$  representa todo el campo radial (horizontal), mientras que la coordenada  $y$  representa el campo vertical (Ver Ilustración 26).



**Ilustración 26.** Métodos de Análisis. Deformación Plana y Simetría Axial Respectivamente. **Fuente:** Brinkgreve *et al.*, 2004.

Por otra parte, el usuario debe definir previamente la cantidad de nodos por cada elemento finito discretizado. El programa define a los elementos como secciones triangulares. Un triángulo de 15 nodos viene por defecto, y proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos, y la integración numérica implica doce puntos de Gauss (puntos de evaluación de tensiones). Mientras que, seleccionando un triángulo de 6 nodos, el orden de interpolación es de dos y la interpolación numérica implica tres puntos de Gauss. Ambos se diferencian en que, el triángulo de 15 nodos puede dar resultados más exactos que uno de 6, ya que proporciona la evaluación de mayor cantidad de puntos, por ende, mayor información. Sin embargo, el uso de esta discretización requiere de mayor consumo computacional y un rendimiento relativamente lento de acuerdo a las operaciones que se realizan.



**Ilustración 27.** Nodos por Elemento Discretizado. **Fuente:** Brinkgreve *et al.*, 2004.

En cuanto al tamaño de la grilla, se determinan las dimensiones de manera que las condiciones de borde no introduzcan nuevas restricciones. Esto se controla observando la distribución normal de tensiones de cizalle (Ryltenius, 2011). Este proceso se realiza de manera iterativa en el software, de tal manera que se puedan encontrar las correctas dimensiones. A su vez, para el diseño de sistemas de fundación profunda, es comúnmente utilizado el factor  $4B$ , para definir tanto el ancho total, como la profundidad total sugerida. Para estos casos,  $B$  representa el ancho menor del sistema de fundación visto en planta. Esta representación permite dar garantías en cuanto a la correcta disipación de tensiones, sin embargo, suele demandar más consumo computacional, lo que conlleva a mayores tiempos de espera.

## 4.2 El Método de Elementos Finitos en Software Geotécnico

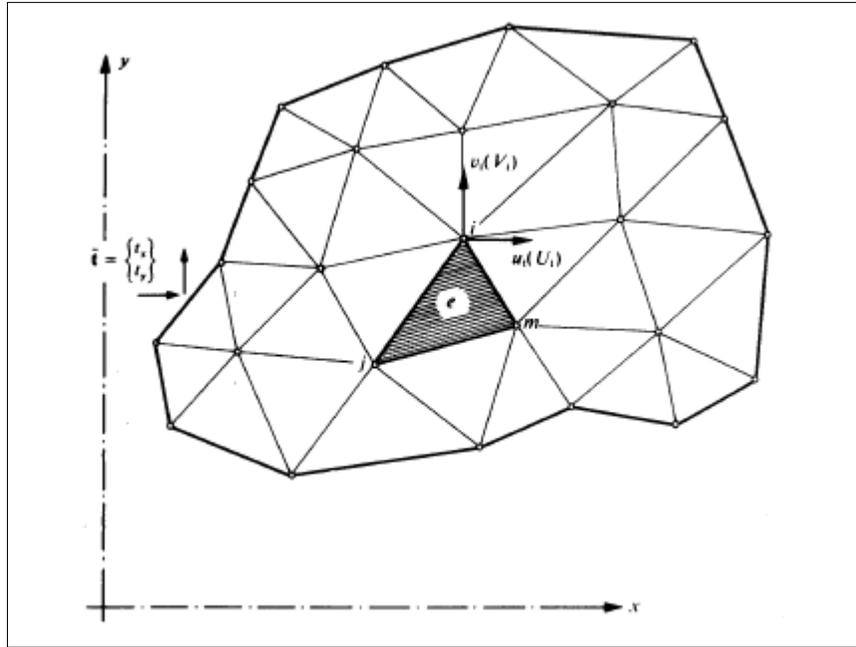
El Método de Elementos Finitos (FEM) es un proceso de aproximación al comportamiento continuo de un sistema global. Este se realiza discretizando el cuerpo en una serie finita de elementos reales, mediante aplicaciones físicas o como un concepto matemático general (Zienkiewicz y Taylor, 1994).

FEM permite determinar el comportamiento de un sistema continuo, matemáticamente finito, mediante la discretización en una serie finita de elementos (Ver Ilustración 28). Cada uno de estos es analizado, y en conjunto con funciones específicas (de acuerdo a métodos constitutivos del material), se determina el comportamiento de cada uno. Finalmente, mediante métodos de integración numérica, se logra llegar a un resultado aproximado sobre el comportamiento del sistema continuo global.

El método plantea las siguientes hipótesis de trabajo.

- El continuo (sistema global) se divide en una serie finita de elementos, ya sean de línea, superficie o cuerpo.
- Para el software geotécnico, cada elemento discretizado es representado por figuras triangulares (elementos de superficie). En sus vértices, se presentan puntos denominados nodos. Los desplazamientos, tensiones y deformaciones que ocurran en estos, serán las incógnitas del problema.
- Para cada elemento finito, se definen funciones que determinan el comportamiento de este. Estas, a su vez, son las mismas que rigen el comportamiento del continuo global.

- El método constitutivo de análisis será relevante para definir las funciones antes descritas.
- Finalmente, el método determina aproximaciones reales sobre el comportamiento general, describiendo fuerzas, tensiones, desplazamientos y deformaciones.



**Ilustración 28.** Región Discretizada Mediante FEM. **Fuente:** Zienkiewicz y Taylor, 1994.

El software geotécnico realiza una malla en función de la cantidad de nodos disponibles. La generación de esta malla genera relaciones matemáticas entre nodos conectados. El conjunto de estas relaciones entre el valor de una determinada variable entre nodos, puede ser escrita como un sistema de ecuaciones lineales. La matriz de dichas ecuaciones, es nombrada la matriz de rigidez del sistema. A su vez, el número de ecuaciones de dicho sistema será proporcional al número de nodos evaluados.

La discretización mediante el método de elementos finitos, es representada mediante un algoritmo del software, el cual tiene la función de transformar un problema de cálculo diferencial continuo, en un problema de algebra lineal. Dicho problema es descrito en un espacio vectorial con dimensión finita, lo que conlleva a un número finito de ecuaciones lineales. La solución de este número finito de ecuaciones representa entonces un resultado aproximado al comportamiento de un sistema continuo.

En la práctica, la programación algorítmica del software trabaja en tres fases.

- *Fase previa del proceso.* Durante esta fase, el software solicita al usuario que se realice la geometría, se definan las condiciones de borde, los métodos constitutivos de trabajo, la asignación de propiedades y la generación del mallado.
- *Fase de cálculo.* El resultado del proceso previo al cálculo, define una cantidad N de puntos y una cantidad M de ecuaciones (cuando el sistema no es dependiente del tiempo). Esto permite que el problema sea abordado mediante simples sistemas de ecuaciones lineales e integración numérica. Sin embargo, cuando el problema es dependiente del tiempo o de otras variables, el cálculo se realiza mediante la sucesión finita de sistemas de ecuaciones M diferente a la cantidad N de nodos, por ende, el problema se hace no lineal. La ejecución de este problema se resuelve uno tras de otro, cuya entrada de cada matriz es dependiente de un resultado previo.
- *Post proceso.* El cálculo proporciona valores y resultados sobre los nodos de la malla definida. Durante el post proceso se pueden realizar operaciones de suavizado, interpolación y también errores de aproximación.

#### 4.2.1 Fundamento Científico Estático del FEM

En esta sección se definen las ecuaciones y fundamentos científicos sobre Métodos de Elementos Finitos (FEM) especialmente trabajados para el desarrollo de problemas geotécnicos. Estos provienen de los autores Brinkgreve *et al.*, (2004), del Departamento de Ingeniería Civil y Geociencias de la Universidad Tecnológica de Delf.

La definición general de tensiones está definida por la ecuación:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 20})$$

En la teoría de la deformación de primer orden, la matriz de deformaciones es simétrica, por lo tanto,  $\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$ ;  $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$ ;  $\sigma_{xz} = \sigma_{zx}$ . Luego la ecuación (Ec. 20) puede reescribirse como:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T \quad (\text{Ec. 21})$$

A su vez, según el principio de Terzaghi, la tensión se puede dividir entre presión efectiva y presión de poros, tal que:

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{\mu} \quad (\text{Ec. 22})$$

De igual forma, las deformaciones unitarias están definidas de acuerdo a la siguiente matriz.

$$[\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 23})$$

De esta forma se caracterizan las matrices de tensión y deformación. Luego, las ecuaciones básicas que definen la deformación en un cuerpo continuo, se describen de acuerdo a lo siguiente.

De un sólido tridimensional, el equilibrio estático está definido por:

$$[L] \underline{\sigma} + \underline{p} = 0 \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde L define la matriz de derivadas espaciales del vector de tensiones  $\underline{\sigma}$ . Las fuerzas externas aplicadas, serán representadas por el vector  $\underline{p}$ .

Los grados de libertad presentes en cada nodo de elementos finitos, tienen asignado un vector v de registro. Dado esto, el desplazamiento en cualquier punto de aquel elemento, está dado por:

$$\underline{u} = [N] \underline{v} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde N es la matriz de las funciones de interpolación entre nodos. Esta matriz será la misma para todas las direcciones (x, y, z), sin embargo, será única entre elementos finitos distintos. La cantidad de filas que tendrá esta matriz está en función de la cantidad de desplazamientos que tenga un punto cualquiera del elemento, y la cantidad de columnas de la matriz estará relacionado a los grados de libertad de los nodos de este, al igual que el grado del polinomio de cada función. Luego, una vez que están definidos los desplazamientos del elemento, pueden determinarse las deformaciones en cualquier punto de este, de acuerdo a la ecuación:

$$\underline{\varepsilon} = [L] \underline{u} \quad (\text{Ec. 26})$$

Esta ecuación representa la relación entre desplazamientos del elemento y deformaciones infinitesimales. Juntando las ecuaciones (Ec. 25) y (Ec. 26), la expresión puede reescribirse como:

$$\underline{\varepsilon} = [L][N] \underline{v} = [B] \underline{v} \quad (\text{Ec. 27})$$

Donde:

$$[B] = [L][N] \quad (\text{Ec. 28})$$

De resistencia de materiales, se conoce como la Ley General de Comportamiento Elástico Lineal a la función que define la relación entre tensión y deformación, y que precede de la siguiente manera.

$$\underline{\sigma} = [C] \underline{\varepsilon} \quad (\text{Ec. 29})$$

Combinando las ecuaciones (Ec. 24), (Ec. 26) y (Ec. 29), se obtiene una ecuación parcial diferencial de segundo orden para el vector de desplazamientos nodales  $u$ . Sin embargo, el problema sigue siendo continuo.

Mediante el Principio de Variación de Galerkin, las herramientas computacionales que utilizan elementos finitos transforman el problema de ecuaciones diferenciales continuas en un problema algebraico discreto (ecuaciones lineales). Para ello, la combinación de ecuaciones (Ec. 24), (Ec. 26) y (Ec. 29), se reescriben como:

$$\int_V \delta \underline{u}^T ([L]^T \underline{\sigma} + \underline{p}) dV = 0 \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde  $\delta \underline{u}^T$  representa la variación de desplazamientos cinemáticamente posibles de los elementos finitos. Luego, aplicando el teorema de integración parcial propuesto por Green y reemplazando con las ecuaciones vistas anteriormente, la expresión del problema nos queda como:

$$\int_V (\delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV) = \int_V (\delta \underline{u}^T \underline{p} dV) + \int_S (\delta \underline{u}^T \underline{t} dS) \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde el vector  $\underline{t}$  representa las condiciones de tracción en el contorno. Con esta ecuación se introduce las condiciones de borde del problema. La condición de tracción es añadida como una ecuación de trabajo virtual, de manera que pueda ser considerado como condición de borde.

A su vez, se debe tener en cuenta las tensiones iniciales en la ecuación del problema. De esta forma, se introduce el incremento de tensiones como:

$$[\sigma^i] = [\sigma^{i-1}] + [\Delta\sigma]; \Delta\sigma = \int \underline{\dot{\sigma}} dt \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde  $\sigma^i$  representa la condición actual de las tensiones,  $\sigma^{i-1}$  la condición inicial y  $\Delta\sigma$  el incremento de esta en un breve periodo de tiempo. Si se considera que la ecuación (Ec. 31) es la condición actual del sistema, la tensión actual puede ser eliminada (ya que no representa una condición inicial) y la ecuación final que representa el problema es la siguiente:

$$\int (\delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV) = \int (\delta \underline{u}^T \underline{p}^i dV) + \int (\delta \underline{u}^T \underline{t}^i dS) - \int (\delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV) \quad (\text{Ec. 33})$$

Debe tomarse en cuenta que todos los parámetros anteriormente descritos están en función de la posición tridimensional del espacio.

Luego, de acuerdo a lo descrito anteriormente, el proceso de discretización consiste en dividir el cuerpo de estudio en una serie de elementos finitos pequeños. Luego, de acuerdo a las condiciones propuestas en la ecuación (Ec. 25) y (Ec. 27), se puede redefinir la ecuación final de problema (Ec. 33) en función de los desplazamientos nodales discretos, de tal forma que:

$$\int ([B]\underline{v})^T \underline{\Delta\sigma} dV = \int ([N]\delta\underline{v})^T \underline{p}^i dV + \int ([N]\delta\underline{v})^T \underline{t}^i dS - \int ([B]\delta\underline{v})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (\text{Ec. 34})$$

Simplificando los desplazamientos nodales del problema  $\delta\underline{v}^T$ , la ecuación discretizada se puede reescribir como:

$$\int [B^T] \underline{\Delta\sigma} dV = \int [N^T] \underline{p}^i dV + \int [N^T] \underline{t}^i dS - \int [B^T] \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde las dos primeras integrales de la parte derecha de la igualdad representan las condiciones de fuerzas externas y la última integral representa las tensiones previas al incremento (tensiones iniciales o en este caso geo estáticas).

Luego, para determinar las condiciones posteriores a la aplicación de las cargas, se debe tener en cuenta el incremento de tensiones. Por lo general, este incremento no es lineal, por lo tanto, no es posible determinarlo directamente. Esto requiere de una evaluación iterativa global, lo cual finalmente otorgará la matriz de soluciones globales del problema en cuestión.

Dada la ecuación (Ec. 27), se puede reescribir ésta en función de las tensiones ya conocidas de la ecuación (Ec. 35), la matriz de rigidez del sistema y la variación o incremento de los desplazamientos en los elementos, tal que:

$$[K]^i \delta \underline{v}^j = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{int}^i \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde,  $i$  representa la condición inicial o actual. Las fuerzas externas y de reacción se definen con los vectores  $\underline{f}_{ex}^i$  y  $\underline{f}_{int}^i$  respectivamente. Por su parte,  $\delta \underline{v}^j$  es otro vector que representa el incremento diferencial de desplazamientos previos, los cuales contribuyen al desplazamiento en la condición actual  $i$ , tal que:

$$\Delta \underline{v}^i = \sum_{j=1}^n \delta \underline{v}^j \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde,  $n$  es la cantidad de iteraciones previas para llegar a la condición actual  $i$ .

En tanto,  $K$  representa en su forma más simple la respuesta lineal elástica, la cual puede ser formulada como:

$$[K] = \int [B^T][D^e][B] dV \quad (\text{Ec. 38})$$

Donde  $D^e$  es la matriz elástica establecida de acuerdo a las leyes de Hooke y  $B$  es la matriz de interpolación de tensiones. Para modelos de materiales con comportamiento lineal elástico, tales como el modelo constitutivo de Mohr Coulomb, el uso de una matriz de rigidez elástica es muy favorable, ya que la matriz de rigidez solo necesita ser formada y descompuesta previamente a la primera etapa de cálculo.

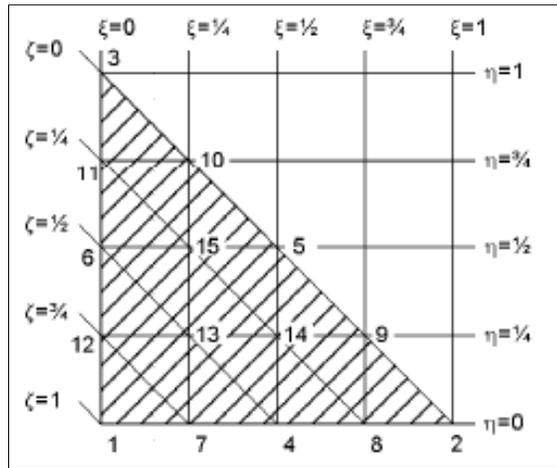
Luego de conocer las ecuaciones básicas de deformación continua y los algoritmos de discretización de elementos, el software determina el comportamiento del cuerpo, en base a la integración numérica realizada desde la interpolación de los nodos de cada elemento.

Cada elemento posee una cantidad finita de nodos, que pueden tener configuración de 6 y 15. Luego, para cada nodo en aquel elemento existe un número de grados de libertad, que corresponden a los valores discretos que representan las condiciones de borde del problema a resolver. Para el caso de la deformación, los grados de libertad corresponden a las componentes del desplazamiento.

Para elementos triangulares, existen dos coordenadas locales ( $\xi$  y  $\eta$ ). Se utiliza además una coordenada auxiliar ( $\zeta$ ), tal que se cumpla que  $\zeta=1-\xi-\eta$ . Para un elemento de 15 nodos, las funciones de forma se describen de acuerdo a su posición como:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \zeta((4\zeta - 1)(4\zeta - 2)(4\zeta - 3))/6 \\
 N_2 &= \xi((4\xi - 1)(4\xi - 2)(4\xi - 3))/6 \\
 N_3 &= \eta((4\eta - 1)(4\eta - 2)(4\eta - 3))/6 \\
 N_4 &= 4\zeta\xi(4\zeta - 1)(4\xi - 1) \\
 N_5 &= 4\xi\eta(4\xi - 1)(4\eta - 1) \\
 N_6 &= 4\eta\zeta(4\eta - 1)(4\zeta - 1) \\
 N_7 &= 4\zeta\xi(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) \cdot \left(\frac{8}{3}\right) \\
 N_8 &= 4\zeta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) \cdot \left(\frac{8}{3}\right) \\
 N_9 &= 4\eta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) \cdot \left(\frac{8}{3}\right) \\
 N_{10} &= 4\eta\xi(4\eta - 1)(4\eta - 2) \cdot \left(\frac{8}{3}\right) \\
 N_{11} &= 4\zeta\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) \cdot \left(\frac{8}{3}\right) \\
 N_{12} &= 4\zeta\eta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) \cdot \left(\frac{8}{3}\right) \\
 N_{13} &= 32\zeta\xi\eta(4\zeta - 1) \\
 N_{14} &= 32\zeta\xi\eta(4\xi - 1) \\
 N_{15} &= 32\zeta\xi\eta(4\eta - 1)
 \end{aligned}
 \tag{Ec. 39}$$

La posición de cada nodo está representada en la siguiente figura (Ver Ilustración 29).



**Ilustración 29.** Numeración Local y Posición de Nodos. **Fuente:** Brinkgreve *et al.*, 2004.

Luego, se aplica la integración numérica Gaussiana para elementos triangulares, representada bajo la siguiente ecuación:

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i \quad (\text{Ec. 40})$$

Donde F es el valor de la función (deformación, consolidación, tensión, etc.) en la posición  $\xi_i, \eta_i$ , y  $w_i$  es conocido como factor peso, resultado de la constante de integración numérica. Un total  $k$  de puntos es analizado. Para una configuración de 6 nodos, la interpolación Gaussiana se realiza en base a 3 puntos, mientras que, para una configuración de 15 nodos, se realiza en 12, tal que:

**Tabla 8.** 12 Puntos de Integración para Triángulos de 15 Nodos. **Fuente:** Brinkgreve *et al.*, 2004.

Punto $i$	$\xi_i$	$\eta_i$	$\zeta_i$	$w_i$
1 – 2 – 3	0,063089	0,063089	0,873821	0,050845
4 – 5 – 6	0,249286	0,249286	0,501426	0,116786
7 – 8 – 9 – 10 – 11 - 12	0,310352	0,053145	0,636502	0,082851

Una vez determinadas las coordenadas espaciales de los nodos, se pueden determinar los desplazamientos en estos, mediante la integración numérica planteada. A su vez, es posible también determinar las componentes de tensión cartesianas, en función de la relación establecida con los

desplazamientos nodales, tal como señala la ecuación (Ec. 27). De esta forma, se debe relacionar tanto las coordenadas nodales con las globales, derivando estas con respecto a x e y.

La ecuación (Ec. 27) señala que  $\underline{\varepsilon} = [B]_i \cdot \underline{v}_i$ . Donde la matriz B se define como:

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 41})$$

Luego, entre elementos, las derivadas deben ser calculadas respecto a las coordenadas locales ( $\zeta, \xi, \eta$ ). La relación entre las coordenadas locales y globales involucra la matriz Jacobiana, de tal forma que:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 42})$$

De forma inversa:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 43})$$

Las derivadas locales como  $\frac{\partial N_i}{\partial \xi}$  son calculadas desde las funciones de contorno, siempre y cuando estas sean representativas con respecto a coordenadas locales. Las componentes de la matriz

Jacobiana se obtienen mediante las diferencias de las coordenadas nodales. Su inversa se determina por cálculos algebraicos.

La deformación, para cada punto  $i$  analizado, se determina entonces como:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \sum_i [B]_i \cdot \begin{bmatrix} v_{x,i} \\ v_{y,i} \\ v_{z,i} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 44})$$

Donde  $v$  es el desplazamiento en el nodo  $i$ .

Entonces, para un modelo de deformación plana, se entiende que las deformaciones y desplazamientos en la longitud  $z$  son 0, por ende,  $\varepsilon_{zz} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$ . Para un modelo de simetría axial, la deformación en  $z$  es igual que en  $x$ , considerando que la deformación “radial” es similar, por ende,  $\varepsilon_{zz} = \frac{v_x}{r}$  con  $r$  el radio de simetría. En tanto,  $\gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$ .

Finalmente, aplicando la ecuación (Ec.38) se determina la matriz de rigidez del elemento, a partir de una serie de submatrices asignadas a las coordenadas nodales, las cuales se representan como:

$$[K^e_{ij}] = \sum_k [B_i^T] \cdot [D^e] \cdot [B_{ij}] \cdot w_k \quad (\text{Ec. 45})$$

Donde  $k$  es la cantidad de puntos de integración (12 o 3) dependiente de la cantidad de nodos asignados por elemento (6 o 15).

#### 4.2.2 Fundamento Científico Dinámico del FEM

El fundamento científico que valida el cálculo dinámico en el software geotécnico, se presenta según lo señalado por Brinkgreve *et al.*, (2004) en el manual científico del software. Este señala lo siguiente.

La ecuación básica sobre el movimiento de un volumen dependiente del tiempo y de una carga dinámica es la siguiente:

$$[M]\ddot{\underline{u}} + [C]\dot{\underline{u}} + [K]\underline{u} = \underline{F} \quad (\text{Ec. 46})$$

Donde  $M$  representa la matriz de masas,  $u$  el vector de desplazamientos,  $C$  la matriz de amortiguamiento,  $K$  la matriz de rigidez y  $F$  el vector de carga. El desplazamiento  $\underline{u}$ , la velocidad  $\dot{\underline{u}}$  y la aceleración  $\ddot{\underline{u}}$  son variables dependientes del tiempo. Los últimos dos términos ( $[K]\underline{u} = \underline{F}$ ) son ecuaciones que representan la deformación estática vista en la sección anterior.

Para la matriz de masas, el software considera que en ella puede existir la masa del suelo, de agua y de estructura, por ende, forma una matriz agrupada, en función de los materiales asignados.

La matriz de amortiguamiento, en tanto, considera las deformaciones irreversibles y la fricción (plasticidad y viscosidad). En la realidad, mientras más viscoso o plástico sea el material, mayor energía de vibración puede ser disipada. En problemas de representación elástica, como el modelo constitutivo de Mohr Coulomb, la matriz  $C$  también es considerada, a pesar de que en estos casos se consideren plasticidades perfectas. Para determinar los coeficientes de esta matriz, el software establece una relación con los parámetros de Rayleigh, de tal forma que se cumpla lo siguiente:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (\text{Ec. 47})$$

Esta ecuación señala que, cuando la contribución de la matriz de masas sea mayor ( $\alpha > \beta$ ), las vibraciones a través del material tendrán menor frecuencia, por lo tanto, estarán más amortiguadas. Mientras que, cuando la contribución de la matriz de rigidez sea mayor ( $\beta > \alpha$ ), mayores frecuencias deberán ser amortiguadas. El software define valores nulos por defecto, sin embargo, en problemas tanto de deformación plana, como de simetría axial, estos valores deben ser mayores a 0, especialmente si la carga dinámica posee gran magnitud, o es proveniente de un registro sísmico.

Los coeficientes de Rayleigh ( $\alpha$  y  $\beta$ ) pueden ser determinados mediante correlaciones con el ensayo de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ). Así lo establecen Tsai *et al.*, (2014), quienes señalan que ambos valores pueden ser determinados como:

$$\alpha = \frac{2\xi(w_m \cdot w_n)}{(w_m + w_n)}$$

$$\beta = \frac{2\xi}{(w_m + w_n)} \quad (\text{Ec. 48})$$

El mismo autor señala que la razón de amortiguamiento para pequeñas deformaciones debe estar entre el rango de 1 a 5%. Por otra parte, para cargas dinámicas sísmicas, es recomendado que el valor de  $w_m$  venga dado por la frecuencia fundamental del suelo y para  $w_n$  sea igual a  $5 \cdot w_m$ . Esta a su vez, se determina mediante la siguiente ecuación:

$$w_m = 2\pi f \quad (\text{Ec. 49})$$

Donde  $f$  es la frecuencia del suelo, dado por la fórmula:

$$f = \frac{1}{T} \quad (\text{Ec. 50})$$

Luego,  $T$  representa el periodo fundamental del suelo. Este se determina mediante la correlación con el ensayo de velocidad de corte ( $V_s$ ), tal que:

$$T_i = \frac{4H_i}{V_{S_i}} \quad (\text{Ec. 51})$$

Donde  $H$  es el espesor del estrato  $i$ . El periodo fundamental del suelo estará dado por la sumatoria de los periodos fundamentales de cada estrato.

### 4.3 Modelos Constitutivos en Software Geotécnico

El software presenta múltiples modelos constitutivos para representar los materiales, tanto de estructuras de suelo, como de los mismos estratos subyacentes. Entre estos existen los siguientes modelos:

- *Lineal Elástico*: Este modelo representa la Ley de Hooke de elasticidad lineal isótropa (propiedades son iguales en cualquier dirección). El modelo incluye dos parámetros principales, el módulo elástico ( $E$ ) y el módulo de Poisson ( $\nu$ ). Este modelo presenta muchas limitaciones en relación al comportamiento de los suelos. Puede ser utilizados para estratos rígidos, tipo roca. Durante esta investigación no será utilizado.
- *Mohr Coulomb*: Este modelo es frecuentemente utilizado para desarrollar un análisis de primer orden acerca del comportamiento del suelo en estudio. El modelo contempla cinco parámetros intrínsecos del suelo: el módulo de elasticidad ( $E$ ), el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), la cohesión ( $C$ ), el ángulo de fricción interna ( $\varphi$ ) y el ángulo de dilatación ( $\psi$ ). Este modelo será desarrollado y explicado de manera más extensa a continuación.

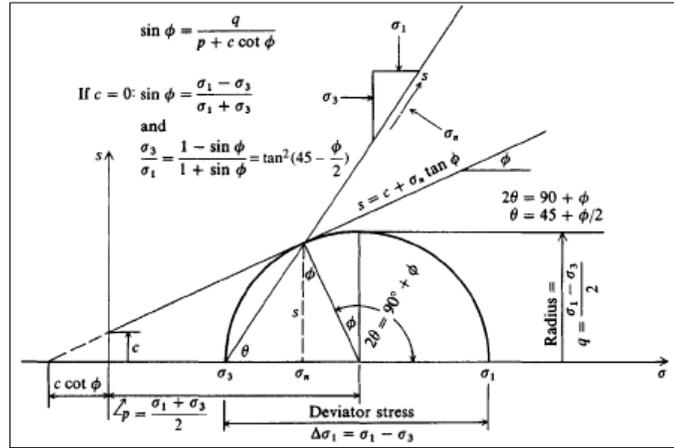
- *Jointed Rock Model*: Se trata de un modelo elástico – plástico anisótropo en el que la rotura por acción de las tensiones tangenciales sólo puede producirse en un número limitado de direcciones de deslizamiento. Este modelo es frecuentemente utilizado para representar el comportamiento de roca estratificada o fracturada.
- *Hardening Soil Model*: Este modelo representa una variante elastoplástica de modelo hiperbólico de tensiones, formulado en el marco de plasticidad del endurecimiento por fricción. El modelo contempla el endurecimiento por compresión, para simular la compactación irreversible del suelo bajo una compresión primaria. Este modelo puede representar correctamente el comportamiento de arenas y gravas, como también de suelos blandos, como arcilla y sedimentos. Se conoce como un análisis de segundo orden, ya que determina con mayor exactitud el comportamiento de los suelos. Sin embargo, la cantidad de variables o parámetros requeridos, sólo pueden ser determinados por ensayos geotécnicos preliminares, específicamente ensayos de odómetro y consolidación. De acuerdo a esto, este modelo no será utilizado en la investigación.
- *Soft Soil Model*: Se trata de un modelo que se utiliza para simular suelos blandos y muy blandos. Frecuentemente es relacionado con suelos de arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo es considerado de segundo orden, debido al buen ajuste con resultados reales. Debido a que durante esta investigación se trabajará con suelos blandos, este modelo si será utilizado. Una definición más certera es presentada a continuación.
- *Soft Soil Creep Model*: Modelo de segundo orden formulado en el marco de la viscoplasticidad. El modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento del suelo dependiente del tiempo, en arcillas normalmente consolidadas y suelos tipo turba. El modelo incluye una ley logarítmica para la variación de rigidez en función del cambio de volumen. Tiene buenos resultados en pruebas de consolidación del suelo blando.

Dos de los modelos que serán desarrollados durante esta investigación serán el modelo de Mohr Coulomb y el modelo Soft Soils.

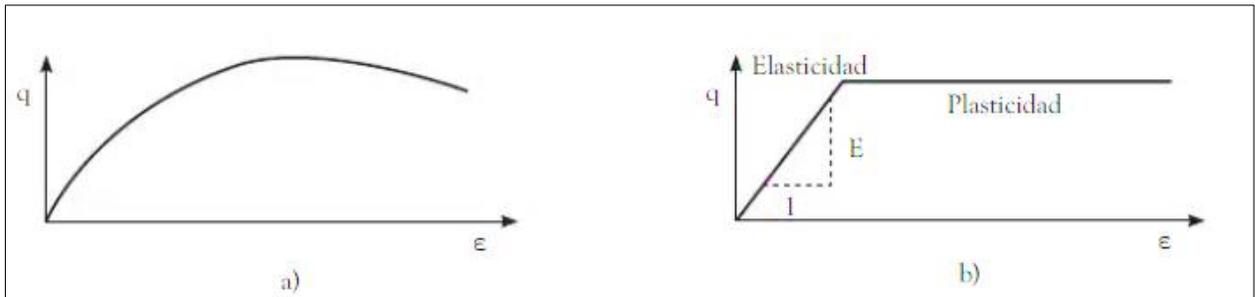
#### 4.3.1 Mohr Coulomb

El modelo Mohr Coulomb es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Se trata de un modelo elastoplástico perfecto, isotrópico, desarrollado a partir de las leyes de Hooke y el criterio de falla de Mohr Coulomb (Ver Ilustración

30). Representa de buena forma el comportamiento de suelos granulares y finos normalmente consolidados, sin embargo, se debe tener en cuenta que no determina el comportamiento elastoplástico progresivo, sino una fase elástica y luego simula un comportamiento de plasticidad perfecta (Leal *et al.*, 2009).

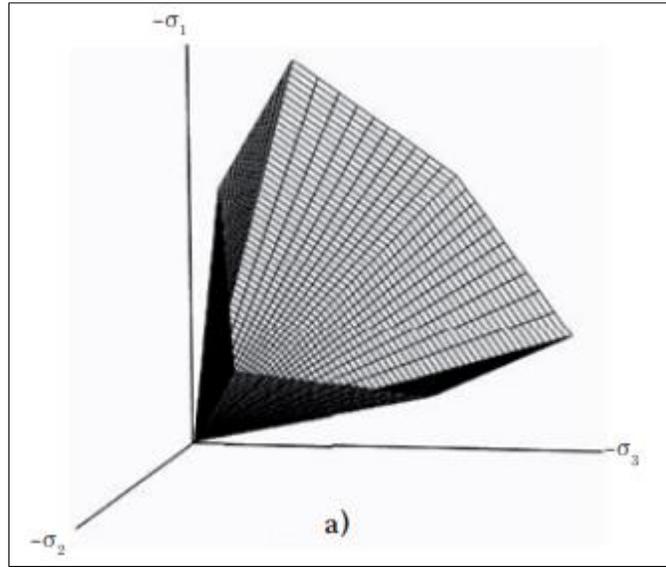


**Ilustración 30.** Criterio de Falla de Mohr Coulomb. **Fuente:** Bowles, 1977.



**Ilustración 31.** A) Gráfico del Comportamiento Real Sobre un Estado de Tensión – Deformación. B) Gráfica del Comportamiento Simulado por el Modelo Constitutivo de Mohr Coulomb, en Estado de Tensión – Deformación. **Fuente:** Leal *et al.*, 2009.

Para evaluar si la plasticidad ocurre durante el análisis de un modelo, el software involucra un conjunto de funciones de fluencia, las cuales definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material. Estas son representadas gráficamente por un cono hexagonal (Ver Ilustración 32), en el espacio de los esfuerzos principales ( $\sigma_1, \sigma_2$  y  $\sigma_3$ ). Estas funciones describen un comportamiento elástico en el material, con deformaciones reversibles. Sin embargo, cuando los esfuerzos pasan la frontera de la superficie creada, el material presenta deformaciones tanto elásticas como plásticas.



**Ilustración 32.** Superficie de Fluencia del Modelo en Software. **Fuente:** Leal *et al.*, 2009.

Las funciones que describen la superficie de fluencia son desarrolladas a partir de los esfuerzos efectivos principales, y son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 f_{ia} &= \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) + \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) \leq 0 \\
 f_{ib} &= \frac{1}{2}(\sigma'_k - \sigma'_j) + \frac{1}{2}(\sigma'_k - \sigma'_j) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) \leq 0
 \end{aligned}
 \tag{Ec. 52}$$

Para  $i = 1,2,3; j = 2,3,1$  y  $k = 3,2,1$ .

Además de las fórmulas de fluencia, el software incorpora un algoritmo que describe plasticidades no asociadas a la teoría de la plasticidad. Estas ecuaciones son llamadas función del potencial plástico ( $g$ ), y se establecen ya que el modelo constitutivo de Mohr Coulomb tiende a sobreestimar el fenómeno de dilatancia en el suelo. Estas ecuaciones están en función del ángulo de dilatancia y los esfuerzos efectivos principales, tal que:

$$\begin{aligned}
 g_{ia} &= \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) + \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) \sin(\psi) \\
 g_{ib} &= \frac{1}{2}(\sigma'_k - \sigma'_j) + \frac{1}{2}(\sigma'_k - \sigma'_j) \sin(\psi)
 \end{aligned}
 \tag{Ec. 53}$$

Para  $i = 1,2,3; j = 2,3,1$  y  $k = 3,2,1$ .

De esta forma, el modelo exige cinco parámetros como entrada, para poder representar el comportamiento del material y definir el campo de fluencia. Estos parámetros son el módulo de elasticidad ( $C$ ), el módulo de Poisson ( $\nu$ ), la cohesión del material ( $C$ ), el ángulo de fricción interna ( $\varphi$ ) y el ángulo de dilatación ( $\psi$ ).

#### 4.3.2 Soft Soils

En un modelo Soft Soils, se puede determinar el comportamiento de un material en base al criterio de falla de Mohr Coulomb, sin embargo, tiene algunas modificaciones importantes, por ejemplo, el modelo reconoce esfuerzos de preconsolidación y la distinción entre ciclos de carga y descarga. A su vez, uno de las principales diferencias es que determina la matriz de rigidez de los elementos en función de los esfuerzos principales, bajo el estudio del comportamiento de la compresión logarítmica. Esto implica que, en este modelo se asume que existe una relación logarítmica entre la deformación volumétrica ( $\varepsilon$ ) y la tensión media efectiva ( $p'$ ) tal que:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^o = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^o}\right) \quad (\text{Ec. 54})$$

Donde  $\varepsilon_v$  es la deformación volumétrica actual y  $\varepsilon_v^o$  representa la deformación volumétrica inicial. Las tensiones efectivas se miden también desde su estado actual e inicial. El coeficiente  $\lambda^*$  distingue una constante relacionada con el ciclo de compresión y es el mismo coeficiente  $\lambda$  solicitado por el software.

En tanto, para ciclos de descarga y recarga, el modelo describe una nueva ecuación para representar el cambio volumétrico, de tal forma que:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^o = -k^* \ln\left(\frac{p'}{p^o}\right) \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde  $k^*$  es un índice de hinchamiento modificado, parámetro que solicita el software geotécnico.

Al igual que el modelo de Mohr Coulomb, el software genera un algoritmo para definir la función de fluencia del material, sin embargo, esta es distinta en ambos modelos. El modelo Soft Soils es capaz de simular el comportamiento bajo estados general de tensiones. Se asume además que los esfuerzos de una prueba triaxial  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  son iguales. Luego, para el estado de tensiones, la función de fluencia del modelo se define como:

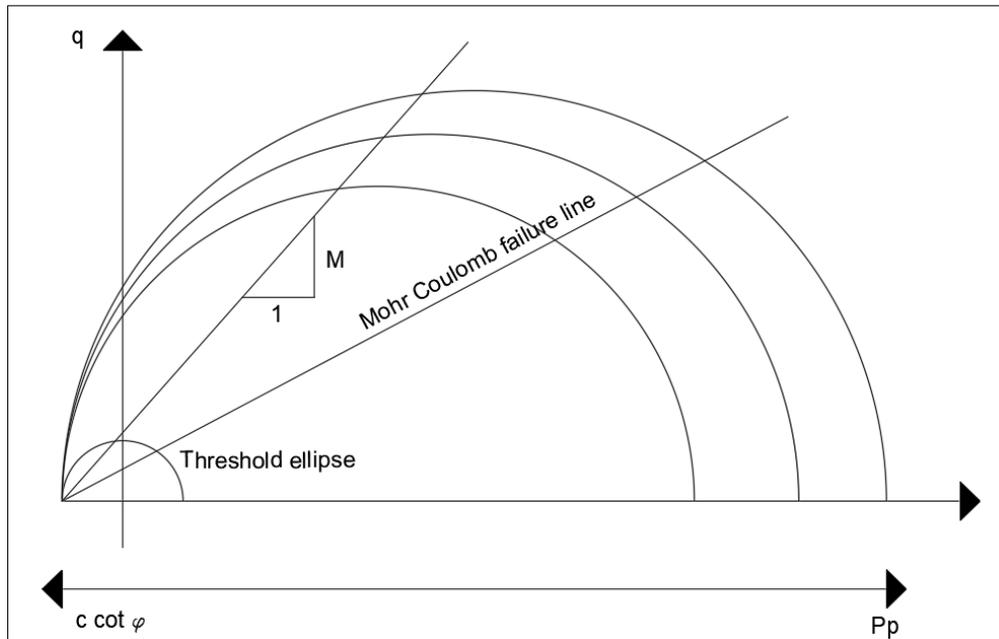
$$f = \bar{f} - p_p \quad (\text{Ec. 56})$$

Donde  $\bar{f}$  es una función del estado de tensiones (sobre la gráfica p-q) y  $p_p$  el esfuerzo de pre consolidación. Ambas se determinan de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cdot \cot g(\varphi))} + p'$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-e_v^p}{\lambda^* - k^*}\right) \quad (\text{Ec. 57})$$

La función de fluencia  $f$  describe una elipse en el plano  $p' - q$ , tal como se muestra en la figura (Ver Ilustración 33). El parámetro M describe la pendiente en el punto medio superior de la elipse. Esta recta representa los estados tensionales posteriores a la falla máxima. Para este modelo, el esfuerzo de pre consolidación isotrópico  $p_p$ , determina la extensión de la elipse a lo largo del eje  $p'$ . De esta forma, durante la aplicación de la carga se pueden formar infinitas elipses de extensión  $c \cdot \cot g(\varphi)$  en el plano q y para tensiones  $p'$  tanto positivas como negativas. En cuanto al valor de  $p_p$ , este se determina en función de la deformación volumétrica plástica, explícita en la ecuación (Ec. 57). En esta se asume que la deformación volumétrica inicial, para un estado de tensiones original, es igual a cero.



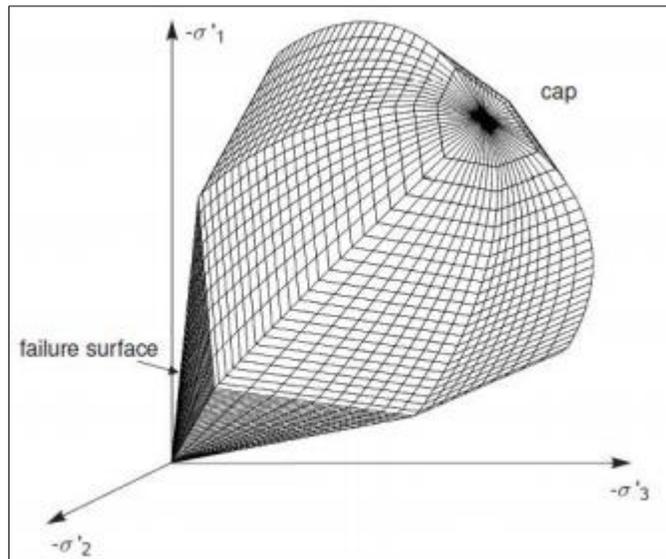
**Ilustración 33.** Plano  $p' - q'$  del Modelo Soft Soil. **Fuente:** Brinkgreve *et al.*, 2004.

Como anteriormente se señala, el modelo Soft Soils describe una superficie de fluencia para una deformación volumétrica en un proceso de compresión primaria. El estado de falla definido por la pendiente M presenta plasticidad perfecta, tal cual como la superficie de fluencia en un modelo de Mohr Coulomb.

Para los estados tensionales generales, la fluencia en el modelo de Soft Soils se define bajo seis ecuaciones, al igual que en el modelo de Mohr Coulomb. Tres funciones de ellas representan el comportamiento de fluencia al ser sometido a compresión, y otras tres representan la fluencia de Mohr Coulomb. En general, la superficie de estas funciones se representa como un cono hexagonal y una elipse en su frontera, tal como se ve en la figura (Ver Ilustración 34).

Este modelo es frecuentemente utilizado en el estudio de arcillas normalmente consolidadas y suelos tipo turbas. Generalmente, describe resultados positivos en el estudio de la consolidación de estos suelos, y su análisis es considerado ventajoso con respecto a los demás métodos.

Los parámetros que solicita el software para el modelo Soft Soils se presentan en la siguiente tabla (Ver Tabla 9).



**Ilustración 34.** Representación Completa del Contorno de Fluencia en Modelo Soft Soils. **Fuente:** Brinkgreve *et al.*, 2004.

**Tabla 9.** Parámetros de Entrada para el Modelo Soft Soils. **Fuente:** Brinkgreve *et al.*, 2004.

Parámetros básicos	Símbolo	Unidad
Índice de Compresión Modificado	$\lambda^*$	[-]
Índice de Hinchamiento Modificado	$k^*$	[-]
Cohesión	$C$	[kN/m <sup>2</sup> ]
Ángulo de Fricción Interna	$\varphi$	°
Ángulo de dilatación	$\psi$	°

Ambos índices se determinan en función de los parámetros de compresión ( $C_c$ ), expansión o recompresión ( $C_s$ ) y el índice de vacíos ( $e_0$ ) provenientes de ensayos de consolidación primarios. Luego, la relación de los índices modificados con los parámetros descritos anteriormente, se describen en las siguientes ecuaciones:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e_0)} \tag{Ec. 58}$$

$$k^* = \frac{2C_s}{2.3(1 + e_0)}$$

Como observación, el software también solicita parámetros avanzados como el Módulo de Poisson. Brinkgreve *et al.*, (2004) señalan en el manual de modelos constitutivos del software que, para un modelo Soft Soil, la relación de Poisson difiere del módulo ocupado para un modelo de Mohr Coulomb. Este valor, para estratos de suelos sometidos a cargas, debe estar entre 0,10 a 0,20. Como valor estándar, el software propone un valor de 0,15. Sin embargo, cuando el modelo no está sometido a cargas, y el suelo no es normalmente consolidado, es necesario añadir un coeficiente de Poisson en función de la relación de incrementos de carga vertical y horizontal, tal que se cumpla lo siguiente:

$$\frac{v_{mod}}{1 - v_{mod}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \tag{Ec. 59}$$

De esta forma, el módulo de Poisson no estará representado por el coeficiente de proporcionalidad  $K$  para suelos normalmente consolidados, sino más bien por una relación del incremento de tensiones.

Para efectos de la investigación, los modelos estarán sometidos a cargas, por lo tanto, el módulo de Poisson tendrá un rol menor en el cálculo, y será asignado según el valor estándar del programa.

**CAPÍTULO 5. ANTECEDENTES GENERALES DE LAS ZONAS  
DE ESTUDIO**

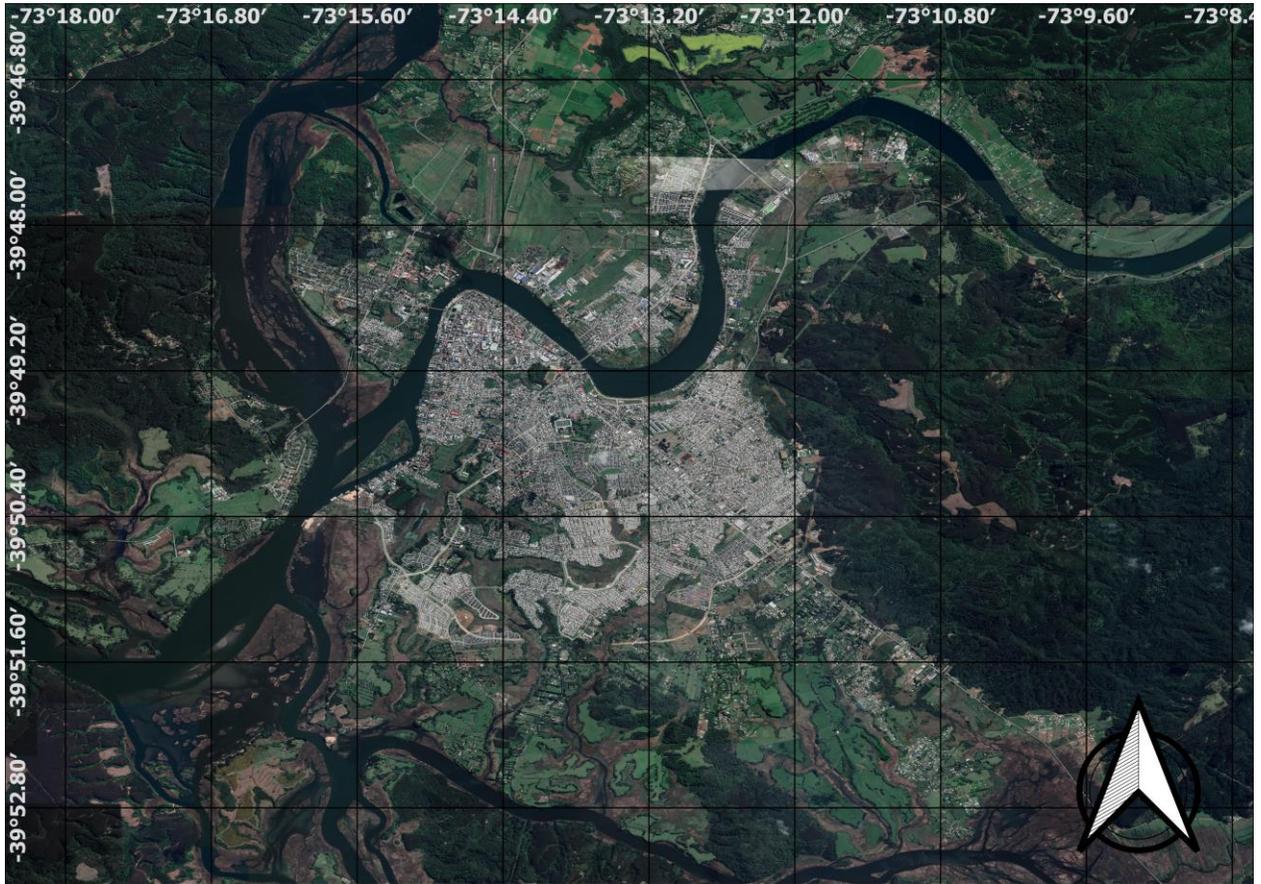
## 5.1 Antecedentes Generales

Dentro de la superficie del Sur de Chile, existen distintos tipos de suelos y formaciones geológicas, las cuales varían de acuerdo a la accidentada geomorfología del angosto país. En las zonas de Valdivia y Punta Arenas; zonas de interés durante esta investigación; existe gran presencia de suelos de origen glaciar, fluvial, aluvial, volcánico, marino, entre otros. Estos múltiples orígenes, derivan en una serie de depósitos con formaciones distintas, las cuales reflejan la complejidad para poder clasificar y definir geotécnicamente los suelos existentes.

Los suelos derivados de cenizas volcánicas, ocupan parte importante de la superficie existente en el sur del país. Su particular composición atómica, de tipo amorfa, lo hacen ser un suelo altamente susceptible a alteraciones, tanto físicas como químicas o biológicas. Geotécnicamente, estos suelos presentan elevados índices de vacíos y ángulos de fricción interna, grandes variaciones de densidad y volumen al pasar de estado saturado a seco, gran capacidad para retener agua y cambios estructurales importantes al ser sometidos a procesos de secado. Estos tipos de suelos, junto con otros de orígenes glaciares, marinos o fluviales, hacen parte de la superficie fundable de Valdivia y Punta Arenas. Sus particulares orígenes y bajas competencias geotécnicas, hacen de este un material atractivo para evaluar el comportamiento del sistema de fundación planteado.

## 5.2 El Suelo Fundable de Valdivia

La ciudad de Valdivia se encuentra localizada en la zona centro oriental de la Cuenca del Río Valdivia. Esta cuenca se encuentra ubicada entre los 39° 19' y los 40° 03' de latitud sur y los 73° 28' y 71° 42' de longitud oeste. Abarca una superficie de 110.000 [km<sup>2</sup>] y está conformada como un plano depositacional extenso, relativamente bajo y afectado por una tectónica de hundimiento que ha sido cubierta por depósitos volcánicos en ambiente marino, lacustres, fluvioglaciales, glaciales y aluviales, estos últimos correspondientes al periodo posglaciar (Solari y Cueto, 2011). Los principales afluentes que convergen sobre al Río Valdivia y en la ciudad del mismo nombre, son el Río Calle Calle y el Cruces. El primero y más importante afluente, nace desde el oriente a 15 km del mar, mientras que el segundo nace desde el norte de la cuenca, con influencias de tributarios pertenecientes a zonas pre andinas y andinas (DGA, 2004).



**Ilustración 35.** Localización de la Ciudad de Valdivia. **Fuente:** Google Satellite, 2016.

Debido a los distintos eventos geológicos que han constituido la cuenca del Río Valdivia, incluyendo el reciente terremoto del año 1960, la mayor parte del suelo perteneciente a la zona urbana de Valdivia está compuesta de suelos de origen orgánico y fluvial, a una altura promedio de 9 metros sobre el nivel del río Calle Calle. Esta elevación se mantiene casi constante en toda la superficie, lo cual configura un paisaje mayoritariamente plano.

Las complejas formaciones geológicas existentes en la superficie urbana de la ciudad de Valdivia, se dividen entre depósitos fluvio-estuarinos antiguos, depósitos fluviales y estuarinos recientes, rellenos artificiales y zonas de vegas. La Tabla 10 describe un resumen de la aptitud fundable de estos tipos de suelos.

**Tabla 10.** Capacidad de Fundación en Función de Distintas Unidades Geológicas. **Fuente:** Propia, 2019.

Unidad geológica	Descripción	Aptitud fundable
Relleno artificial	Composición y espesor variable. Contiene arcillas, limos, arenas, gravas, escombros, maderas, desechos y bloques de rocas.	Muy Mala
Vegas	Depósito de origen orgánico, de pantanos y fluviales recientes. Presencia de arcillas y limos con alto contenido de materia orgánica y lentes de arena.	Muy mala
Depósitos fluviales y estuarinos	Sedimentos recientes constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas con algunos lentes de alto contenido orgánico.	Regular – Mala
Depósitos fluvio – estuarinos antiguos.	Secuencia de sedimentos antiguos compuestos de arcilla, limos, arenas y gravas. Depósitos conocidos en la zona como suelos tipo Cancagua, con cementación que varía entre moderada y alta.	Regular - Buena

Por otra parte, la figura (Ver Ilustración 36) muestra las características geotécnicas básicas (en colores) de la superficie urbana de Valdivia. En esta, el color rojo representa condiciones de suelo orgánico, de tipo humedal, vega o relleno artificial. Estos suelos poseen la más alta respuesta sísmica entre los suelos de Valdivia. Por otra parte, el color naranja representa zonas de depósitos fluviales estuarinos recientes, con algunas zonas de peligro de sucesos de remoción en masa (Arenas *et al.*, 2004). El color amarillo anaranjado representa depósitos fluviales estuarinos antiguos, con mezcla de algunos recientes. Al igual que el naranja, existen zonas con peligro de sucesos de remoción en masa. Finalmente, los colores verdes representan las mejores condiciones de suelo fundable. Estos corresponden a depósitos estuarinos antiguos, con alta presencia de arenas limosas cementadas, localmente conocida como Cancagua. Las zonas de verde más intenso presentan depósitos con unidades de roca metamórfica.



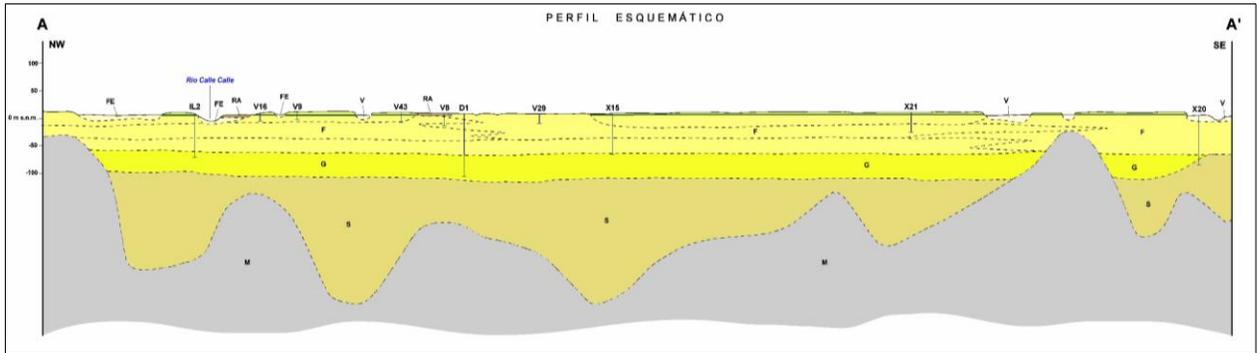
Arenas *et al.*, (2004) establecen ciertas recomendaciones para fundar en los distintos depósitos de la ciudad. La tabla 11 muestra las recomendaciones propuestas.

**Tabla 11.** Recomendaciones de Fundación en los Distintos Depósitos de Valdivia. **Fuente:** Arenas *et al.*, 2004.

Color	Depósitos	Recomendación
Rojo	Turba, Humedal, Vegas, Rellenos Artificiales, etc.	En la peor condición, se puede construir rellenos, y montar edificios con no más de dos pisos de altura, con una losa rígida de hormigón.
Naranja	Sedimentos Fluviales y Estuarinos recientes	Rellenos de áreas grandes. Terraplenes de Ripio construidas en capas de 1,00 [m]. Aplicación de métodos de pre carga, para aumentar la compactación y disminuir asentamientos por consolidación. Para edificios ligeros, fundación somera con losa de hormigón rígida. Para edificios pesados, fundación profunda con pilote, hasta estratos de arena.
Amarillo anaranjado	Sedimento fluvio estuarinos antiguos.	Similar a las recomendaciones del depósito color naranja.
Verde claro	Cancagua principalmente	Apto para edificios no mayores a 4 pisos. Para este caso, evitar perforar con pilotes este estrato. Edificios pesados requerirán fundación muy profunda, hasta capas de arena de espesor considerable.
Verde oscuro	Rocas metamórficas	Debido al alto grado de fracturación en estas rocas, el desarrollo de obras civiles se debe evaluar en función del riesgo de rotura o fractura en el suelo subyacente.

Desde un perfil esquemático (Ver Ilustración 37), se puede observar de mejor forma como se han depositado los suelos, tanto orgánicos como fluviales (amarillos), sobre la roca metamórfica (gris). De este se puede notar que los rellenos artificiales y suelos orgánicos en general, no presentan una altura mayor a 6 [m], en el caso más extremo, mientras que, los depósitos fluviales y glacio fluviales

hacen parte de una prolongada extensión en profundidad (capas de amarillo claro y amarillo), y forman parte de los suelos con mejores condiciones para ser fundados.



**Ilustración 37.** Perfil Esquemático del Corte A-A'. **Fuente:** Arenas *et al.*, 2004.

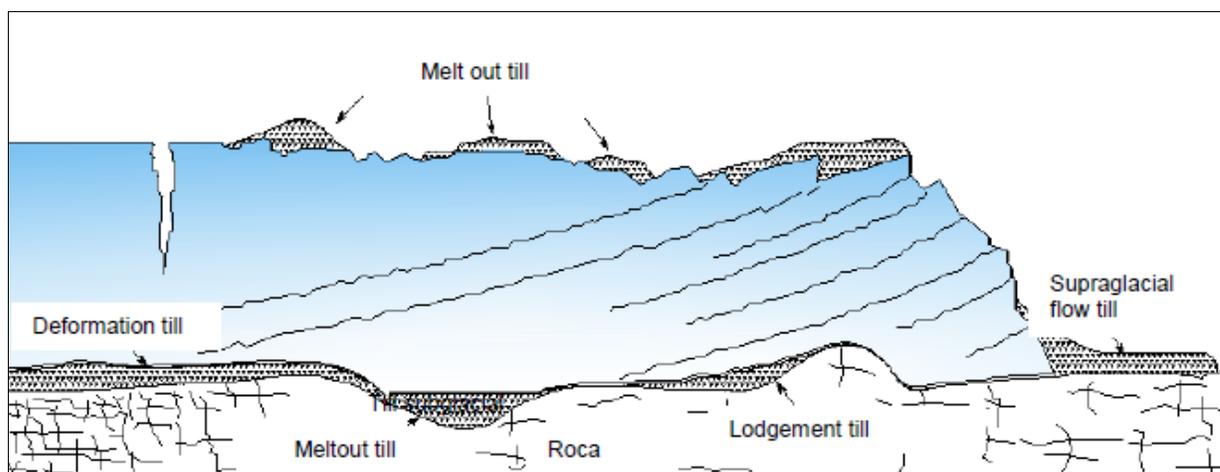
Uno de los depósitos fluviales con mejores condiciones para fundar es el suelo localmente conocido como Cancagua. Generalmente, este suelo se presenta como una arena fina limosa, la cual puede ser clasificada como ML o SM (Limo de Baja Plasticidad o Arena Limosa según clasificación USCS), dependiendo de la proporción entre fino y granular. La compactación de este suelo suele ser muy alta, tiene alto índice de cementación, baja plasticidad y baja permeabilidad. De acuerdo a la proximidad con la superficie, este es uno de los suelos más utilizados como sustento de fundaciones profundas.

### 5.3 El Suelo Fundable de Punta Arenas

Punta Arenas se encuentra ubicado en la zona nororiental de la península de Brunswick, en la XII Región de Magallanes y la Antártica Chilena. Los suelos de esta ciudad presentan características heterogéneas, producto de complejos procesos geológicos que han formado depósitos de distintos tipos. Los procesos de mayor influencia geológica sobre la formación de los depósitos de la ciudad, fueron procesos de adelantamiento y retracción de glaciares, durante la época geológica del Holoceno y Pleistoceno. La particularidad de este origen es que las actuales propiedades y comportamientos geo mecánicos de los depósitos sedimentarios de la zona están actualmente controlados por el historial de carga – descarga de los glaciares, por lo tanto, el comportamiento del material no puede ser predicho sin que antes sea analizado el historial geológico de la zona (Vásquez, 2012).

Geomorfológicamente, la zona presenta tres terrazas que descienden en dirección al poniente y paralelo al Estrecho de Magallanes, las cuales son, el relieve bajo (< 20 m.s.n.m) compuesto por un plano inclinado (entre 0° y 10°) de depósitos marinos y fluviales, un relieve intermedio (20 – 100 m.s.n.m) compuesto de sedimentos glaciares y material fino, y un relieve alto (>100 m.s.n.m) el cual describe una evidente formación de origen glaciar (Mansilla, 2006).

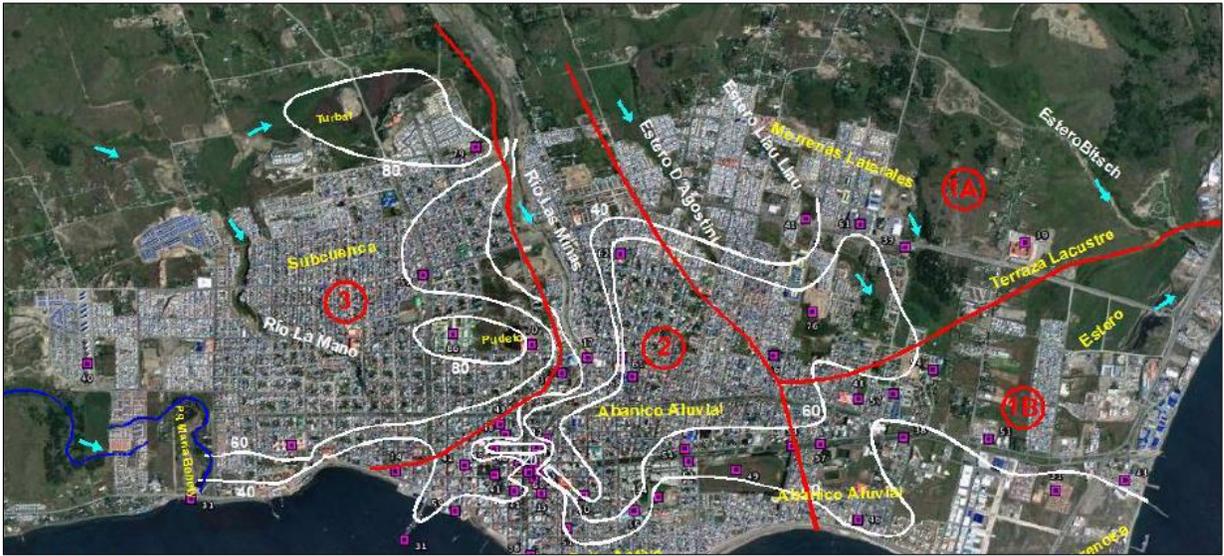
Para el estudio de los suelos de Punta Arenas, es importante destacar el origen de los depósitos Till. Estos depósitos nacen a partir de los distintos procesos de sedimentación ocurridos en la época glaciar del Pleistoceno. Existen distintos tipos de Till, los cuales pueden ser de flujo, supra glaciar, subglacial o glacioteccionado (Vásquez, 2012). Estos se diferencian de acuerdo a sus procesos de meteorización, principalmente de reptación y deslizamiento basal. El primero está ligado a un proceso de deformación interna de la masa glaciar, mientras que el deslizamiento basal describe en gran parte la sedimentación subglacial. La figura (Ver Ilustración 38) describe los procesos de erosión glaciar y la formación de los depósitos tipo Till. Actualmente, estos depósitos se presentan como una mezcla heterogénea compuesta de gravas, arenas, limos y arcillas, las cuales evidencian el historial previo de ciclos carga y descarga de glaciares.



**Ilustración 38.** Tipos de Formación Till en un Glaciar. **Fuente:** Vásquez, 2012.

Para la ciudad de Punta Arenas, Vásquez (2012) define una zonificación en función de distintos registros geotécnicos recopilados en su investigación. En esta se caracterizan tres grandes zonas, la zona norte, la zona centro y la zona sur (Ver Ilustración 39). La zona norte se subdivide en dos zonas, en la cual, la primera presenta sedimentos propios de inundaciones fluviales (suelos de arcilla normalmente consolidadas y turbas), sedimentos lacustres y nivel freático superficial. Sobre

algunos puntos de esta sub zona, los registros de ensayos SPT revelan valores menores a dos golpes. El documento lo describe como una zona potencialmente inundable y de muy bajas competencias geotécnicas. La segunda sub zona presenta límites con una terraza de origen glacio lacustre, donde predominan suelos de tipo arenas limpias y uniformes. Los registros de ensayos SPT revelan números de golpes menores a veinte. La zona central, por su parte, es dominada por un valle aluvial. Está constituida de suelos granulares con cierta frecuencia de estratos de arena. En cuanto a la zona sur, está predominantemente influenciada por el caótico cauce del Río La Mano, con depresiones moldeadas por la acción glaciaria, rellenas de arcillas blandas y suelos tipo turbas.



**Ilustración 39.** Zonificación Geotécnica de la Ciudad de Punta Arenas. **Fuente:** Vásquez, 2012.

Esta zonificación permite entender cómo se distribuyen los depósitos, y evaluar las condiciones de la superficie fundable en Punta Arenas. Vásquez (2012) destaca que con ésta zonificación, se erradica la globalización de parámetros en función del término conocido como Mazacote. Esto se debe a que múltiples informes geotécnicos ocupan parámetros típicos del suelo en cuestión, sin realizar los análisis de laboratorio respectivos, en los cuales estos deben ser inspeccionados.

## **CAPÍTULO 6. METODOLOGÍA DE TRABAJO**

## 6.1 Hipótesis de Trabajo

Las hipótesis que fundamentan la investigación realizada, se basan en las restricciones propuestas en el manual “*Recomendaciones para el Diseño de Estructuras de Suelo con Geotextil de Uso*”, de la Asociación Geotécnica Alemana (2011). Las restricciones abordadas para la geometría en planta del sistema, son las mismas que son explicadas en la sección 3.2. Luego, tanto para los modelos constitutivos, análisis estáticos o dinámicos, selección de diámetros y geotextil, y otras características, se establecen las siguientes hipótesis de trabajo.

- Se desarrollan análisis numéricos de simetría Axial y de deformación Plana, con el objetivo de determinar correctamente tanto los desplazamientos como deformaciones en las pilas. De estas, se analiza la pila central y la pila más alejada del centro. Esta hipótesis se fundamenta en que estas pilas son las que sufren mayores deformaciones o desplazamientos (verticales o horizontales), por ende, son reconocidas como pilas críticas. La pila más externa suele tomar mayores esfuerzos cortantes, mientras que la pila central suele asentarse más que las otras.
- Para modelar el comportamiento de los materiales asociados al relleno y el suelo adyacente, se opta por el modelo constitutivo de Mohr Coulomb. En el caso especial de Punta Arenas, el suelo blando atribuido a la turba está representado por el modelo constitutivo Soft Soil.
- En total son 6 modelaciones, 2 para Valdivia y 4 para Punta Arenas. El caso de Punta Arenas tiene mayor cantidad de representaciones, ya que son analizados dos tipos de suelos, el suelo tipo turba y el suelo localmente conocido como Mazacote.
- La grava al interior de la pila es modelada como un material granular, en estado drenado.
- En la investigación, se desprecian los efectos de densificación de las capas adyacentes a las pilas en el proceso de construcción de estas. Es decir, el método de instalación de las pilas no es objeto de estudio.
- Son consideradas cargas estáticas y dinámicas en los modelos.
- El predio de análisis tendrá un área máxima de 570,00 [m<sup>2</sup>]. Ya que se realizan modelos de deformación plana y simetría axial, se toma en cuenta que el área es igual en ambos modelos, a pesar de que la geometría sea representada de manera distinta (rectangular y circular respectivamente).

- La carga aplicada a la estructura de fundación es de tipo uniforme en la superficie del cabezal y tiene un valor de  $1,00 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$  ( $100,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ ).
- El sistema de fundaciones presenta un relleno estructural como cabezal de fundación. Este está compuesto de relleno granular, en capas de espesores no mayores a  $30,00 \text{ [cm]}$ . A su vez, en la base del cabezal existirá un refuerzo de tipo geosintético, el cual tendrá características similares al que envuelve lateralmente las pilas. Este cabezal tendrá una altura máxima de  $2,50 \text{ [m]}$ .
- La carga dinámica añadida, está basada en el evento sísmico del Maule, ocurrido el 27 de Febrero del 2010. El registro espectral sobre los desplazamientos, aceleraciones y velocidades son rescatados desde la base informática del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS). En estos existen registros en tres direcciones diferentes. Se evaluará la condición más desfavorable.
- El largo de la pila es de  $7,50 \text{ [m]}$  en todas las modelaciones. Todas las pilas descansan sobre estratos de mejores competencias, con respecto al suelo blando analizado en cada modelo.
- El diámetro de la pila es constante en todos los modelos, con una magnitud de  $0,80 \text{ [m]}$ . Este diámetro es recomendado por el manual antes descrito y presenta la mayor cantidad de aplicaciones reales.
- El geotextil presenta una rigidez axial ( $EA$ ) de  $6500,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ , y una deformación lateral máxima de  $6,00 \text{ [%]}$ , considerando en esta el proceso de activación de la sección anular (durante el proceso de construcción). La selección de este geotextil se explica con mayor detalle en la sección 6.5.
- La relación de áreas ( $a_r$ ) es de un  $15,00 \text{ [%]}$  y el espaciamiento entre centros es de  $2,40 \text{ [m]}$ . Esta condición, sumado al diámetro de la pila, cumple satisfactoriamente las restricciones propuestas por el manual. A su vez, la distancia entre el geotextil horizontal de refuerzo con la cabeza de la pila, será ínfima, tendiendo a 0 ( $z \approx 0$ ). Se sugiere revisar las restricciones explicitadas en la sección 3.2.
- No se realiza ninguna interfaz entre elementos de suelo y estructura. Se asume una condición de perfecta adherencia en la interfaz de los elementos, por lo tanto, el parámetro de modelación  $R_{int}$  es igual a  $1,00$  para todos los casos. Múltiples estudios de la tecnología validan esta relación (Hosseinpour *et al.*, 2017 y Lo *et al.*, 2010). Estos aluden a que los métodos de instalación del sistema generan interfaces (suelo estructura) completamente

rígidas, además de actuar como elementos drenantes, lo cual se representa de mejor manera con un  $R_{int}$  igual a 1,00.

- Para los modelos de deformación plana, la representación del geosintético envolvente es considerado mediante un cambio del ángulo de fricción interna del relleno, tal como se describe en la sección 3.4.2. Por ello, este no aparece como un elemento estructural gráficamente presente, a diferencia de los modelos de simetría axial, los cuales si lo muestran como elemento estructural en la representación gráfica. La representación de este modelo en planta está definida por una configuración cuadrada, con separación fija de 2,40 [m] entre columnas.
- Para los modelos de simetría axial, las columnas adyacentes a la central son representadas como anillos de espesor proporcional, tal como describe la metodología propuesta en la sección 3.4. La configuración en planta para este modelo, estará formada por triángulos isósceles. Esta representación permite distribuir una separación hacia cualquier punto del anillo de 2,40 [m], tal como describe la restricción planteada.

## 6.2 Sistema de Fundación Propuesto

El sistema de fundación propuesto, tanto para Valdivia como Punta Arenas, se describe en el Anexo A “Estratigrafías planteadas”.

## 6.3 Construcción del Modelo Genérico

Se realizan dos modelaciones por estratigrafía planteada, debido a que se requiere analizar distintos fenómenos sobre el comportamiento del sistema de fundación, los cuales no pueden ser representados con un solo modelo de análisis numérico. Para ello, según la tabla comparativa realizada por Hosseinpour *et al.*, (2019) (Ver Tabla 7) , se decide determinar los desplazamientos (tanto verticales como horizontales) mediante un modelo de deformación plana, y las deformaciones mediante un modelo de simetría axial.

De acuerdo a los dos análisis propuestos, es necesario desarrollar la construcción de un modelo de fundación en base a un cabezal circular (para el modelo de simetría axial) y un modelo en base a un cabezal rectangular (para el modelo de deformación plana). Esta condición obedece a que cada modelo no representa de la misma manera el comportamiento del sistema de fundación. El modelo numérico desarrollado con simetría axial, trabaja con coordenadas radiales en profundidad, por lo

tanto, genera un plano de análisis circular. Por otra parte, el modelo de deformación plana describe un análisis sobre una sección determinada, la cual considera sólo un análisis vertical y horizontal, haciendo caso omiso a lo que ocurre en la dirección longitudinal.

Ambos modelos deben ser representados mediante el concepto de celda unitaria. Este concepto define una relación entre el área de la columna y el área de influencia que tiene cada una. Esta metodología es bien definida en el Capítulo 3 de este documento. De acuerdo a las recomendaciones realizadas en el manual EBGeo (2011) y la relación de áreas asignadas en los modelos de deformación plana y simetría axial de Hosseinpour *et al.*, (2019), se toma un valor de 15% para la relación de áreas ( $a_r$ ) en los modelos de esta investigación.

Se asume que los espaciamientos y diámetros, para ambos modelos, serán iguales, y tendrán magnitudes de 2,40 [m] y 0,80 [m] respectivamente. La verificación de estos valores, de acuerdo a las recomendaciones del manual EBGeo (2011), se presentan en la siguiente tabla (Ver Tabla 12).

**Tabla 12.** Verificación de Recomendaciones Geométricas. **Fuente:** Deutsche Gesellschaft für Erd- und, 2011.

<b>Ecuación</b>	<b>Valores</b>	<b>Restricción</b>	<b>Cumplimiento</b>
$(s - d)$	$(2,40 - 0,80) = 1,60$	$\leq 2,50$	<i>Cumple</i>
$d/s$	$(0,80/2,40) = 0,33$	$\geq 0,15$	<i>Cumple</i>
$(s - d) \leq 1,40 \cdot (h - z)$	$(2,40 - 0,80) = 1,60$ $1,40 \cdot (2,50 - 0,00) = 3,50$	$1,60 \leq 3,50$	<i>Cumple</i>
$a_s = \frac{a_{columna}}{a_{infl}} \cdot 100$	15,00%	$15,00\% \geq 10,00\%$	<i>Cumple</i>

La construcción de los modelos describe distintos patrones de distribución en planta. Para el modelo con cabezal circular, el patrón elegido fue de triángulos isósceles, mientras que, para el cabezal rectangular, el patrón elegido fue cuadrado.

A modo de hacer que los modelos sean completamente iguales, y que representen el mismo problema, se establece que ambas secciones en planta deben tener áreas de mejoramiento similares. Para ello, se define un diámetro circular de 13,50 [m] para el cabezal circular, mientras que las dimensiones del cabezal rectangular son de 20,00 [m] x 27,50 [m]. Estas presentan un área tratada entre 550,00 y 570,00 [m<sup>2</sup>].

La construcción de los modelos genéricos, de acuerdo a las metodologías de representación equivalentes propuestas por Mitchel y Huber (1985) y Tan *et al.*, (2008), es presentada en el Anexo B “Construcción de Modelos Genéricos para Análisis Numéricos”. En este se describe la conversión de un modelo circular a uno de simetría axial y otro de sección rectangular a uno de deformación plana. Ambos análisis son desarrollados en cada estratigrafía. En total, son 6 modelaciones estudiadas, las cuales varían en función de las estratigrafías planteadas, parámetros propuestos y métodos constitutivos de análisis.

6.3.1 Ángulo de Fricción Interna del Relleno para Modelos de Deformación Plana

Para los modelos de deformación plana, la representación del geotextil envolvente en el software geotécnico se simula aumentando el ángulo de fricción interna, tal como lo señala Raithel y Henne (2000) en su metodología, explicada en la sección 3.4.2. Los resultados sobre el cambio de ángulo de fricción interna, para los tres modelos de deformación plana presentes en la investigación, se presentan en la siguiente tabla (Ver Tabla 13). Los cálculos se presentan en el Anexo B “Construcción de Modelos Genéricos para Análisis Numéricos”. Cabe destacar que de ellos, el incremento de tensiones tanto verticales como horizontales, del suelo adyacente como en el interior de la pila, se determina mediante el método algebraico propuesto por el manual de recomendaciones alemán EBGEO (2011), descrito en la sección 3.4.1. En este, se desarrolla un proceso iterativo para determinar el coeficiente de repartición de tensiones verticales (E). Este factor determina tanto la tensión aplicada sobre el suelo blando, como la aplicada sobre la cabeza de la pila. La rutina que representa el proceso iterativo, fue programada en el software Microsoft Excel. Los resultados muestran ambas tensiones verticales, en función del factor de proporción (E). Las restricciones añadidas al solver del problema, son rescatadas del manual anteriormente descrito.

**Tabla 13.** Transformación Ángulo de Fricción Interna del Relleno, para Modelos de Deformación Plana. **Fuente:** Raithel y Henne, 2000.

Caso / Ángulo	Ángulo de fricción interna relleno – Original [φ]	Ángulo de fricción interna relleno -Transformado [φ <sub>sub</sub> ]
Valdivia	40°	65°
P. Arenas – Turba	40°	70°
P. Arenas – Mazacote	40°	71°

#### **6.4 Parámetros Intrínsecos de los Suelos de Análisis**

Los parámetros desarrollados durante esta investigación, son datos recolectados de distintas fuentes y antecedentes geotécnicos de las zonas de estudio. Gran parte de estos, son obtenidos mediante la colaboración de la empresa MAHS Servicios de Ingeniería Civil – Mecánica de Suelos, dedicada al rubro y con años de experiencia en las zonas de Valdivia y Punta Arenas. Mediante el estudio de las campañas e informes geotécnicos, se propone una estratigrafía resumen para cada zona de estudio. En particular, Punta Arenas presenta dos estratigrafías de estudio, de acuerdo a dos tipos de suelo blando, característicos de la zona. Finalmente, los parámetros elegidos para determinar el comportamiento del sistema, son presentados en el Anexo C “Parámetros Intrínsecos de los Suelos”.

#### **6.5 Relleno Estructural y Elección del Geotextil Envolvente**

Tal como lo señala el Ministerio de Obras Públicas (MOP, 2018), el relleno estructural utilizado como respaldo de estructuras, donde la napa freática presenta niveles de superficie, debe ser de tipo permeable, para evitar que se presenten sub presiones provocadas por la saturación de los suelos, según establezca el proyecto.

De acuerdo a esto, el relleno estructural permeable, debe ser un suelo de grano grueso y limpio, de categorización GW (Grava Bien Graduada según clasificación USCS), con presencia o no de matriz arenosa, con poco o ningún material fino. Es recomendado que un porcentaje mayor al 50,00 [%] quede retenido en el tamiz N°4 (4,75 [mm]), mientras que un porcentaje menor al 5,00 [%] puede pasar por el tamiz N°200 (0,075 [mm]). El granular no presenta plasticidad.

A su vez, las características geomecánicas establecidas para el cabezal del sistema, como para el relleno de la pila, se muestran en las siguientes tablas. Se destacan algunas diferencias entre ambas, como parámetro de elasticidad, densidad o ángulos de fricción interna. Estas variaciones se deben a las diferencias de compactación entre ambos rellenos.

**Tabla 14.** Parámetros Geomecánicos del Cabezal y Relleno de Pilas. **Fuente:** Manual de Carreteras, 2018.

Parámetro	Símbolo	Cabezal	Pilas	Unidad
Densidad Seca	$\gamma_d$	2,10	2,00	[Ton/m <sup>3</sup> ]
Densidad Saturada	$\gamma_{sat}$	2,20	2,10	[Ton/m <sup>3</sup> ]
Permeabilidad	$K_x ; K_y$	10	10	[cm/seg]
Cohesión	$C$	0,001	0,001	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de Elasticidad	$E$	850	750	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Ángulo de Fricción Interna	$\varphi$	50	40	°
Módulo de Poisson	$\nu$	0,30	0,30	—
Angulo de Dilatancia	$\psi$	20	10	°

Cabe destacar que el Manual de Carreteras no es la única fuente de los datos trabajados. Algunos parámetros fueron determinados mediante las siguientes publicaciones o recomendaciones.

**Tabla 15.** Determinación Especial de Parámetros del Relleno. **Fuente:** Propia, 2019.

Parámetro	Fuente
Ángulo de dilatación	Strength and Dilatancy of Sands (Bolton, 1986)
Angulo de Fricción Interna	Cátedra Mecánica de Suelos (Hermosilla, 2007)

Por otra parte, la elección del geotextil depende de dos funciones principales: refuerzo y separación. El geotextil envolvente debe ser capaz de proveer del suficiente soporte lateral y radial, de tal manera que se genere una estabilidad horizontal, entre el confinamiento del suelo adyacente a la pila y la fuerza radial ejercida por la presión interna de esta. Además de ello, este elemento estructural debe ser una barrera efectiva entre el suelo blando adyacente y la grava limpia del interior, permitiendo que de esta forma no existan problemas por contaminación de finos en las pilas. Otra característica importante es la permeabilidad del elemento. Este debe tener un coeficiente de conductividad hidráulica alta, idealmente superior o igual a la permeabilidad interna del relleno (Deutsche Gesellschaft für Erd- und, 2011).

En Chile, el mercado de geo sintéticos ofrece una serie de productos, tanto para obras civiles mayores, como para obras de envergadura menor. Entre estos se destacan geotextiles tejidos y no

tejidos. Los primeros se refieren a geotextiles compuestos de cintas entrecruzadas, tejidas mediante máquinas especiales. Están conformados mediante cintas en dirección longitudinal (urdimbre) y en dirección transversal (trama). Esta característica le otorga grandes beneficios mecánicos, ya que le permite trabajar bajo esfuerzos bi axiales (dos direcciones). El elemento tejido suele poseer altas resistencias y bajas deformaciones, y su uso está orientado para el refuerzo de estructuras de suelo. Por otra parte, los elementos no tejidos, son aquellos que poseen fibras entrelazadas, las cuales conforman una capa geo sintética con altas propiedades de filtración y drenaje. Su principal función es la protección del suelo, delimitando de esta forma dos secciones, las cuales se desea separar. De acuerdo a estas características, el mercado distingue de dos elementos distintos, unos que priorizan la rigidez y estabilidad de estructuras de suelo y otros que privilegian la actividad drenante y permeable. A pesar de ello, en el sistema de fundación propuesto en esta investigación, es necesario mezclar ambas características, debido a que su función requiere tanto de permeabilidad, como de resistencia bi axial. De esto nace el geosintético tipo geoconfinamiento.

El geotextil de tipo geoconfinamiento, presente en el mercado, está compuesto de tiras de fibras entrelazadas, de material PET (polietileno) o PVA (polivinilo de alcohol), sin costuras en su sección longitudinal. Este material describe una sección anular, que tiene diámetros que varían entre los 40,00 [cm] a los 100,00 [cm]. Su uso esta netamente dirigido al sistema de fundación investigado, por lo tanto, está hecho para resistir las cargas necesarias, tener bajas deformaciones en el tiempo y dar características drenantes a cada una de las pilas instaladas (Ver Ilustración 40).

De acuerdo a este tipo de geotextil y mediante la revisión del manual que proporciona la marca autorizada, se procede a determinar el tipo de geotextil de uso, del cual sus propiedades se muestran en la tabla adjunta (Ver Tabla 16).



**Ilustración 40.** Geotextil de Tipo Geoconfinamiento. **Fuente:** Geo Sistemas Chile, 2017.

**Tabla 16.** Propiedades de Geosintético tipo Geoconfinamiento, con Filamentos PVA y PA. **Fuente:** Geo Sistemas Chile, 2017.

Propiedades	Geo confinamiento Ringtrac PM [Filamentos PVA y PA]			
	J2000	J3500	J4900	J6500
Módulo de Rigidez al 5% de deformación.	$\geq 2000,00 \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$\geq 3500,00 \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$\geq 4900,00 \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$\geq 6500,00 \left[ \frac{kN}{m} \right]$
Deformación en la resistencia nominal.	$\leq 6,00\%$	$\leq 6,00\%$	$\leq 6,00\%$	$\leq 6,00\%$
Carga de ruptura por fluencia [a los 120 años/ T < 30°C].	$\geq 82,00 \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$\geq 110,00 \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$\geq 165,00 \left[ \frac{kN}{m} \right]$	$\geq 220,00 \left[ \frac{kN}{m} \right]$
Dimensión del rollo.	0,80 [m] 1,25 [m]	0,80 [m] 1,25 [m]	0,80 [m] 1,25 [m]	0,80 [m] 1,25 [m]
Diámetro/Ancho/Longitud	300,00 [m]	300,00 [m]	300,00 [m]	300,00 [m]

Finalmente, a modo de representar una pila con mayor rigidez, se selecciona el geosintético “Ringtrac PM J6500” como envolvente de las pilas modeladas.

## 6.6 Parámetros de Amortiguamiento Dinámico

Los parámetros de amortiguamiento dinámico de Rayleigh ( $\alpha$  y  $\beta$ ), son determinado de acuerdo a la metodología propuesta en la sección 4.2.2, sobre la fundamentación científica en caso dinámico del software geotécnico. Sobre el Anexo D “Determinación de parámetros Rayleigh”, se describe el cálculo realizado. Los resultados para cada modelo son los siguientes:

**Tabla 17.** Resultados de Parámetros Rayleigh Según Casos de Estudio. **Fuente:** Propia, 2019.

Rayleigh/ Caso	Parámetro $\alpha$	Parámetro $\beta$
Valdivia	0,188	0,003
Punta Arenas – Turba	0,067	0,007
Punta Arenas – Mazacote	0,205	0,002

**CAPÍTULO 7. MODELACIÓN EN SOFTWARE GEOTÉCNICO:  
DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS**

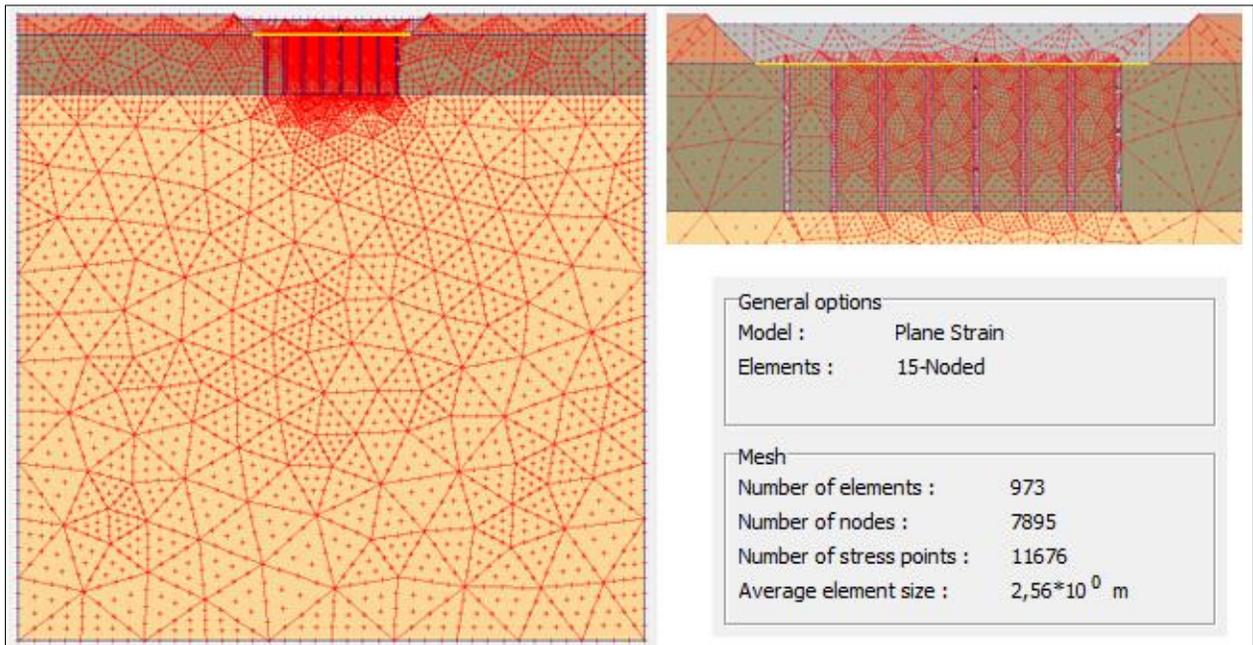
En este capítulo se describe la geometría, puntos o nodos analizados, condiciones iniciales y etapas de cálculo. Los resultados de los modelos pueden ser observados en el Anexo E “Resultados de Modelaciones”. Para cada caso de estudio, se redacta un análisis de los resultados obtenidos, comparando estos con los desplazamientos tolerables descritos en la sección 2.3. Finalmente, se determina la capacidad de carga del sistema, y se estima el porcentaje de mejoramiento comparando los resultados con los obtenidos de modelos sin columnas revestidas.

## 7.1 Modelo 1. Valdivia

En esta sección se describen modelos y resultados sobre representaciones del modelo en deformación plana y simetría axial.

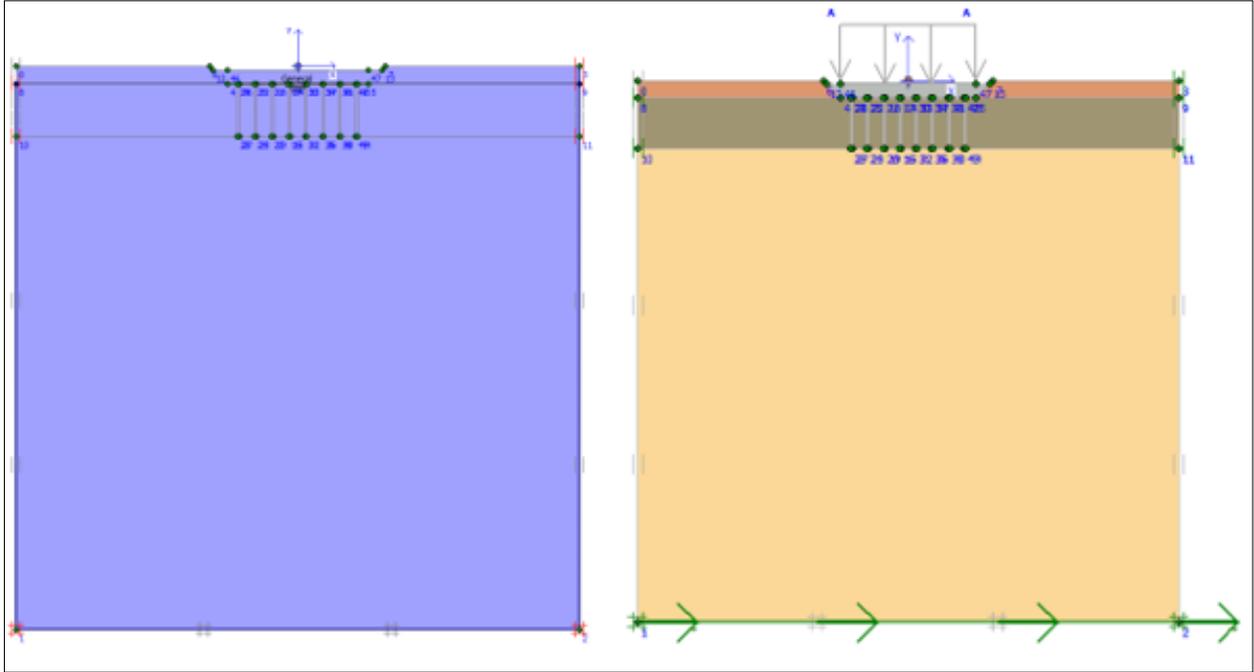
### 7.1.1 Modelo de Deformación Plana

La geometría del modelo puede ser visualizada en la figura (Ver Ilustración 41). Los elementos se desarrollan en triángulos de 15 nodos cada uno, con un total de 973 de ellos y un total de 7895 nodos. Se asigna un pre desplazamiento en la parte inferior, con una magnitud de 0,01 [m], con la idea de cargar en la fase de cálculo el registro de aceleraciones del sismo del Maule, el cual viene presenta dimensiones en [cm/seg<sup>2</sup>]. Se asigna también una sobre carga de 1,00 [kg/cm<sup>2</sup>] en la parte superior del cabezal.



**Ilustración 41.** Geometría del Modelo de Deformación Plana, caso Valdivia. **Fuente:** Propia, 2019.

Sobre las condiciones iniciales, se asignan barreras de reducción de la amplificación sísmica en las fronteras del modelo, se calcula la presión de poros en los estratos, de acuerdo a una napa freática añadida a los 2,50 [m] de profundidad. Por último, se determina mediante el procedimiento *K0* las tensiones geo estáticas en profundidad. La figura muestra las condiciones de borde establecidas (Ver Ilustración 42).



**Ilustración 42.** Asignación de la Napa Freática a los 2,50 [m] – Cálculo de Tensiones Geo Estáticas con Procedimiento *K0*. **Fuente:** Propia, 2019.

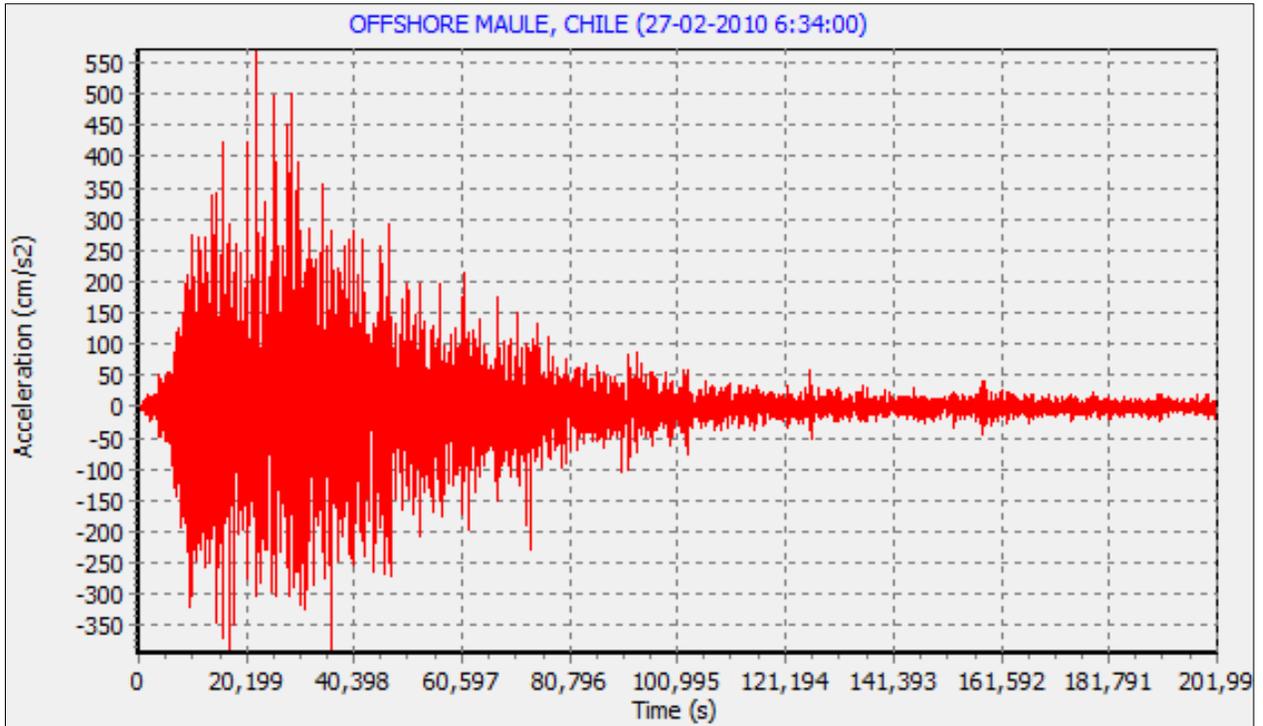
Las etapas de cálculo se dividen en dos: aplicación de la carga estática y aplicación de la carga dinámica. La Tabla muestra los parámetros asignados para el desarrollo de cada una (Ver Tabla 18).

**Tabla 18.** Fases de Cálculo – Caso Valdivia. **Fuente:** Propia, 2019.

Fase	Tipo de Análisis	Carga Aplicada	Tiempo [s]
Fase I “Carga Estática”	Análisis plástico	Estática – 1,00 [kg/cm <sup>2</sup> ]	0,00
Fase II “Carga Dinámica”	Análisis Dinámico	Sismo del Maule, 2010.	120,00

El registro del sismo del Maule (2010), es extraído de la página web de la Sociedad Geológica de Estados Unidos (Ver Ilustración 43). Los resultados del modelo pueden ser visualizados en el

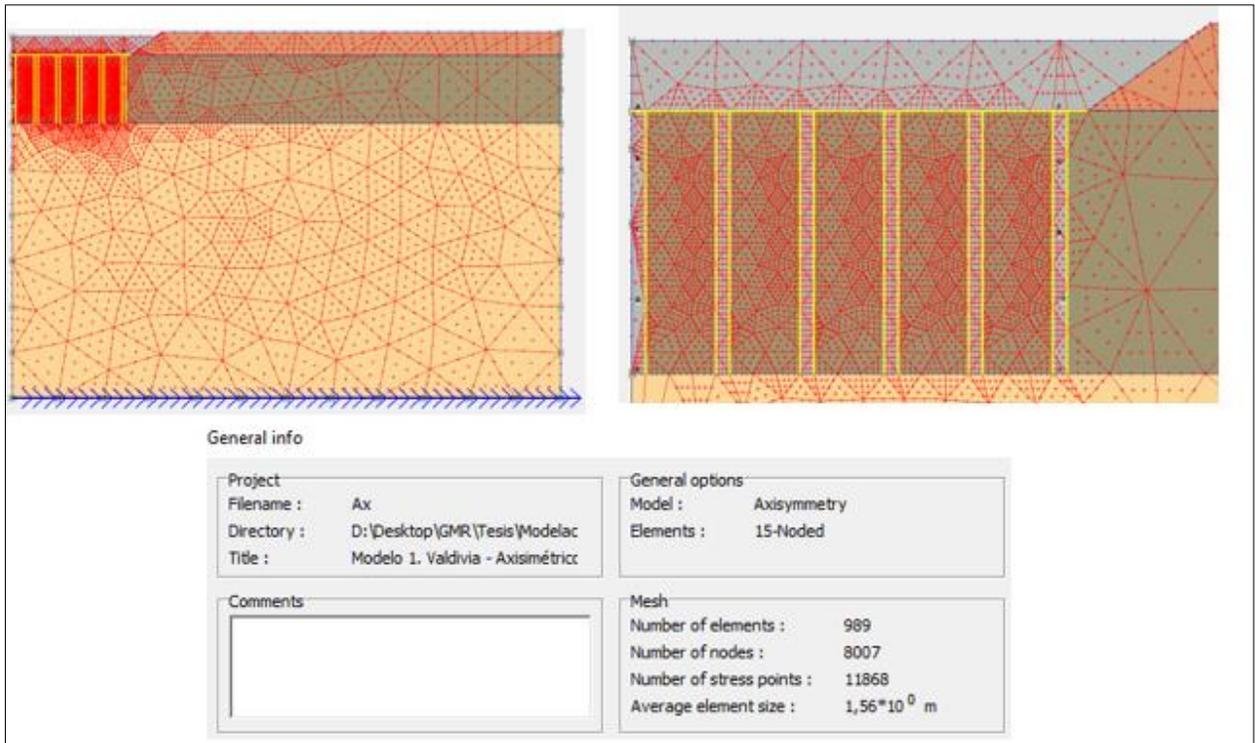
Anexo E. “Resultados de Modelaciones”. Estos a su vez, serán analizados para los nodos más críticos, de acuerdo a los gráficos de desplazamientos y deformaciones obtenidos del software geotécnico.



**Ilustración 43.** Registro de Aceleraciones, Sismo del Maule, 2010. **Fuente:** USGS, 2010.

### 7.1.2 Modelo de Simetría Axial

La geometría del modelo se define como un campo de simetría, por lo tanto, es representado mediante la mitad del campo de dos dimensiones (Ver Ilustración 44). Al igual que el modelo de deformación plana, este modelo presenta elementos de tipo triángulo, con 15 nodos por cada uno. Tiene un total de 989 elementos y 8007 nodos. A la vez, también se asigna un pre desplazamiento en la parte inferior de 0,01 [m], para posteriormente asignar el sismo de la fase dinámica.



**Ilustración 44.** Geometría del Modelo de Simetría Axial, caso Valdivia. **Fuente:** Propia, 2019.

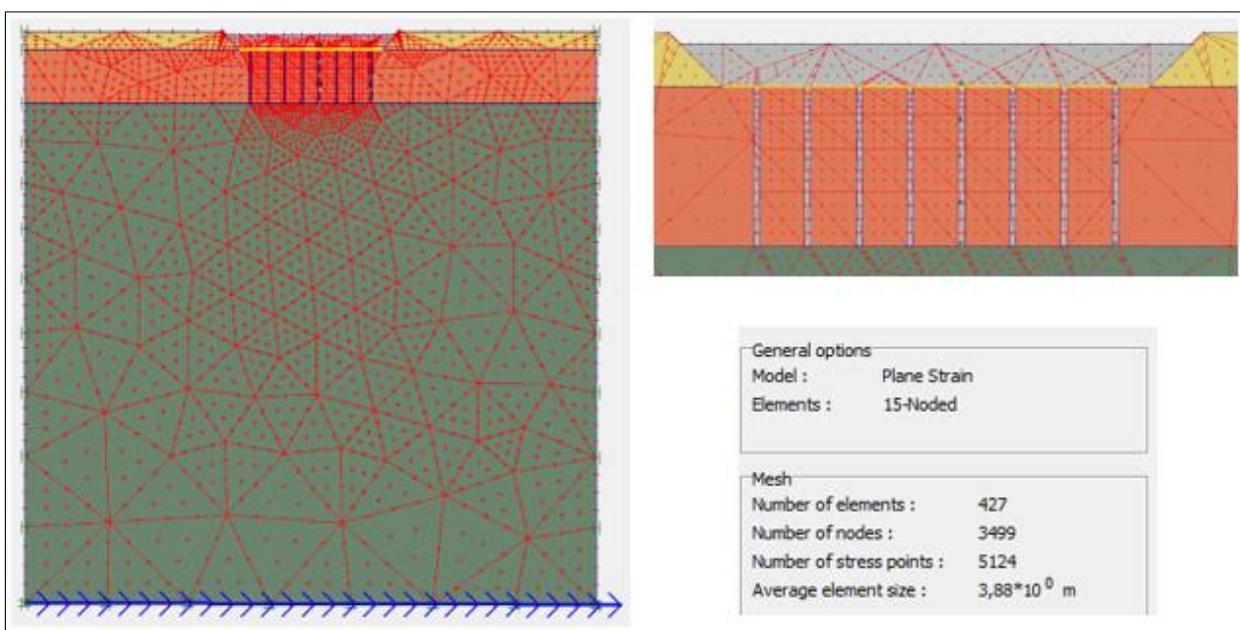
Las condiciones de borde, fases del cálculo y asignación del registro sísmico, se procede con la misma metodología descrita en la sección 7.1.1.

## 7.2 Modelo 2. Punta Arenas – Turba

En esta sección se describen modelos y resultados sobre representaciones del modelo en deformación plana y simetría axial.

### 7.2.1 Modelo de Deformación Plana

La geometría de este modelo distingue de elementos con 15 nodos cada uno. De estos, existen 427 elementos, con 3499 nodos en total. A su vez, se agrega un pre desplazamiento de 0,01 [m] en la parte inferior, tal como se ve en la figura (Ver Ilustración 45). Este modelo se distingue del resto, ya que el comportamiento del estrato Turba se representa mediante el modelo constitutivo Soft Soil.

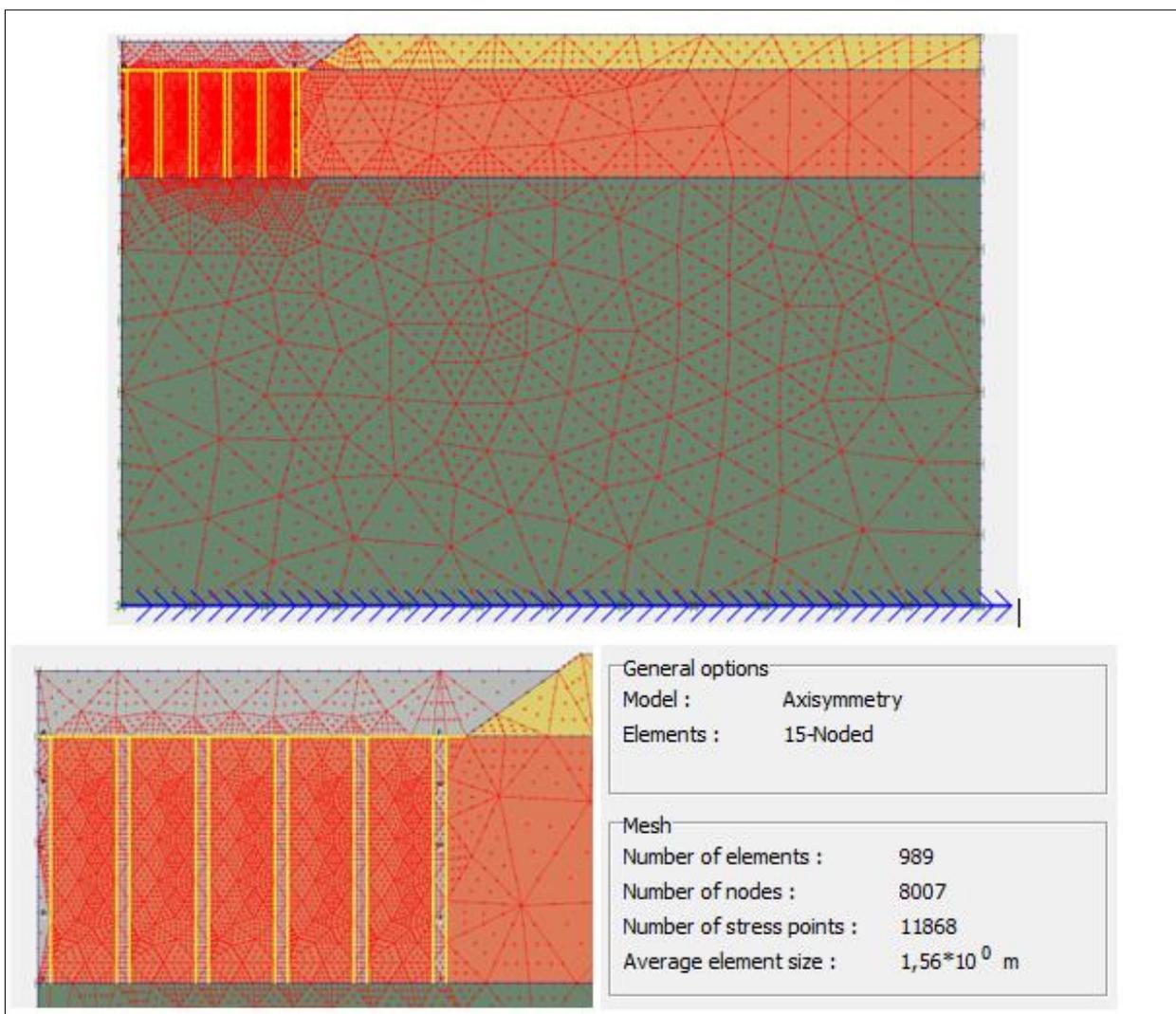


**Ilustración 45.** Geometría del Modelo de Deformación Plana, caso Punta Arenas – Turba. **Fuente:** Propia, 2019.

Al igual que los modelos anteriores, las condiciones de borde y las fases del cálculo presentan la misma metodología presentada en la sección 7.1.1.

### 7.2.2 Modelo de Simetría Axial

La geometría de este modelo distingue de elementos con 15 nodos cada uno. De estos, existen 989 elementos, con 8007 nodos en total. Al igual que los modelos anteriores, se agrega un pre desplazamiento en la parte inferior de la estratigrafía, con una magnitud de 0,01 [m], con la intención de posteriormente cargar el registro sísmico del Maule, 2010.



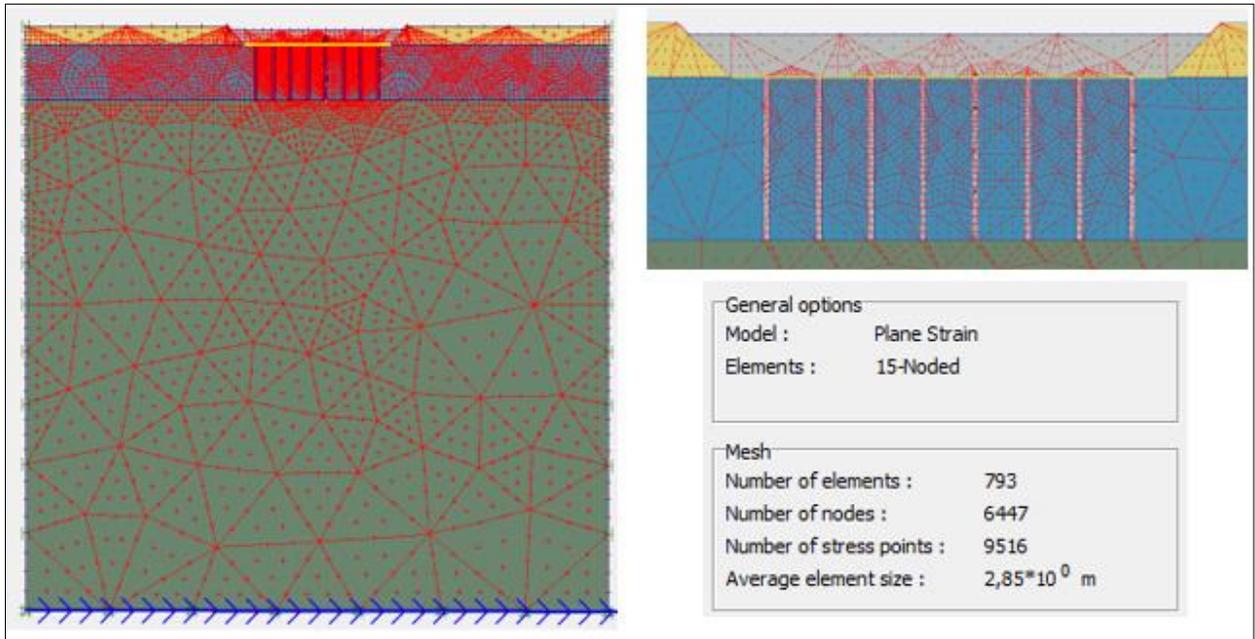
**Ilustración 46.** Geometría del Modelo de Simetría Axial, caso Punta Arenas – Turba. **Fuente:** Propia, 2019.

### 7.3 Modelo 3. Punta Arenas – Mazacote

En esta sección se describen modelos y resultados sobre representaciones del modelo en deformación plana y simetría axial.

#### 7.3.1 Modelo de Deformación Plana

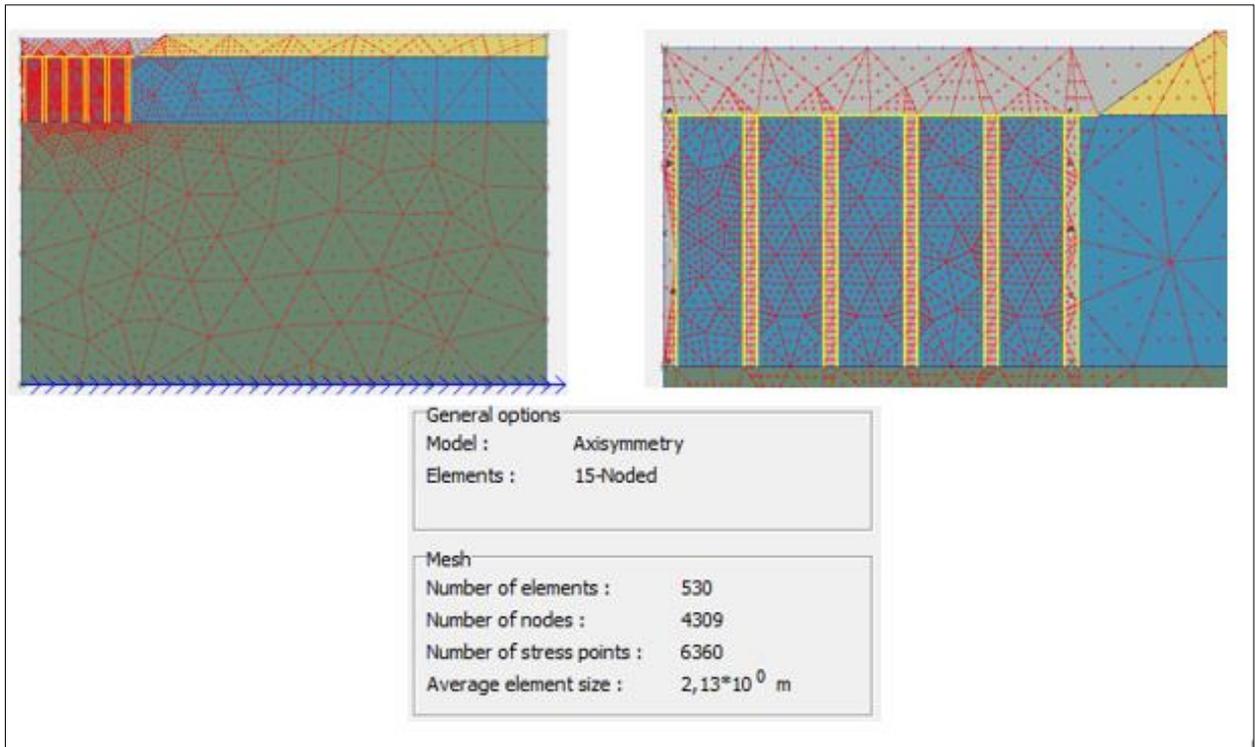
La geometría de este modelo distingue triángulos de 15 nodos cada uno. De estos, existen 793 elementos, con un total de 6447 nodos analizados. Al igual que los modelos anteriores, se agrega un pre desplazamiento en la parte inferior de la estratigrafía, con magnitud de 0,01 [m].



**Ilustración 47.** Geometría del Modelo de Deformación Plana, caso Punta Arenas – Mazacote. **Fuente:** Propia, 2019.

### 7.3.2 Modelo de Simetría Axial

La geometría de este modelo distingue triángulos de 15 nodos cada uno. De estos, existen 530 elementos, con un total de 4309 nodos analizados. Al igual que los modelos anteriores, se agrega un pre desplazamiento en la parte inferior de la estratigrafía, con magnitud de 0,01 [m].



**Ilustración 48.** Geometría del Modelo de Simetría Axial, caso Punta Arenas – Mazacote. **Fuente:** Propia, 2019.

## 7.4 Análisis de Resultados

De acuerdo a los resultados que se muestran en el Anexo E, se distinguen tres tipos de análisis: La comprobación de asentamientos, distorsión angular y desplazamiento horizontal, de acuerdo a los máximos tolerables según normativa chilena e internacionales (Ver Tabla 6).

### 7.4.1 Valdivia

Para el caso Valdivia, el resultado del análisis comparativo se aprecia en la siguiente tabla (Ver Tabla 19).

**Tabla 19.** Análisis Comparativo con Respecto a Desplazamientos Permisibles. **Fuente:** Propia, 2019.

Datos Generales		
Caso	Valdivia	
Diámetro de Columna	800,00	[mm]
Altura de Columna	7500,00	[mm]
Deformación por activación de anillo	3,00	[%]

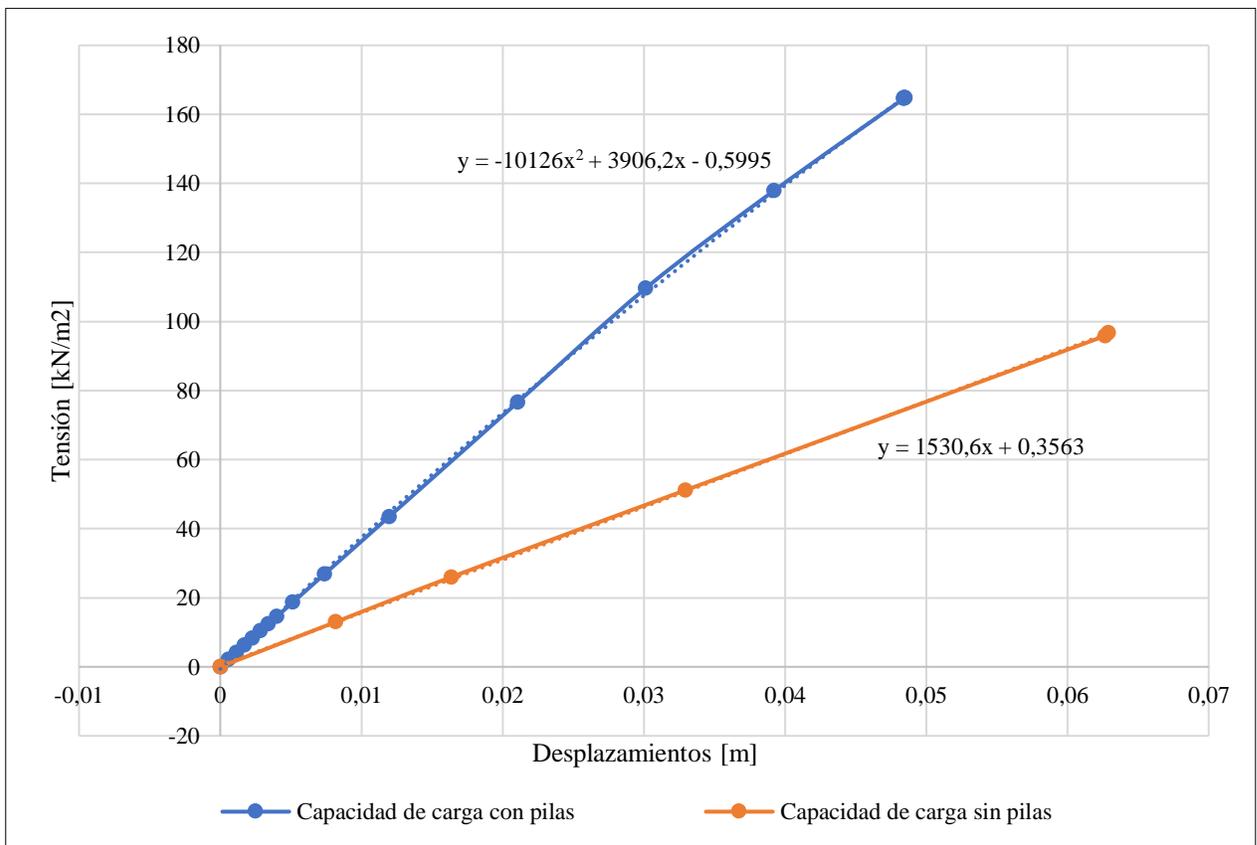
<b>Asentamiento [mm]</b>			
<b>Norma</b>	<b>Restricción</b>	<b>Resultado</b>	<b>¿Cumple?</b>
Skempton & McDonald (1956) [Arena]	32,00	57,00	No
<b>Distorsión Angular</b>			
<b>Norma</b>	<b>Restricción</b>	<b>Resultado</b>	<b>¿Cumple?</b>
Skempton & McDonald (1956)	0,003	6,94444E-05	Sí
AASHTO (2002)	0,004	6,94444E-05	Sí
Bjerrum (1963)	0,002	6,94444E-05	Sí
<b>Desplazamiento Horizontal [mm]</b>			
<b>Norma</b>	<b>Restricción</b>	<b>Resultado</b>	<b>¿Cumple?</b>
NCh 433 Of. 09 Mod. DS N°61	15,00	161,00	No
AASHTO (2002)	38,00	161,00	No
Japan Road Association (2002)	15,00	161,00	No
Shirato <i>et al.</i> (2009)	32,00	161,00	No
<b>Deformación [%]</b>			
<b>Norma</b>	<b>Restricción</b>	<b>Resultado</b>	<b>¿Cumple?</b>
Deformación máxima sin activación del anillo	6,00%	2,18%	Sí
Deformación máxima con activación del anillo	6,00%	5,18%	Sí

Dadas las restricciones propuestas según diferentes normativas, tanto en asentamientos como en desplazamientos horizontales, el sistema de fundación no cumple con los valores máximos permisibles. A pesar de aquello, el análisis de distorsión angular ( $\beta$ ) muestra resultados positivos, lo que finalmente indica que la obra montada no tendrá problemas de asentamiento diferencial, requisito importante de acuerdo a lo que señala la normativa chilena vigente.

No obstante, a pesar del negativo resultado, se advierte que el análisis realizado sólo presenta alcances para evaluar la prefactibilidad del sistema. Esta condición se debe a los métodos constitutivos asignados a los materiales, y a las etapas de cálculo generadas. Si bien, estas dos últimas hipótesis fueron correctamente utilizadas, un análisis más exhaustivo del sistema requiere de modelos con mejor representación sobre la ductilidad o la fluencia de los materiales. A su vez, otra característica significativa podría ser añadir las fases de construcción en las etapas de cálculo, de tal manera que puedan ser representadas la densificación del suelo adyacente, producto del método de instalación, la activación de la sección anular del geotextil, producto de la colocación del relleno y la preconsolidación del suelo, producto de la instalación del cabezal.

A su vez, las deformaciones obtenidas desde el análisis de simetría axial, revelan magnitudes no superiores a la deformación máxima permisible, considerando la deformación a una resistencia nominal máxima sobre el material geotextil. Sin embargo, si es considerada la activación del geotextil producto del método de instalación (la cual genera una deformación radial entre 1,00 a 4,00 [%]), la envolvente estará cercana al estado límite de su capacidad máxima de fluencia, lo cual nos indica que, para este caso, se requiere aumentar la rigidez axial del geotextil elegido (7500,00 a 8500,00 [kN/m]).

Por otra parte, la capacidad de carga del sistema, en condiciones de carga estática, bajo un máximo asentamiento esperado de magnitud 32,00 [mm], puede determinarse mediante el gráfico de la figura (Ver Ilustración 49). De acuerdo al asentamiento máximo tolerable, la capacidad de carga máxima del sistema con pilas es de 114,03 [kN/m<sup>2</sup>] (Ver Tabla 20). Sin el mejoramiento, la capacidad de carga es sólo de 49,34 [kN/m<sup>2</sup>]. Cuantitativamente, el sistema de columnas revestidas mejoró en un 131,13 [%] la capacidad portante del suelo en estudio.



**Ilustración 49.** Gráfico de Tensión v/s Desplazamiento Vertical. **Fuente:** Propia, 2019.

**Tabla 20.** Capacidad de Carga con y sin Sistema de Fundación. **Fuente:** Propia, 2019.

Capacidad de carga con Columnas Revestidas			Capacidad de carga sin Columnas Revestidas		
Asentamiento máx.	0,032	[m]	Asentamiento máx.	0,032	[m]
Capacidad de carga	114,03	[kN/m <sup>2</sup> ]	Capacidad de carga	49,34	[kN/m <sup>2</sup> ]

7.4.2 Punta Arenas - Turba

Para el caso turba de Punta arenas, el análisis comparativo arroja los siguientes resultados (Ver Tabla 21).

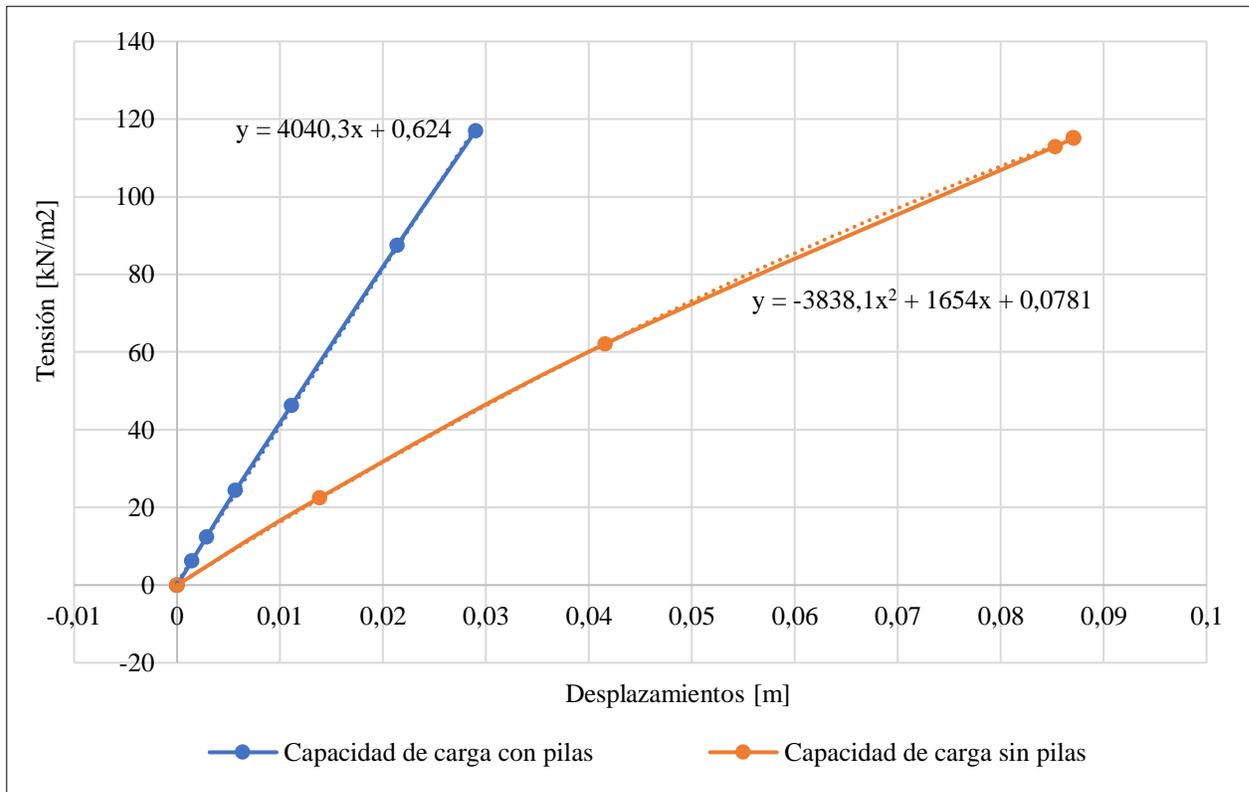
**Tabla 21.** Análisis Comparativo con Respecto a Desplazamientos Permisibles. **Fuente:** Propia, 2019.

Datos Generales		
Caso	Punta Arenas - Turba	
Diámetro de Columna	800,00	[mm]
Altura de Columna	7500,00	[mm]
Deformación por activación de anillo	3,00	[%]

Asentamiento [mm]			
Norma	Restricción	Resultado	¿Cumple?
Skempton & McDonald (1956) [Arcilla]	45,00	78,00	No
Distorsión Angular			
Norma	Restricción	Resultado	¿Cumple?
Skempton & McDonald (1956)	0,003	0,0018472	Sí
AASHTO (2002)	0,004	0,0018472	Sí
Bjerrum (1963)	0,002	0,0018472	Sí
Desplazamiento Horizontal [mm]			
Norma	Restricción	Resultado	¿Cumple?
NCh 433 Of. 09 Mod. DS N°61	15,00	183,00	No
AASHTO (2002)	38,00	183,00	No
Japan Road Association (2002)	15,00	183,00	No
Shirato <i>et al.</i> (2009)	32,00	183,00	No
Deformación [%]			
Norma	Restricción	Resultado	¿Cumple?
Deformación máxima sin activación del anillo	6,00%	0,54%	Sí
Deformación máxima con activación del anillo	6,00%	3,54%	Sí

De acuerdo a las restricciones propuestas desde la sección 2.3, el caso de Punta Arenas, con suelo blando tipo Turba, no cumple tanto con desplazamientos horizontales máximos ni con asentamientos permisibles. Al igual que el caso anterior, la distorsión angular cumple con los requisitos establecidos, por ello, el sistema no tendrá problemas en cuanto a asentamientos diferenciales. Por otro lado, las deformaciones del geotextil cumplen satisfactoriamente las restricciones de máxima ductilidad, dispuestas en la sección 6.5 (Ver Tabla 16). Este resultado llama la atención, si se compara con el resultado de deformaciones obtenido en el caso Valdivia. Sin embargo, se convierte en adecuado si se analiza desde el punto de vista de la dilatancia existente en el suelo granular del caso Valdivia. Esta condición del suelo adyacente, incita a que tenga comportamientos con mayor variación de volumen, lo cual genera mayor presión de confinamiento sobre la pared envolvente de la pila. Por otro lado, el suelo blando adyacente del caso Punta Arenas, tiende a contraerse frente a la expansión del relleno granular al interior de la pila, con una notoria diferencia en magnitud. Este fenómeno demuestra que, a pesar de que ambos suelos analizados poseen bajas características geomecánicas, el comportamiento de deformaciones del geotextil puede ser significativamente diferente, lo que obliga a considerar el potencial cambio volumétrico que posee el suelo adyacente a la pila, como factor relevante para seleccionar el geosintético envolvente.

A su vez, la capacidad de carga del sistema puede ser analizada desde la siguiente figura (Ver Ilustración 50). De acuerdo a los resultados mostrados en la tabla (Ver Tabla 22), la capacidad de carga para un asentamiento máximo permisible de 45,00 [mm], es igual a 182,44 [kN/m<sup>2</sup>]. Si se compara este valor con la capacidad portante del suelo sin tratar, se puede decir que la tecnología aumenta en un 174,01% su capacidad de soporte.



**Ilustración 50.** Gráfico de Tensión v/s Desplazamiento Vertical. **Fuente:** Propia, 2019.

**Tabla 22.** Capacidad de Carga con y sin Sistema de Fundación. **Fuente:** Propia, 2019.

Capacidad de carga con Columnas Revestidas			Capacidad de carga sin Columnas Revestidas		
Asentamiento máx.	0,045	[m]	Asentamiento máx.	0,045	[m]
Capacidad de carga	182,44	[kN/m <sup>2</sup> ]	Capacidad de carga	66,58	[kN/m <sup>2</sup> ]

### 7.4.3 Punta Arenas – Mazacote

Para el caso Mazacote de Punta arenas, el análisis comparativo arroja los siguientes resultados (Ver Tabla 23).

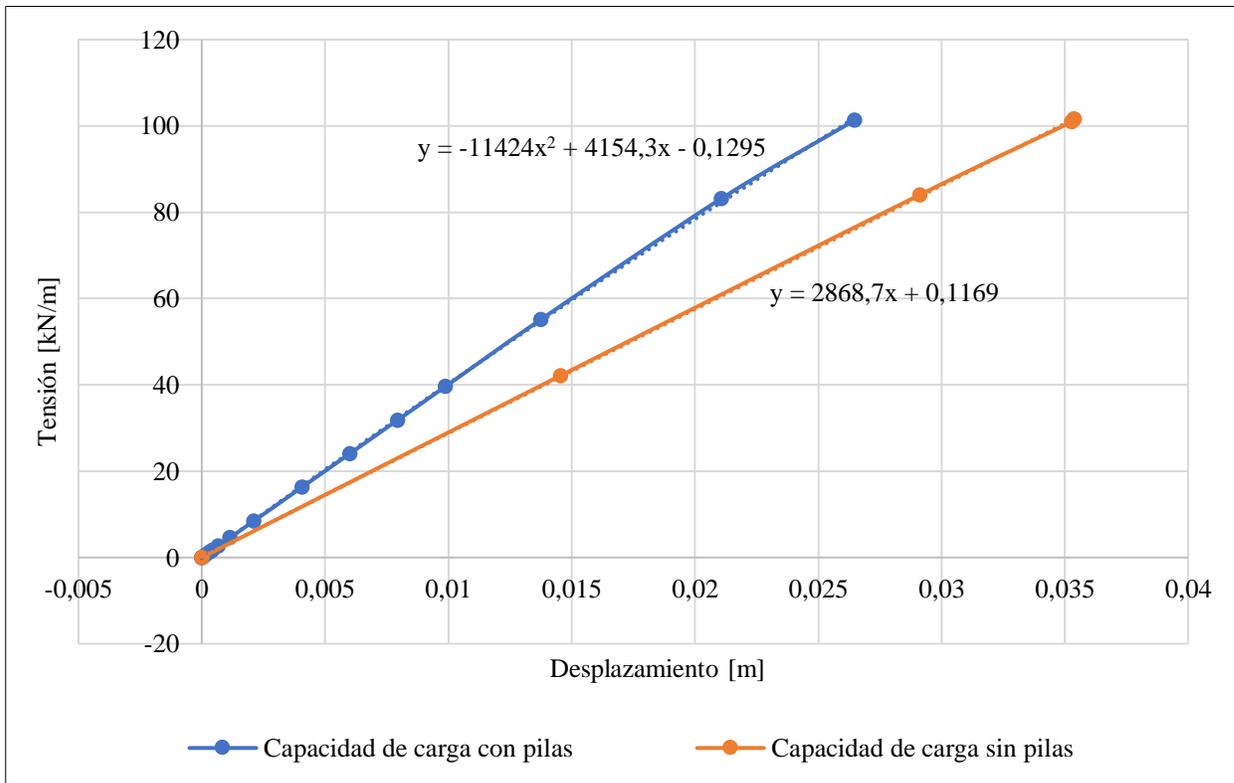
**Tabla 23.** Análisis Comparativo con Respecto a Desplazamientos Permisibles. **Fuente:** Propia, 2019.

Datos Generales		
Caso	Punta Arenas - Mazacote	
Diámetro de Columna	800,00	[mm]
Altura de Columna	7500,00	[mm]
Deformación por activación de anillo	3,00	[%]

<b>Asentamiento [mm]</b>			
<b>Norma</b>	<b>Restricción</b>	<b>Resultado</b>	<b>¿Cumple?</b>
Skempton & McDonald (1956) [Arcilla]	45,00	61,00	No
<b>Distorsión Angular</b>			
<b>Norma</b>	<b>Restricción</b>	<b>Resultado</b>	<b>¿Cumple?</b>
Skempton & McDonald (1956)	0,003	0,00100	Sí
AASHTO (2002)	0,004	0,00100	Sí
Bjerrum (1963)	0,002	0,00100	Sí
<b>Desplazamiento Horizontal [mm]</b>			
<b>Norma</b>	<b>Restricción</b>	<b>Resultado</b>	<b>¿Cumple?</b>
NCh 433 Of. 09 Mod. DS N°61	15,00	169,00	No
AASHTO (2002)	38,00	169,00	No
Japan Road Association (2002)	15,00	169,00	No
Shirato <i>et al.</i> (2009)	32,00	169,00	No
<b>Deformación [%]</b>			
<b>Norma</b>	<b>Restricción</b>	<b>Resultado</b>	<b>¿Cumple?</b>
Deformación máxima sin activación del anillo	6,00%	0,67%	Sí
Deformación máxima con activación del anillo	6,00%	3,67%	Sí

Del análisis, se puede entrever que el sistema no cumple con deformaciones horizontales ni con asentamientos máximos permisibles, sin embargo, las deformaciones y distorsiones angulares están en el rango permisible. Con respecto a la capacidad de carga, se comparan los resultados con un modelo sin pilas, tal que se pueda cuantificar el mejoramiento. Para un asentamiento máximo permisible de 42,00 [mm], la capacidad de carga del sistema con pilas es de 163,68 [kN/m<sup>2</sup>], mientras que para un sistema sin pilas es de 129,21 [kN/m<sup>2</sup>] (Ver Tabla 24). De acuerdo a esto, el mejoramiento con pilas revestidas aumenta en un 26,68 [%] la capacidad portante del suelo de fundación. Este resultado es llamativo, si es comparado con los porcentajes de mejoramiento anteriormente obtenidos, sin embargo, se considera un error comparar la capacidad portante entre los suelos en estudio. Por lo general, las turbas suelen ser suelos con mayor compresibilidad y alta plasticidad, lo que termina desencadenando que estos posean menor capacidad portante. Por otro lado, las arenas finas mal graduadas de Valdivia, suelen presentarse en estado saturado. Al ser sometidas a cargas externas, liberan una gran cantidad de tensiones, producto del exceso de presión de poros disipado. Si bien, esta característica es positiva ya que mitiga la condición de saturación,

también provoca grandes desplazamientos verticales, lo cual finalmente refleja que a bajas tensiones de sobre carga, se producen asentamientos mayores a los permisibles (Ver Tabla 20). No obstante, el suelo tipo Mazacote suele tener relacionado una gama de orígenes distintos, lo cual le otorga un rango de condiciones de estabilidad diferentes. Cuando estos suelos de matrices arcillosas, poseen origen de roca till, suelen poseer menor índice de vacíos, mayor cohesión y mayor ángulo de fricción interna, por lo tanto, resultarán ser suelos menos compresibles y con mayor capacidad portante, como lo fue en este caso. Sin embargo, se puede presentar el caso contrario, en el cual, el origen de este suelo es de tipo glacio lacustre o de inundación fluvial, lo cual le otorga características de gran compresibilidad y, por lo tanto, grandes periodos de asentamiento por consolidación.



**Ilustración 51.** Gráfico de Tensión v/s Desplazamiento Vertical. **Fuente:** Propia, 2019.

**Tabla 24.** Capacidad de Carga con y sin Sistema de Fundación. **Fuente:** Propia, 2019.

Capacidad de carga con Columnas Revestidas			Capacidad de carga sin Columnas Revestidas		
Asentamiento máx.	0,045	[m]	Asentamiento máx.	0,045	[m]
Capacidad de carga	163,68	[kN/m <sup>2</sup> ]	Capacidad de carga	129,21	[kN/m <sup>2</sup> ]

## **CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y DISCUSIÓN**

## 8.1 Conclusiones

En función del análisis realizado y los criterios de aceptación establecidos, los resultados sobre la prefactibilidad del sistema compuesto de Pilas de Gravas Envueltas en Geotextil bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias del Sur de Chile, no son aceptados para los casos de estudio. Si bien, las hipótesis planteadas se realizaron en base a lo que dicta el manual EBGEO de la Asociación Geotécnica Alemana (2011), y los modelos numéricos fueron validados de acuerdo a los resultados obtenidos por Hosseinpour *et al.*, (2017) y Raithel y Kempfert (2000), quienes comparan los resultados de sus modelaciones con valores obtenidos directamente in situ, los resultados sobre la prefactibilidad no son aceptados de acuerdo a las siguientes apreciaciones.

**El modelo constitutivo de representación es factible, pero no idóneo.** Si bien, el modelo constitutivo de Mohr Coulomb es altamente utilizado para evaluar las condiciones de resistencias y deformaciones elasto-plásticas en los suelos, este se hace útil cuando el análisis requiere conocer estados límites del problema planteado, donde los cuerpos son sometidos a cargas que los llevan a falla o colapsos. Sin embargo, si es de interés conocer estados de deformación y desplazamientos sobre los sistemas de análisis (taludes, rellenos, sistemas de fundación, etc.), la elección del modelo constitutivo se hace relevante, principalmente debido a que se analizan fenómenos previos al estado límite (ductilidad o fluencia de elementos, deformaciones elásticas, deformaciones remanentes, incremento de tensiones, entre otros) los cuales son mejor representados por modelos constitutivos no isotrópicos ni que asumen plasticidad perfecta. Esta condición hace prever que la elección del modelo constitutivo de Mohr Coulomb no es la más idónea para representar las condiciones de suelos blandos, poco competentes. Consecuentemente, la representación de la Turba durante esta investigación se realizó mediante un modelo constitutivo alternativo (tipo Soft Soil), del cual los parámetros requeridos fueron debidamente investigados y adoptados de acuerdo a diferentes antecedentes geotécnicos y recomendaciones de acuerdo a ensayos de consolidación. No obstante, todo el resto de los materiales de suelos y estructuras, fueron analizados mediante el modelo constitutivo de Mohr Coulomb. Esta representación limita el campo de resultados y, por lo tanto, estos deben ser considerados como de primer orden.

**Los desplazamientos muestran resultados coherentes, pero no tolerables para edificaciones de mediana y gran altura.** A pesar que durante esta investigación no se tomó en cuenta el tipo de estructura que soportará el sistema de fundación planteado, esta condición se hace relevante, sobre

todo en el rechazo o aceptación de los desplazamientos. Los criterios de aceptación, tanto de la AASHTO, Skempton y McDonald, Bjerrum y la misma normativa chilena NCh 433 of 2009 MOD. DS N°61, hacen referencia a límites de desplazamientos de fundaciones superficiales para edificios en altura, o mediana altura. Sin embargo, esta condición se hace muy restrictiva para los casos en que las obras montadas no sean edificios en altura, pudiendo ser viviendas sociales, estanques, estribos de puentes, entre otros. Por ello, la prefactibilidad del sistema siempre será dependiente de la obra civil que se desea montar, y de acuerdo a esta, el ingeniero civil que esté a cargo del proyecto deberá evaluar los máximos desplazamientos permisibles, sin que su estructura sufra daños y en ningún caso el colapso.

**Modelos de análisis numéricos y conversiones geométricas validadas como herramientas para representar el sistema de fundación propuesto.** Si bien, la construcción de los modelos genéricos mostrados en el Anexo B de esta investigación, son dos modelos diferentes, uno con cabezal circular y otro con cabezal rectangular, ambos vienen a representar áreas de mejoramiento similares (entre 560,00 a 580,00 [m<sup>2</sup>]). Tal como lo señalan Hosseinpour *et al.*, (2019) la construcción de ambos modelos fue necesaria para determinar desplazamientos y deformaciones de manera óptima, mediante modelos de deformación plana y de simetría axial respectivamente. Las ventajas que poseen cada uno de estos análisis numéricos, complementan lo que fueron los objetivos principales de esta investigación, y por ello, su aplicación hace más fiable los resultados obtenidos y con ello, el rechazo de la prefactibilidad. Sumado a esto, la aplicación de las conversiones geométricas establecidas por Mitchel y Huber (1985) para representar las pilas como anillos concéntricos (modelo de simetría axial y cabezal circular) y Tan *et al.*, (2008) para representar las pilas como muros longitudinales (modelo de deformación plana y cabezal rectangular), fueron necesariamente adoptadas para simular la geometría real en el software geotécnico. Con ello, a pesar de tener diferencias entre los patrones escogidos para la distribución en planta, ambos modelos presentan la misma separación y diámetros de pilas (s y d respectivamente), por ello, ambos representan condiciones similares para una sección transversal escogida. Para el modelo de área circular, se escogió una sección sobre el diámetro del cabezal en planta, mientras que, para el cabezal rectangular, se analizó la sección transversal del lado menor de la fundación, tal como lo solicita la normativa chilena vigente. Finalmente, también fue necesario adoptar la conversión realizada por Raithel y Henne (2000), para simular el confinamiento del geotextil envolvente, a través de un cambio en el ángulo de fricción interna del

relleno de las pilas. Esta conversión es bien detallada por los autores y ha sido implementada por Hosseinpour *et al.*, (2017) para los modelos de deformación plana. Sus resultados muestran que el aumento de rigidez aportado por el cambio sobre el ángulo de fricción interna del relleno, tiene buenos ajustes comparado a los resultados medidos in situ sobre desplazamientos horizontales y verticales, entre la parte superior de las pilas y hasta tres metros de profundidad, condición suficiente para evaluar la prefactibilidad sobre asentamientos y desplazamientos horizontales máximos. A su vez, para encontrar el ángulo de fricción interna suplente, fue necesario desarrollar el método de análisis algebraico del sistema de fundación, propuesto por el manual EBGeo (2011), el cual está validado por la Asociación Geotécnica Alemana. De este, se pueden determinar las condiciones de tensión vertical y horizontal en el relleno, suelo blando y el geotextil envolvente. Luego, con las ecuaciones propuestas por Raithel y Henne (2000), finalmente se llega al valor del ángulo de fricción interna suplente.

## 8.2 Discusión y Recomendaciones

En base a las conclusiones desarrolladas, se puede discutir la prefactibilidad del sistema, si se considera que para la simulación fue añadida una condición de carga dinámica extrema, considerando el Terremoto del Maule del 2010. Según el directorio histórico de la USGS (Servicio Geológico de los Estados Unidos), que presenta registros desde el año 1900 (historia contemporánea), el terremoto en cuestión se encuentra actualmente sexto en la lista de los más fuertes a escala Richter. Sumado a esto, si se consideran los buenos resultados obtenidos para las deformaciones en las pilas laterales, donde en ninguna simulación se superó el 6,00 [%] establecido como el rango de deformación máxima del geotextil y, además, se considera el significativo aumento de la capacidad portante, donde en dos de los tres casos se superó el 130,00 [%] de mejoramiento, se puede considerar que el sistema es realmente eficaz, y que el rechazo de la prefactibilidad del sistema está sujeto a cuestión, de acuerdo a las condiciones extremas añadidas.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, a continuación, se describen recomendaciones útiles para abordar una investigación de segundo orden, sobre el sistema de fundación propuesto.

- *Métodos de análisis numéricos de representación tridimensional.* Entre los modelos de análisis numéricos, trabajar con modelos de análisis tridimensional otorga mayores

garantías en gran parte de los resultados, ya que se disminuye la cantidad de hipótesis asignadas y las conversiones geométricas de representación.

- *Trabajar con métodos constitutivos idóneos para el caso de suelos blandos.* Se sugiere, en específico, utilizar el método constitutivo Soft Soil, el cual requiere de parámetros que sólo se pueden conseguir mediante ensayos de consolidación del suelo analizado (índices de compresión y recompresión del suelo).
- *Agregar las fases de construcción a las etapas de cálculo en el software geotécnico.* Agregando las fases de construcción sobre las etapas de cálculo, el programa podrá determinar tensiones horizontales más certeras y considerar el efecto de la activación de la sección anular, producto de la colocación del relleno sobre la cavidad. Para ello, es necesario adoptar metodologías que puedan representar tanto el método de los desplazamientos o el método de reemplazos. Algunos autores proponen asignar ciertos pre desplazamientos en la longitud total de las pilas, las cuales puedan representar la deformación del geotextil producto de la abertura de la sección anular. Otros proponen añadir tensiones en la misma dirección, con el fin de simular la pre densificación del suelo producto de los métodos de instalación.
- *Agregar fases de consolidación a las etapas de cálculo en el software geotécnico.* Hosseinpour *et al.*,(2017) definen de manera previa a la asignación de las cargas, un proceso de consolidación, de acuerdo a las etapas de construcción del cabezal. Esta condición, que en los estudios asignan entre 150 a 240 días, logra disipar gran parte de los excesos de presión de poros en los suelos no drenados, permitiendo que los estratos del suelo adyacente a las pilas sufran un re acomodo de sus partículas, y con ello, el sistema descienda verticalmente, de manera previa a la asignación de las cargas. Este fenómeno, similar a los procesos de pre densificación de los suelos, puede reducir de manera significativa los asentamientos durante la vida útil del proyecto, logrando así valores que pueden entrar en el rango permisible. Además, esta condición simulará una mejor representación del sistema propuesto, aludiendo a que en los casos reales en donde se ha aplicado estos sistemas de fundación, aseguran que gran parte de los asentamientos ocurren durante la etapa de construcción.
- *Simular el comportamiento del sistema con dos o más registros sísmicos.* A modo de poder comprender la influencia de una carga dinámica, de tipo sísmica, en la evaluación de

resultados, se propone que se evalúen dos o más registros sísmicos, con diferentes magnitudes, las cuales permitan determinar un rango de tolerancia sísmica por parte del sistema de fundación.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- AASHTO. (2002). "Standard Specifications for Highway Bridges". American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Alexiew, D., Brokemper, D., Lothspeich, S. (2005). "Geotextile Encased Columns (GEC): Load Capacity, Geotextile Selection and Pre-Design Graphs".
- Almeida, M., Riccio, M., Hosseinpour, I., Alexiew, D. (2018). "Generalities". Pp. 1-7. En: Francis, T. & (ed.), Geosynthetic Encased Columns for Soft Soil Improvement.
- Arenas, M., Behlau, J., Hanish, J. (2004). "Mapa 6: Características Geotécnicas Básicas y Respuesta Sísmica". En: Carta Geológica de Chile. Sernageomín, Santiago.
- Auvinet, G., Rodriguez, J. F. (2012). "Diseño de drenes de arenas en suelos compresibles estratificados".
- Avaria, P. (2018). "Mejoramiento de Suelo". Pp. 36-42. BiT - Revista Técnica de Construcción.
- Barron, R. A., Lane, K. S., Keene, P., Kjellman, W. (1948). "Consolidation of fine-grained soils by drain wells". *Geotech. Spec. Publ.* **113** Pp. 324-360.
- Bjerrum, L., Lo, K. Y. (1963). "Effect of aging on the shear-strength properties of a normally consolidated clay". *Geotechnique*.
- Bolton, M. D. (1986). "The strength and dilatancy of sands". *Geotechnique*.
- Bowles, J. E. (1977). "Foundation analysis and design". 2d Ed., McGraw-Hill, New York.
- Brinkgreve, R., Broere, W., Waterman, D. (2004). "Scientific Manual 2008". En: Plaxis Manual.
- Castro, J., Sagasetta, C., Da Costa, A., Cañizal, J. (2016). "Modelización de columnas de grava".
- Choobbasti, A., Pichka, H. (2012). "Improvement of soft clay using installation of geosynthetic-encased stone columns: Numerical study". *Arab. J. Geosci.* **7**.
- Das, B. M. (2010). "Principles of Foundation Engineering". Vol. 7°, Cengage Learning.
- Deutsche Gesellschaft für Erd- und, G. (2011). "Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements-EBGEO". München, Germany : Ernst & Sohn, 2011.

- DGA. (2004). "Cuenca del Río Valdivia". En: DGA-MOP (ed.), Diagnóstico y Clasificación de los Cursos y Cuerpos de Agua según Objetivos de Calidad. Santiago.
- Dirección de Vialidad - Ministerio de Obras Públicas. (2018). "Especificaciones Técnicas Generales de Construcción". En: Manual de Carreteras. Vol. 5, Santiago, Chile.
- Dudley, J. H. (1970). "Review of Collapsing Soils". *J. Soils Mech. Found. Div.* **96** Pp. 925-947.
- Fernández, J. M. (2016). "Jet - Grouting". Pilotes Terratest. Santiago.
- Ghazavi, M., nazari afshar, J. (2013). "Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns". *Geotext. Geomembranes.* **38** Pp. 26–36.
- Hermosilla, M. (2007). "Identificación y evaluación del colapso en suelos derivados de cenizas volcánicas del Sur de Chile". Congreso Chileno de Geotecnia. Valparaíso.
- Hosseinpour, I., Almeida, M., Riccio, M. (2015). "Full-scale load test and finite-element analysis of soft ground improved by geotextile-encased granular columns". *Geosynth. Int.* **22** Pp. 428-438.
- Hosseinpour, I., Riccio, M., Almeida, M. (2014). "Numerical evaluation of a granular column reinforced by geosynthetics using encasement and laminated disks". *Geotext. Geomembranes.* **42**.
- Hosseinpour, I., Riccio, M., Almeida, M. (2017). "Verification of a plane strain model for the analysis of encased granular columns". **12** Pp. 137-145.
- Hosseinpour, I., Soriano, C., Almeida, M. (2019). "A comparative study for the performance of encased granular columns Elsevier Enhanced Reader".
- Huat, B., Prasad, A., Asadi, A., Kazemian, S. (2014). "Geotechnics of Organic Soils and Peat". Vol. 1, Taylor & Francis Group, London.
- Van Impe, W. F. (1986). "Improving of the Bearing Capacity of Weak Hydraulics Fills by Means of Geotextiles". Pp. 1411-1416. International Conference on Geotextiles. Vienna, Austria.
- Instituto Nacional de Normalización. (2012). "Diseño Sísmico de Edificios - Modificado con el Decreto Supremo N°61". NCh 433.Of09 Mod. DS N°61. Santiago.
- Kyōkai, N. (2002). "Specifications for Highway Bridges". Japan Road Association, Tokyo.
- Leal, A., Tauta, J., Blanco, E. (2009). "Determinación de parámetros para los modelos

elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos". *Rev. Ing. Univ. MEDELLÍN*. **8(15)**:

Lo, S. R., Zhang, R., Mak, J. (2010). "Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: A numerical study". *Geotext. Geomembranes*.

Mansilla, C. (2006). "Caracterización Geomecánica de la Formación Loreto en el Sector Sur de la Ciudad de Punta Arenas". Departamento de Ingeniería en Construcción. Universidad de Magallanes.

Mardones, J. (2016). "Caracterización geotécnica preliminar de suelos orgánicos provenientes de Valdivia, Puerto Montt y Puerto Aysen". Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Católica de la Santísima Concepción.

Menard. (2016). "Compactación Dinámica". Madrid.

Mitchell, J. K., Huber, T. R. (1985). "Performance of Stone Column Foundation". *J. Geotechnical Eng.* **111(2)**: Pp. 581-599.

Núñez, F. (2017). "Control de Asentamientos en Terraplenes Construido sobre Suelo Fino por Medio de Metodos de Mejoramiento de Suelos basados en Vibro Sustitución". Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Andrés Bello.

Raithel, M., Henne, J. (2000). "Design and numerical calculation of a dam foundation with geotextile coated sand columns". Pp. 413-420. 4th International conference, Ground improvement geosystems & Grouting soil improvement. Helsinki.

Raithel, M., Kempfert, H. G. (2000). "Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns". *Proc. Int. Conf. Geotech. Geol. Eng.*

Raithel, M., Kirchner, A., Kempfert, H. (2009). "German Recommendations for Reinforced Embankments on Pile-Similar Elements". Pp. 697-702. En.:

Ryltenius, A. (2011). "FEM Modelling of Piled Raft Foundations in Two & Three Dimensions". Department of Construction Sciences . Lund University.

Shirato, M., Nakatani, S., Matsui, K., Nakaura, T. (2009). "Geotechnical criteria for serviceability limit state of horizontally loaded deep foundations". En: Group, T. & F. (ed.), *Geotechnical Risk*

and Safety. Gifu, Japan.

Skempton., A. W., McDonald, D. H. (1956). "The Allowable Settlements of Buildings". **5**(6): Pp. 727-768.

Solari, M., Cueto, C. (2011). "Procesos territoriales y bosques en la cuenca del río Valdivia (siglos XVI-XIX) ". *Rev. Geogr. Norte Gd.* Pp. 45-62.

Tan, S., Tjahyono, S., Oo, K. (2008). "Simplified Plane-Strain Modeling of Stone-Column Reinforced Ground". *J. Geotech. Geoenvironmental Eng. - J GEOTECH GEOENVIRON ENG.* **134**.

Terratest, P. (2015). "Jet Grouting". Santiago.

Tsai, C.-C., Park, D., Chen, C.-W. (2014). "Selection of the optimal frequencies of viscous damping formulation in nonlinear time-domain site response analysis". *Soil Dyn. Earthq. Eng.* **67** Pp. 353-358.

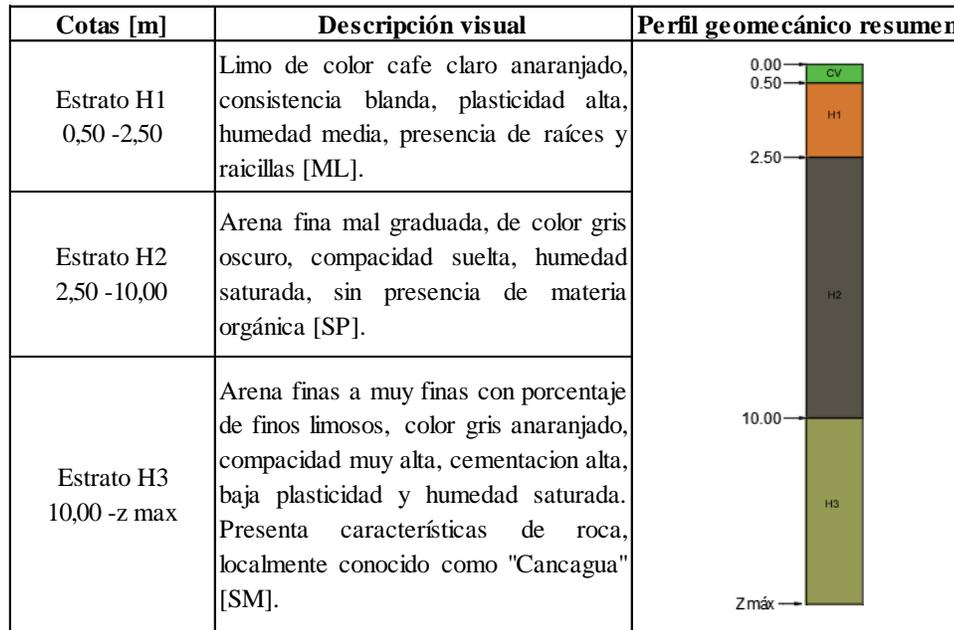
Vásquez, A. (2012). "Suelos de Fundación de la Ciudad de Punta Arenas, Región de Magallanes y la Antártica Chilena". Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Chile.

Vijayvergiya, V. N., Ghazzaly, O. I. (1973). "Prediction of Swelling Potential of Natural Clays". Pp. 227-234. Third Research and Engineering Conference on Expansive Clays.

Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L. (1994). "El Método de los Elementos Finitos (4ta Edición)". Vol. 1, CIMNE, Barcelona, España.

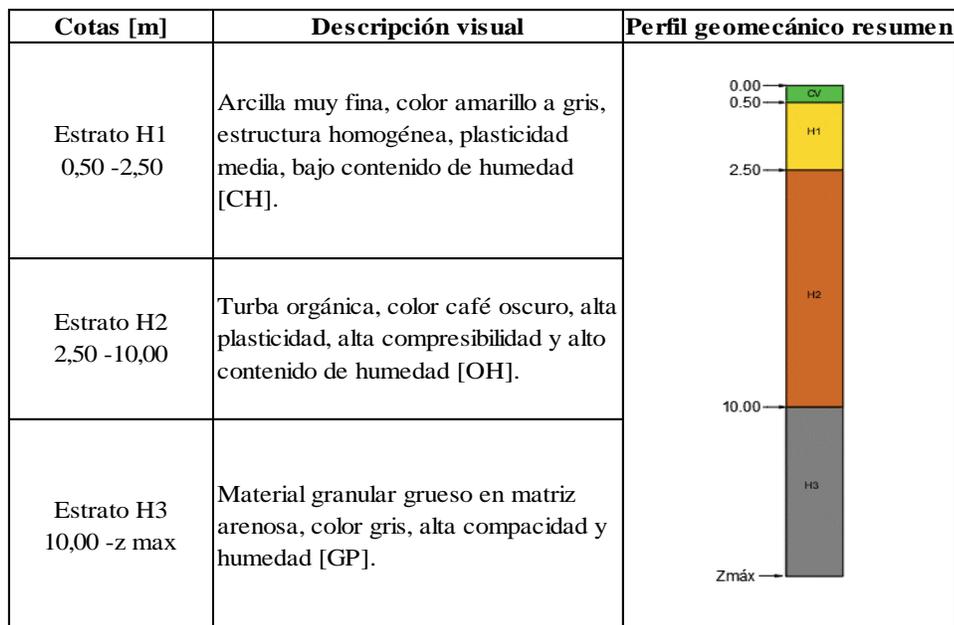
## **ANEXO A. “ESTRATIGRAFÍAS PLANTEADAS”**

### A.1 Estratigrafía Valdivia



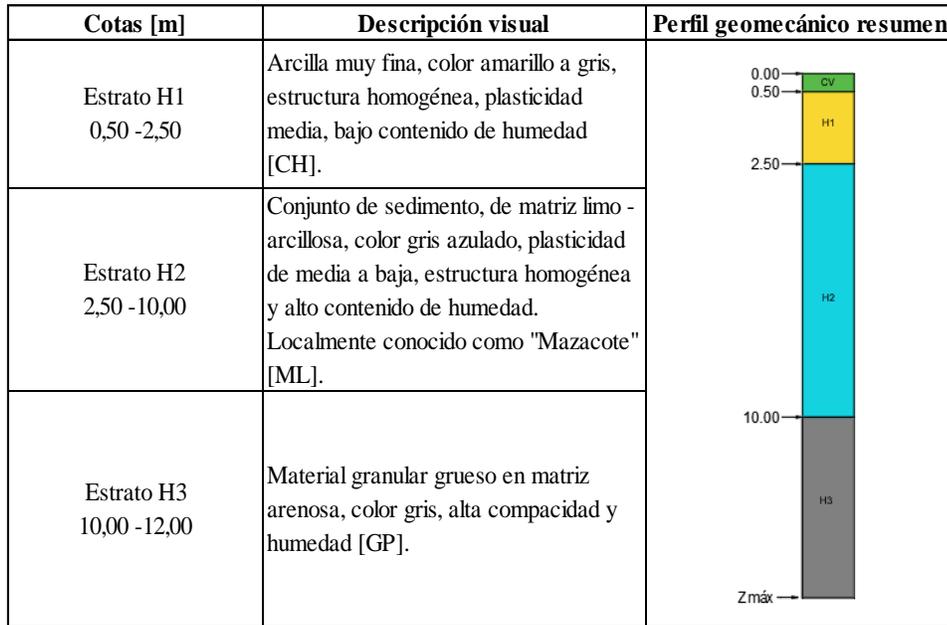
**Ilustración A.1.** Estratigrafía Planteada para Valdivia. **Fuente:** MAHS Servicios de Ingeniería Civil – Mecánica de Suelos, 2019.

### A.2 Estratigrafía Punta Arenas – Turba



**Ilustración A.2.** Estratigrafía Planteada para Punta Arenas – Caso Turba. **Fuente:** MAHS Servicios de Ingeniería Civil – Mecánica de Suelos, 2019.

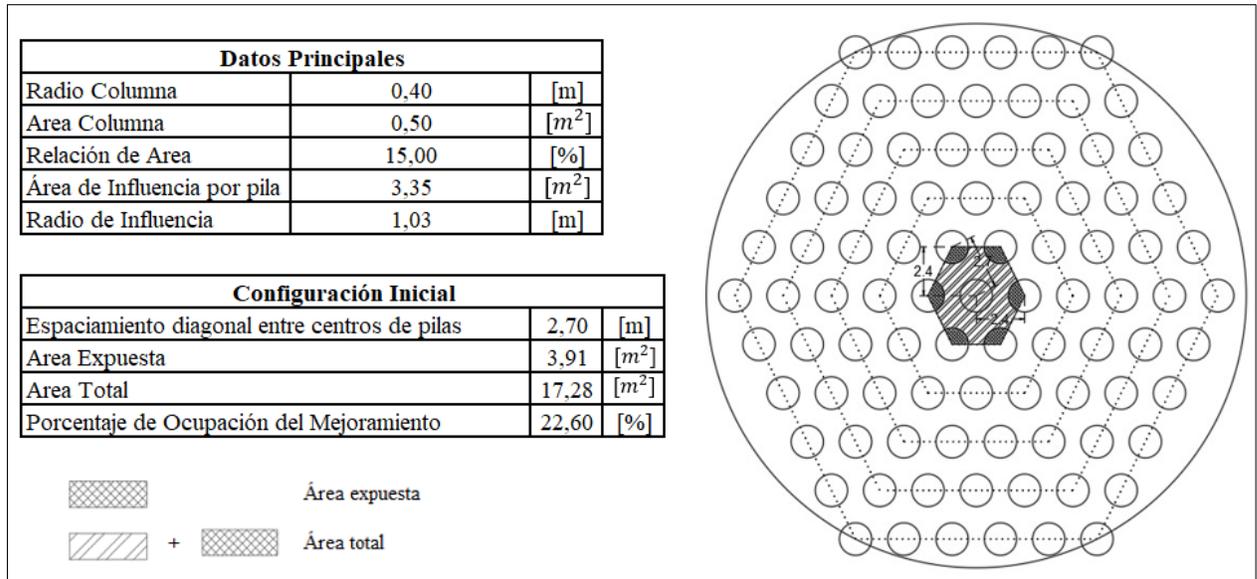
### A.3 Estratigrafía Punta Arenas – Mazacote



**Ilustración A.3.** Estratigrafía Planteada para Punta Arenas – Caso Mazacote. **Fuente:** MAHS Servicios de Ingeniería Civil – Mecánica de Suelos, 2019.

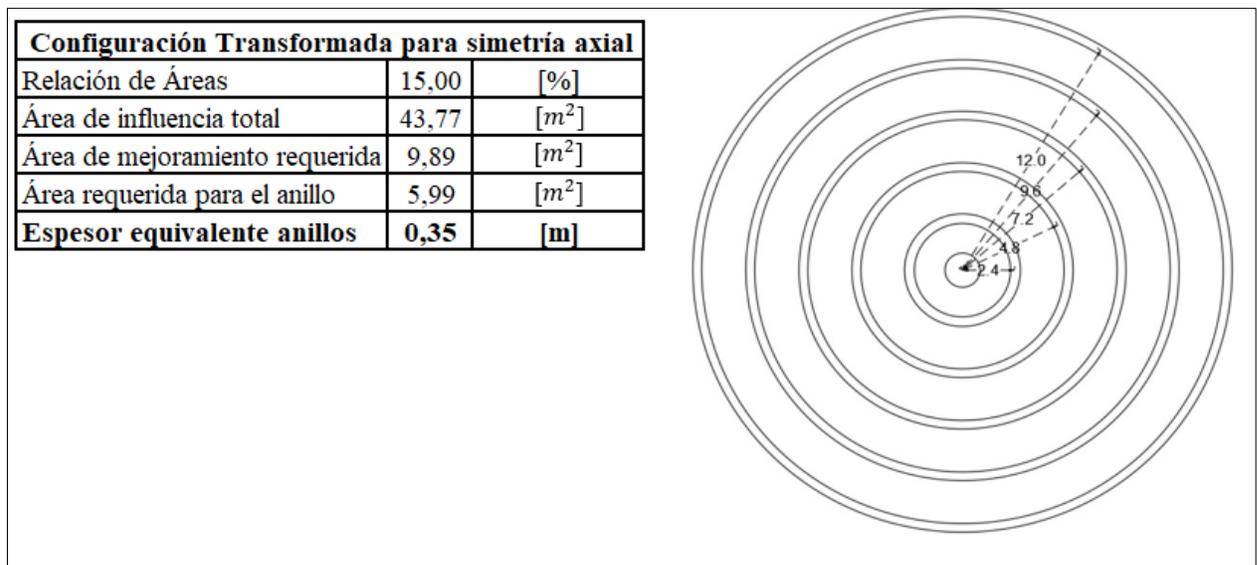
**ANEXO B. “CONSTRUCCIÓN DE MODELOS GENÉRICOS  
PARA ANÁLISIS NUMÉRICOS”**

## B.1 Configuración Modelo Cabezal Circular



**Ilustración B.1.** Configuración de Modelo para Análisis Numérico de Simetría Axial. **Fuente:** Propia, 2019.

## B.2 Modelo Convertido para Análisis Numérico de Simetría Axial



**Ilustración B.2.** Configuración de Modelo con Anillo Equivalente Según Metodología de Mitchel y Huber (1985). **Fuente:** Propia, 2019.

### B.3 Configuración Modelo Cabezal Rectangular

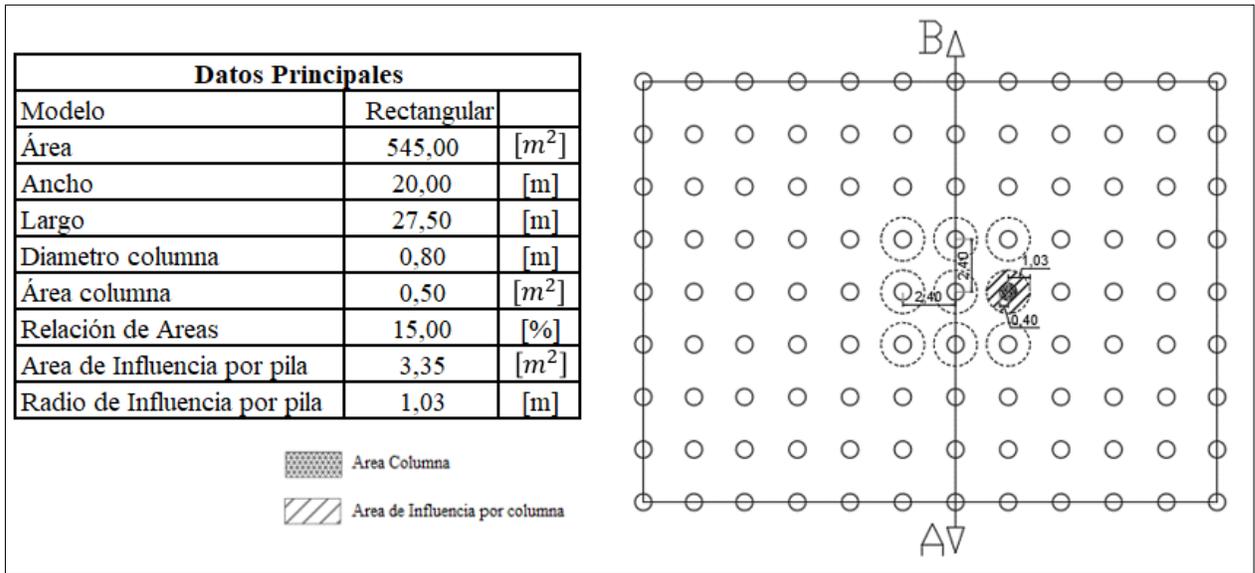


Ilustración B.3. Modelo con Cabezal de Sección Rectangular. Fuente: Propia, 2019.

### B.4 Modelo Convertido para Análisis Numérico de Deformación Plana

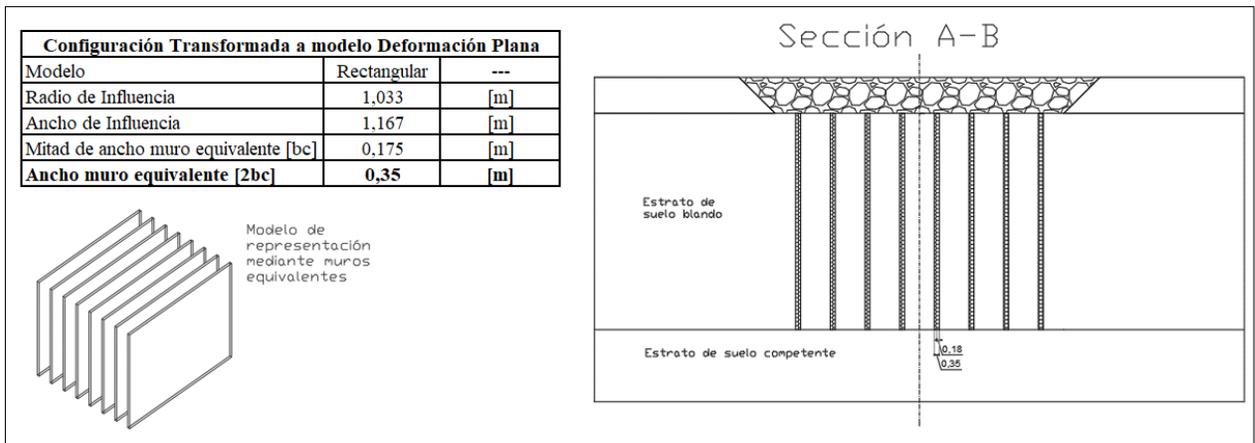


Ilustración B.4. Configuración de Modelo de Muros Equivalentes Según Metodología de Tan *et al.*, (2008). Fuente: Propia, 2019.

**Observación:** En ambos modelos, se toma un valor aproximado al primer decimal, para representar el espesor de muro o anillo. Es decir, el espesor asignado en el software geotécnico fue de 0,40 [m] en ambos casos.

### B.5 Ángulo de Fricción Interna Suplementario – Caso Valdivia

Dato	Dato	as [ratio]	Dato	Dato	Kas	Dato	$\sigma_vB$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Dato	Dato	Dato	Dato	Dato	$\sigma_uS$ [kN/m <sup>2</sup> ]	KoB	Dato	$\sigma_uB$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
Ae [m <sup>2</sup> ]	As [m <sup>2</sup> ]		$\phi S$ [rad]	$\phi B$ [rad]		$\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$\gamma S$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma B$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma S'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma B'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	h carga [m]			Método desplazamientos		
3.4	0.5	15%	0.70	0.42	0.216	100	45.604	21	19	20	16	2.5	26.25	0.592		1	23.75

Dato	Dato	Dato	Dato	E* [kN/m <sup>2</sup> ]	P* [kN/m <sup>2</sup> ]	Dato	Dato	Dato	Dato	EsB [kN/m <sup>2</sup> ]	Iteración
rgeo [m]	rs [m]	J [kN/m]	$\nu B$			Pref [kN/m <sup>2</sup> ]	m	cB' [kN/m <sup>2</sup> ]	EsBref [kN/m <sup>2</sup> ]		E
0.4	0.4	6500	0.3	31743.82	42.56	100	1	0.1	15000	6416.86	0.611

Asentamientos [iguales]	$\sigma_{hdiff}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{hs}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{hB}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{h,geo}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Fr [kN/m]	$\Delta rs$ [m]	L estrato[m]	$\sigma_{vS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
Ss [m]	Sb [m]								
0.0567	0.0567	-16.99	95.59	50.76	61.82	24.73	0.002	7.5	415.50

Calculo para determinar $\Delta rs$			
P1	P2	P3	P4
95.58740157	12.942574	13682.68019	40625

Límite inferior E	0.01
Límite superior E	1

Hint: Todo lo relativo a "S" es columna, todo lo relativo a "B" es suelo.

Tensiones para el cálculo del ángulo de fricción suplementario

Resultados del proceso iterativo

Datos de entrada a la rutina programada

Rellenar

Solver

Borrar datos y E

**Ilustración B.5.** Aplicación del Método Algebraico de EBGeo, para Determinar Tensiones Horizontales; Caso Valdivia. **Fuente:** Propia, 2019.

$\Delta \sigma_{h,geo}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-16.99
$\sigma_{h columna}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	95.59

$\sin \phi$	Termino 1	Termino 2
0.644217687	3.443634817	3.799195016

Termino 1

$$\frac{1 + \sin \phi' + \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} - 1}{1 - \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}}}$$

Termino 2

$$\frac{1 + \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} + 1}{1 - \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}}}$$

$$\sin \phi'_{2ub} = \frac{\frac{1 + \sin \phi' + \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} - 1}{1 - \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}}}}{\frac{1 + \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} + 1}{1 - \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}}}}$$

$\sin \phi_{supl}$	0.906411701
$\phi_{supl}$ [rad]	1.134709961
$\phi_{supl}$ [°]	65

**Ilustración B.5.1.** Metodología de Raithel & Henne (2000) para Determinar el Ángulo de Fricción Interna Suplementario; Caso Valdivia. **Fuente:** Propia, 2019.

Pilas de Gravas Envueltas en Geotextil Bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias.  
Aplicación a Casos Reales en Valdivia y Punta Arenas.

### B.6 Ángulo de Fricción Interna Suplementario – Caso Punta Arenas – Turba

Dato	Dato	as [ratio]	Dato	Dato	Kas	Dato	$\sigma_vB$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Dato	Dato	Dato	Dato	Dato	$\sigma_uS$ [kN/m <sup>2</sup> ]	KoB	Dato	$\sigma_uB$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Ae [m <sup>2</sup> ]	As [m <sup>2</sup> ]		$\phi_S$ [rad]	$\phi_B$ [rad]		$\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$\gamma_S$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_B$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{S'}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{B'}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	h carga [m]			Método desplazamientos	
3.4	0.5	15%	0.70	0.26	0.216	100	13.434	21	10	20	6	2.5	26.25	0.741		12.5

Dato	Dato	Dato	Dato	E* [kN/m <sup>2</sup> ]	P* [kN/m <sup>2</sup> ]	Dato	Dato	Dato	Dato	EsB [kN/m <sup>2</sup> ]	Iteración
rgeo [m]	rs [m]	J [kN/m]	$\nu_B$			Pref [kN/m <sup>2</sup> ]	m	cB' [kN/m <sup>2</sup> ]	EsBref [kN/m <sup>2</sup> ]		E
0.4	0.4	6500	0.35	4571.72	18.41	100	1	20	1200	1115.86	0.885

Asentamientos [iguales]	$\sigma_{hdiff}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{hs}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{hB}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{h,geo}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Fr [kN/m]	$\Delta rs$ [m]	L estrato[m]	$\sigma_vS$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
Ss [m]	Sb [m]								
0.1177	0.1177	-15.50	135.96	22.45	129.01	51.60	0.003	7.5	602.08

Calculo para determinar $\Delta rs$			
P1	P2	P3	P4
135.9613774	0.6919367	1970.568338	40625

Limite inferior E	0.01
Limite superior E	1

Hint: Todo lo relativo a "S" es columna, todo lo relativo a "B" es suelo.

Rellenar

Solver

Borrar datos y E

Tensiones para el cálculo del ángulo de fricción interna suplementario  
Resultados del proceso iterativo  
Datos de entrada a la rutina programada

**Ilustración B.6.** Aplicación del Método Algebraico de EBGEO, para Determinar Tensiones Horizontales; Caso Punta Arenas - Turba. **Fuente:** Propia, 2019.

$\Delta\sigma_{h,geo}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-15.50	$\sin\phi$	Termino 1	Termino 2
$\sigma_{hc}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	135.96	0.644217687	3.507379103	3.73545073

$\sin\phi_{supl}$	0.938944014	Termino 1	Termino 2
$\phi_{supl}$ [rad]	1.219548237	$\frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} + \frac{\Delta\sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} - 1$	$\frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} - \frac{\Delta\sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} + 1$
$\phi_{supl}$ [°]	70		

$$\sin\phi'_{zub} = \frac{\frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} + \frac{\Delta\sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} - 1}{\frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} - \frac{\Delta\sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} + 1}$$

**Ilustración B.6.1.** Metodología de Raithel & Henne (2000) para Determinar el Ángulo de Fricción Interna Suplementario; Caso Punta Arenas - Turba. **Fuente:** Propia, 2019.

Pilas de Gravav Envueltas en Geotextil Bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias.  
 Aplicación a Casos Reales en Valdivia y Punta Arenas.

### B.7 Ángulo de Fricción Interna Suplementario – Caso Punta Arenas - Mazacote

Dato	Dato	as [ratio]	Dato	Dato	Kas	Dato	σvB [kN/m2]	Dato	Dato	Dato	Dato	Dato	σuS [kN/m2]	KoB	Dato	σuB [kN/m2]
Ae [m2]	As [m2]		φS [rad]	φB [rad]		σ0 [kN/m2]		γS [kN/m3]	γB [kN/m3]	γS' [kN/m3]	γB' [kN/m3]	h carga [m]			Método desplazamientos	
3.4	0.5	15%	0.70	0.52	0.216	100	68.821	21	17	20	15	2.5	26.25	0.503	1	21.25

Dato	Dato	Dato	Dato	E* [kN/m2]	P* [kN/m2]	Dato	Dato	Dato	Dato	EsB [kN/m2]	Iteración
rgeo [m]	rs [m]	J [kN/m]	υB			Pref [kN/m2]	m	cB' [kN/m2]	EsBref [kN/m2]		E
0.4	0.4	6500	0.35	132958.89	47.65	100	1	6.5	55000	32452.42	0.413

Asentamientos [iguales]	σhdif [kN/m2]	σhs [kN/m2]	σhB [kN/m2]	σh,geo [kN/m2]	Fr [kN/m]	Δrs [m]	L estrato[m]	σvS [kN/m2]	
Ss [m]	Sb [m]								
0.0163	0.0163	-7.06	66.45	55.88	17.64	7.05	0.000	7.5	280.84

Calculo para determinar Δrs			
P1	P2	P3	P4
66.44934626	23.933759	57309.86693	40625

Limite inferior E	0.01
Limitesuperior E	1

Hint: Todo lo relativo a "S" es columna, todo lo relativo a "B" es suelo.

Rellenar

Solver

Borrar datos y E

Tensiones para el cálculo del ángulo de fricción interna suplementario  
Resultados del proceso iterativo  
Datos de entrada a la rutina programada

**Ilustración B.7.** Aplicación del Método Algebraico de EBGeo, para Determinar Tensiones Horizontales; Caso Punta Arenas - Mazacote. **Fuente:** Propia, 2019.

Δσh,geo [kN/m2]	-7.06
σhc [kN/m2]	66.45

sinφ	Termino 1	Termino 2
0.644217687	3.515140322	3.727689512

Termino 1

$$\frac{1 + \sin \phi' + \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} - 1}{1 - \sin \phi' + \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}}}$$

Termino 2

$$\frac{1 + \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} + 1}{1 - \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}}}$$

$$\sin \phi'_{sub} = \frac{\frac{1 + \sin \phi' + \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} - 1}{1 - \sin \phi' + \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}}} - 1}{\frac{1 + \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} + 1}{1 - \sin \phi' - \frac{\Delta \sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}}}}$$

Sinφsupl	0.942980983
φsupl [rad]	1.23147562
φsupl [°]	71

**Ilustración B.7.1.** Metodología de Raithel & Henne (2000) para Determinar el Ángulo de Fricción Interna Suplementario; Caso Punta Arenas – Mazacote. **Fuente:** Propia, 2019.

Pilas de Gravav Envueltas en Geotextil Bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias.  
Aplicación a Casos Reales en Valdivia y Punta Arenas.

## **ANEXO C. “PARÁMETROS INTRÍNSECOS DEL SUELO”**

**C.1 Parámetros Intrínsecos Valdivia**

Cotas [m]	Descripción visual	Parámetros geotécnicos		SPT promedio [N°]	Vs (m/s)	Referencias utilizadas
Estrato H1 0,50 -2,50	Limo de color café claro anaranjado, consistencia blanda, plasticidad alta, humedad media, presencia de raíces y raicillas.	Densidad seca [Y <sub>uns</sub> ] Densidad saturada [Y <sub>sat</sub> ] Cohesión Cohesión no drenada Ángulo de fricción interna [φ] Permeabilidad [K <sub>x</sub> & K <sub>y</sub> ] Módulo de elasticidad [E] Módulo de Poisson [ν] Ángulo de dilatación [ψ]	0,80 [T/m³] [5] 1,40 [T/m³] [5] ----- 0,20 [kg/cm²] [5] 15° [5] 0,01 [m/día] [5] 50,00 [kg/cm²] [1] 0,35 [1] 0° [6]	3 [2]	125 [2]	[1] Bowles (1976). Foundation Analysis and Design (5th Edition). <b>Pag.</b> 148.  [2] M.A.H.S Servicios de Ingeniería Civil - Mecánica de Suelos (2016). Estudio de Mecánica de Suelos "Edificio Sector Las Ánimas". Valdivia, XIV Región de Los Ríos, Chile.  [3] M.A.H.S Servicios de Ingeniería Civil - Mecánica de Suelos (2016). Estudio de Mecánica de Suelos para factibilidad compra de terreno "Edificios Calle Los Castaños, Isla Teja". Valdivia, XIV Región de Los Ríos, Chile.
Estrato H2 2,50 -10,00	Arena fina mal graduada, de color gris oscuro, compactidad suelta, humedad saturada, sin presencia de materia orgánica.	Densidad seca [Y <sub>uns</sub> ] Densidad saturada [Y <sub>sat</sub> ] Cohesión Cohesión no drenada Ángulo de fricción interna [φ] Permeabilidad [K <sub>x</sub> & K <sub>y</sub> ] Módulo de elasticidad [E] Módulo de Poisson [ν] Ángulo de dilatación [ψ]	1,60[T/m³] [5] 1,90[T/m³] [5] 0,001[kg/cm²] [5] ----- 24°[2] 1,00 [m/día] [4] 150,00 [kg/cm²] [1] 0,30 [1] 0°[6]	7 [2]	250 [2]	[4] Sáez, E. (2010). "Fundamentos de Geotécnica - Capítulo 5. Deformaciones en suelos: Asentamientos y Consolidación". Pág. <b>75</b> . Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Región Metropolitana, Chile.  [5] Hermosilla, M. (2019). Cátedra Mecánica de Suelos. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de La Frontera. Temuco.
Estrato H3 10,00 -z max	Arena finas a muy finas con porcentaje de finos limosos, color gris anaranjado, compactidad muy alta, cementación alta, baja plasticidad y humedad saturada. Presenta características de roca, localmente conocido como "Cancagua".	Densidad seca [Y <sub>uns</sub> ] Densidad saturada [Y <sub>sat</sub> ] Cohesión Cohesión no drenada Ángulo de fricción interna [φ] Permeabilidad [K <sub>x</sub> & K <sub>y</sub> ] Módulo de elasticidad [E] Módulo de Poisson [ν] Ángulo de dilatación [ψ]	1,70 [T/m³] [5] 2,20 [T/m³] [5] 3,00 [kg/cm²] [5] 0,50 [kg/cm²] [3] 45° [5] 0,85 [m/día] [7] 450,00 [kg/cm²] [1] 0,30 [1] 15°[6]	50 [5]	600 [5]	[6] Bolton (1986). Strength and dilatancy of sands. Geotechnique. 36. 65-78. 10.1680/geot.1986.36.1.65.  [7] Dirección General de Aguas (2012). Estudio de Cuencas Principales Región de Los Ríos. AMPHOS 21 CONSULTING CHILE LTDA. Santiago, Chile.

**Ilustración C.1.** Parámetros Intrínsecos Valdivia. **Fuente:** Propia, 2019.

Pilas de Gravav Envueltas en Geotextil Bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias.  
Aplicación a Casos Reales en Valdivia y Punta Arenas.

## C.2 Parámetros Intrínsecos Punta Arenas – Caso Turba

Cotas [m]	Descripción visual	Parámetros geotécnicos		SPT promedio [N°]	Vs (m/s)	Referencias utilizadas
Estrato H1 0,50 -2,50	Arcilla muy fina, color amarillo a gris, estructura homogénea, plasticidad media, bajo contenido de humedad.	Densidad seca [ $\gamma_{uns}$ ] Densidad saturada [ $\gamma_{sat}$ ] Cohesión Cohesión no drenada Ángulo de fricción interna [ $\phi$ ] Permeabilidad [ $K_x$ & $K_y$ ] Módulo de elasticidad [E] Módulo de Poisson [ $\nu$ ] Ángulo de dilatación [ $\psi$ ]	1,50 [T/m <sup>3</sup> ] [3] 1,70 [T/m <sup>3</sup> ] [3] ---- 0,50 [kg/cm <sup>2</sup> ] [3] 24° [3] 1,3E-05 [m/día] [3] 450,00 [kg/cm <sup>2</sup> ] [3] 0,35 [1] 0° [4]	12 [5]	180 [5]	[1] MOP - Dirección de Vialidad (2018). Manual de Carreteras, Volumen III "Instrucciones y Criterios de diseño". Pag. 1364-1365.  [2] Vásquez, A. (2012). "Suelos de Fundación de la Ciudad de Punta Arenas, Región de Magallanes y La Antártica Chilena". Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Santiago, Chile.  [3] Díaz, Y & López, E (2008). "Plaxis como herramienta de modelación para la solución de algunos problemas geotécnicos reales en la ciudad de Punta Arenas". Pág. 20. Departamento de Ingeniería en Construcción, Universidad de Magallanes, Chile.
Estrato H2 2,50 -10,00	Turba orgánica, color café oscuro, alta plasticidad, alta compresibilidad y alto contenido de humedad. [Soft Soil Model]	Densidad seca [ $\gamma_{uns}$ ] Densidad saturada [ $\gamma_{sat}$ ] Cohesión Cohesión no drenada Ángulo de fricción interna [ $\phi$ ] Permeabilidad [ $K_x$ & $K_y$ ] Módulo de Poisson [ $\nu$ ] Ángulo de dilatación [ $\psi$ ] Coeficiente de compresión (Cc) Coeficiente de recompresión (Cs) Relación inicial de vacíos (e0)	0,60 [T/m <sup>3</sup> ] [3] 1,00 [T/m <sup>3</sup> ] [3] ---- 0,20 [kg/cm <sup>2</sup> ] [6] 15°[5] 4E-6[m/día] [3] 0,15 [7] 0° [4] 0,42 [2] 0,065 [2] 1,50 [2]	2 [2]	50 [5]	[4] Bolton (1986). Strength and dilatancy of sands. Geotechnique. 36. 65-78. 10.1680/geot.1986.36.1.65.  [5] Hermosilla, M. (2019). Cátedra Mecánica de Suelos. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de La Frontera. Temuco.
Estrato H3 10,00 -z max	Material granular grueso en matriz arenosa, color gris, alta compacidad y humedad.	Densidad seca [ $\gamma_{uns}$ ] Densidad saturada [ $\gamma_{sat}$ ] Cohesión Cohesión no drenada Ángulo de fricción interna [ $\phi$ ] Permeabilidad [ $K_x$ & $K_y$ ] Módulo de elasticidad [E] Módulo de Poisson [ $\nu$ ] Ángulo de dilatación [ $\psi$ ]	1,90 [T/m <sup>3</sup> ] [3] 2,10 [T/m <sup>3</sup> ] [3] 0,0001 [kg/cm <sup>2</sup> ] [3] ----- 35° [3] 14,40 [m/día] [3] 750,00 [kg/cm <sup>2</sup> ] [3] 0,30 [1] 5 ° [4]	40 [5]	450 [5]	[6] Gonzalez, L. <i>et. al</i> (2002). Ingeniería Geológica. Madrid, España.  [7] Brinkgreve, R. & Broere, W. (2002). Material models manual. Delft, Países Bajos.

**Ilustración C.2.** Parámetros Intrínsecos Punta Arenas- Caso Turba. Fuente: Propia, 2019.

Pilas de Gravas Envueltas en Geotextil Bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias.  
Aplicación a Casos Reales en Valdivia y Punta Arenas.

### C.3 Parámetros Intrínsecos Punta Arenas – Caso Mazacote

Cotas [m]	Descripción visual	Parámetros geotécnicos		SPT promedio [N°]	Vs30 [m/s]	Referencias utilizadas
Estrato H1 0,50 -2,50	Arcilla muy fina, color amarillo a gris, estructura homogénea, plasticidad media, bajo contenido de humedad.	Densidad seca [Y <sub>uns</sub> ] Densidad saturada [Y <sub>sat</sub> ] Cohesión Cohesión no drenada Ángulo de fricción interna [φ] Permeabilidad [K <sub>x</sub> & K <sub>y</sub> ] Módulo de elasticidad [E] Módulo de Poisson [ν] Ángulo de dilatación [ψ]	1,50 [T/m <sup>3</sup> ] [2] 1,70 [T/m <sup>3</sup> ] [2] ---- 0,50 [kg/cm <sup>2</sup> ] [2] 24° [2] 1,3E-05 [m/día] [2] 450,00 [kg/cm <sup>2</sup> ] [2] 0,35 [1] 0° [3]	12 [4]	180 [4]	[1] MOP - Dirección de Vialidad (2018). Manual de Carreteras, Volumen III "Instrucciones y Criterios de diseño". Pag. 1364-1365.  [2] Díaz, Y & López, E (2008). "Plaxis como herramienta de modelación para la solución de algunos problemas geotécnicos reales en la ciudad de Punta Arenas". Pág. 20 Departamento de Ingeniería en Construcción, Universidad de Magallanes, Chile.  [3] Bolton (1986). Strength and dilatancy of sands. Geotechnique. 36. 65-78. 10.1680/geot.1986.36.1.65.
Estrato H2 2,50 -10,00	Conjunto de sedimento, de matriz limo - arcillosa, color gris azulado, plasticidad de media a alta, estructura homogénea y alto contenido de humedad. Localmente conocido como "Mazacote"	Densidad seca [Y <sub>uns</sub> ] Densidad saturada [Y <sub>sat</sub> ] Cohesión Cohesión no drenada Ángulo de fricción interna [φ] Permeabilidad [K <sub>x</sub> & K <sub>y</sub> ] Módulo de elasticidad [E] Módulo de Poisson [ν] Ángulo de dilatación [ψ]	1,50 [T/m <sup>3</sup> ] [2] 1,70 [T/m <sup>3</sup> ] [2] ---- 0,065 [kg/cm <sup>2</sup> ] [2] 30° [2] 1,45E-03 [m/día] [2] 550,00 [kg/cm <sup>2</sup> ] [2] 0,35 [1] 0° [3]	30 [4]	300 [4]	[3] Bolton (1986). Strength and dilatancy of sands. Geotechnique. 36. 65-78. 10.1680/geot.1986.36.1.65.
Estrato H3 10,00 - z max	Material granular grueso en matriz arenosa, color gris, alta compactación y humedad.	Densidad seca [Y <sub>uns</sub> ] Densidad saturada [Y <sub>sat</sub> ] Cohesión Cohesión no drenada Ángulo de fricción interna [φ] Permeabilidad [K <sub>x</sub> & K <sub>y</sub> ] Módulo de elasticidad [E] Módulo de Poisson [ν] Ángulo de dilatación [ψ]	1,90 [T/m <sup>3</sup> ] [2] 2,10 [T/m <sup>3</sup> ] [2] 0,0001 [kg/cm <sup>2</sup> ] [2] ----- 35° [2] 14,40 [m/día] [2] 750,00 [kg/cm <sup>2</sup> ] [2] 0,30 [1] 5° [3]	40 [4]	450 [4]	[4] Hermosilla, M. (2019). Cátedra Mecánica de Suelos. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de La Frontera. Temuco.

**Ilustración C.3.** Parámetros Intrínsecos Punta Arenas – Caso Mazacote. **Fuente:** Propia, 2019.

**Observación:** Todos los materiales pertenecientes a los suelos, son representados con el modelo constitutivo de Mohr Coulomb, a excepción del suelo tipo Turba de Punta Arenas, el cual es representado mediante un modelo Soft Soil.

**ANEXO D. “DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS  
RAYLEIGH”**

### D.1 Cálculo de Parámetros de Amortiguamiento de Rayleigh

Estrato	Espesor	Velocidad Onda de Corte (VS30) [m/s]	Periodo [s]	Frecuencia [Hz]
H1	2,50	125,00	0,08	12,50
H2	7,50	250,00	0,12	8,33
H3	10,00	600,00	0,07	15,00
Suma			0,27	3,75

Resultados	
Wm	3,75
Wn	18,75
Deformación	3,00%
$\alpha$	<b>0,188</b>
$\beta$	<b>0,003</b>

Asumiendo	Deformación de elementos discretos [3%]
	Periodo Fundamental Wm
	Periodo Wn=5 Wm

**Ilustración D.1.** Parámetros de Rayleigh caso Valdivia. **Fuente:** Propia, 2019.

Estrato	Espesor	Velocidad Onda de Corte (VS30) [m/s]	Periodo [s]	Frecuencia [Hz]
H1	2,50	180,00	0,06	18,00
H2	7,50	50,00	0,60	1,67
H3	10,00	450,00	0,09	11,25
Suma			0,74	1,34

Resultados	
Wm	1,34
Wn	6,72
Deformación	3,00%
$\alpha$	<b>0,067</b>
$\beta$	<b>0,007</b>

Asumiendo	Deformación de elementos discretos [3%]
	Periodo Fundamental Wm
	Periodo Wn=5 Wm

**Ilustración D.2.** Parámetros de Rayleigh caso Punta Arenas – Turba. **Fuente:** Propia, 2019.

Estrato	Espesor	Velocidad Onda de Corte (VS30) [m/s]	Periodo [s]	Frecuencia [Hz]
H1	2,50	180,00	0,06	18,00
H2	7,50	300,00	0,10	10,00
H3	10,00	450,00	0,09	11,25
Suma			0,24	4,09

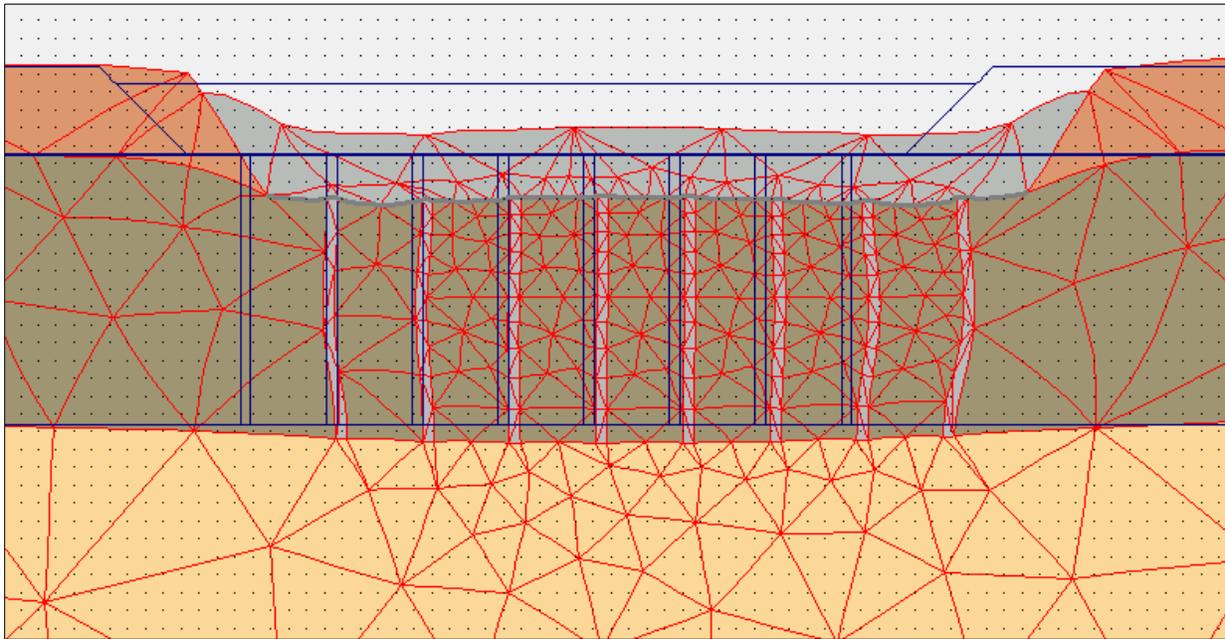
Resultados	
Wm	4,09
Wn	20,45
Deformación	3,00%
$\alpha$	<b>0,205</b>
$\beta$	<b>0,002</b>

Asumiendo	Deformación de elementos discretos [3%]
	Periodo Fundamental Wm
	Periodo Wn=5 Wm

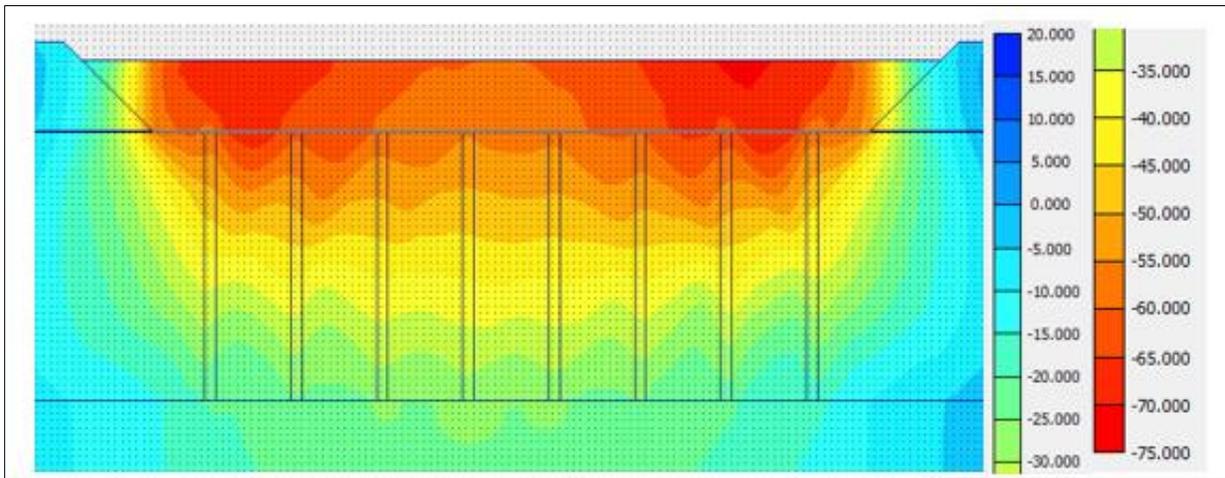
**Ilustración D.3.** Parámetros de Rayleigh caso Punta Arenas – Mazacote. **Fuente:** Propia, 2019.

## **ANEXO E. “RESULTADOS DE MODELACIONES”**

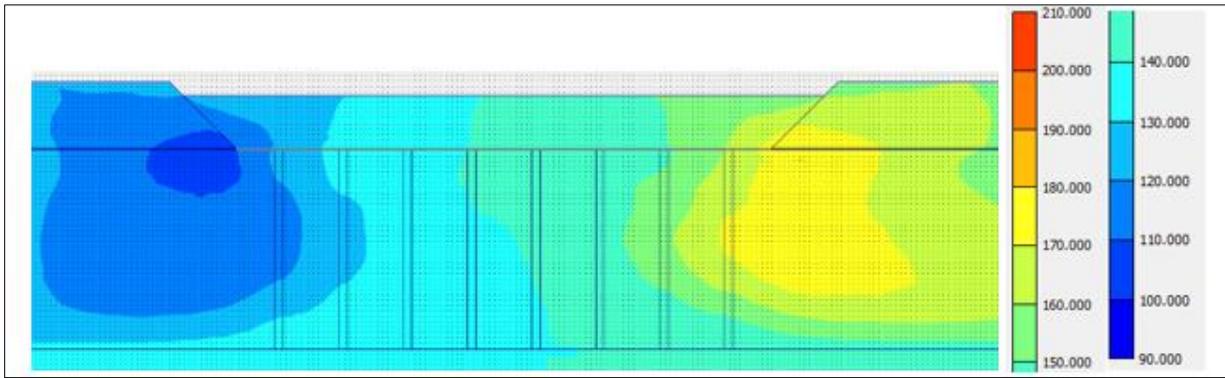
## E.1 Resultados Valdivia – Modelo de Deformación Plana



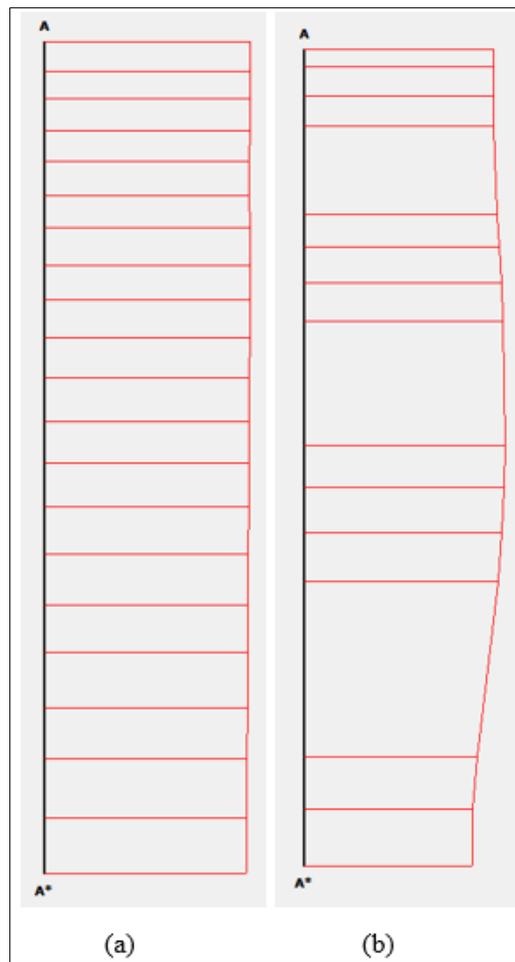
**Ilustración E.1.1.** Deformación con Exageración de 20 Veces su Escala Real. **Fuente:** Propia, 2019.



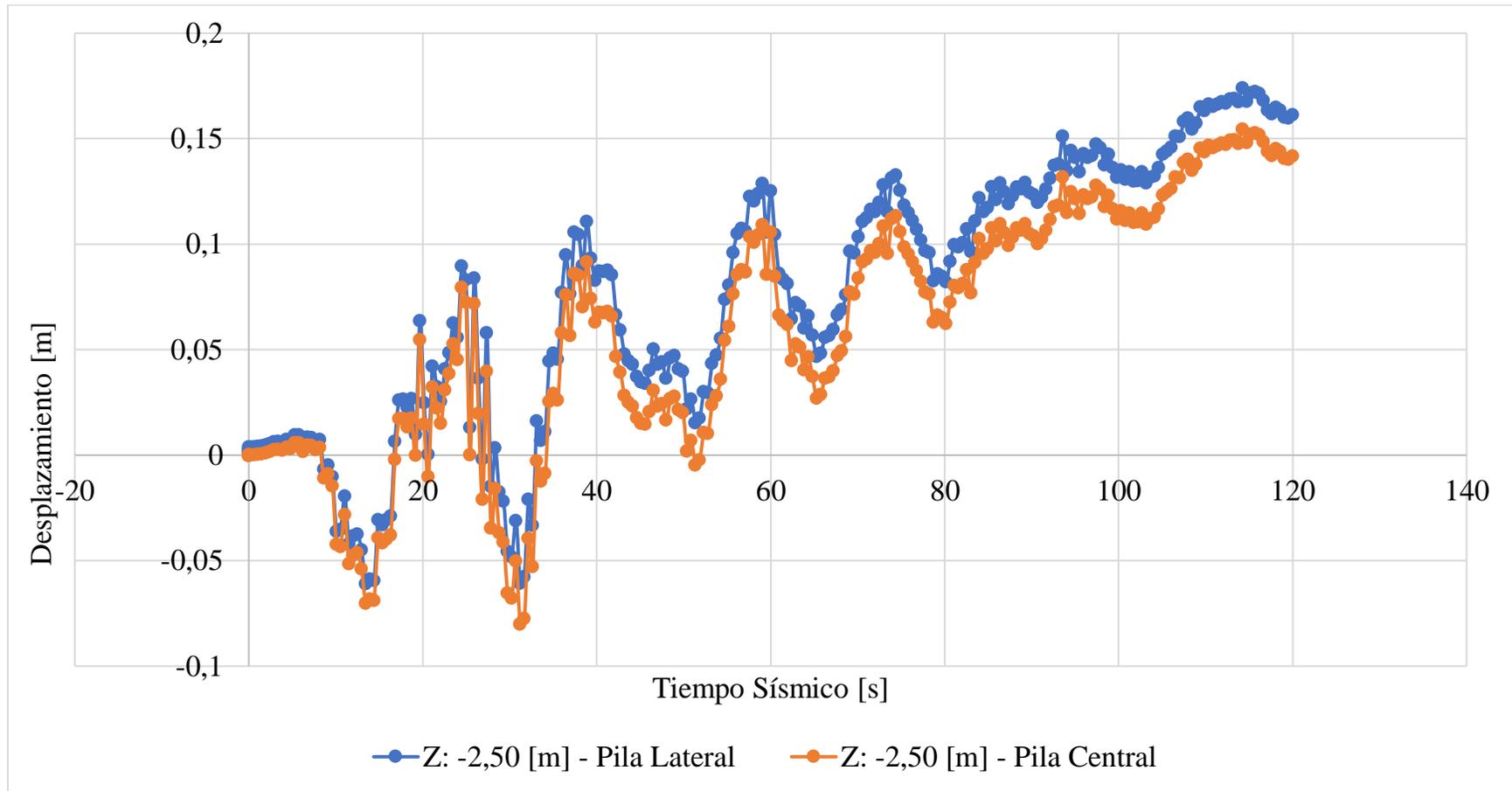
**Ilustración E.1.2.** Desplazamientos Verticales del Sistema. Magnitud Escalada por  $10^{-3}$  [m]. **Fuente:** Propia, 2019.



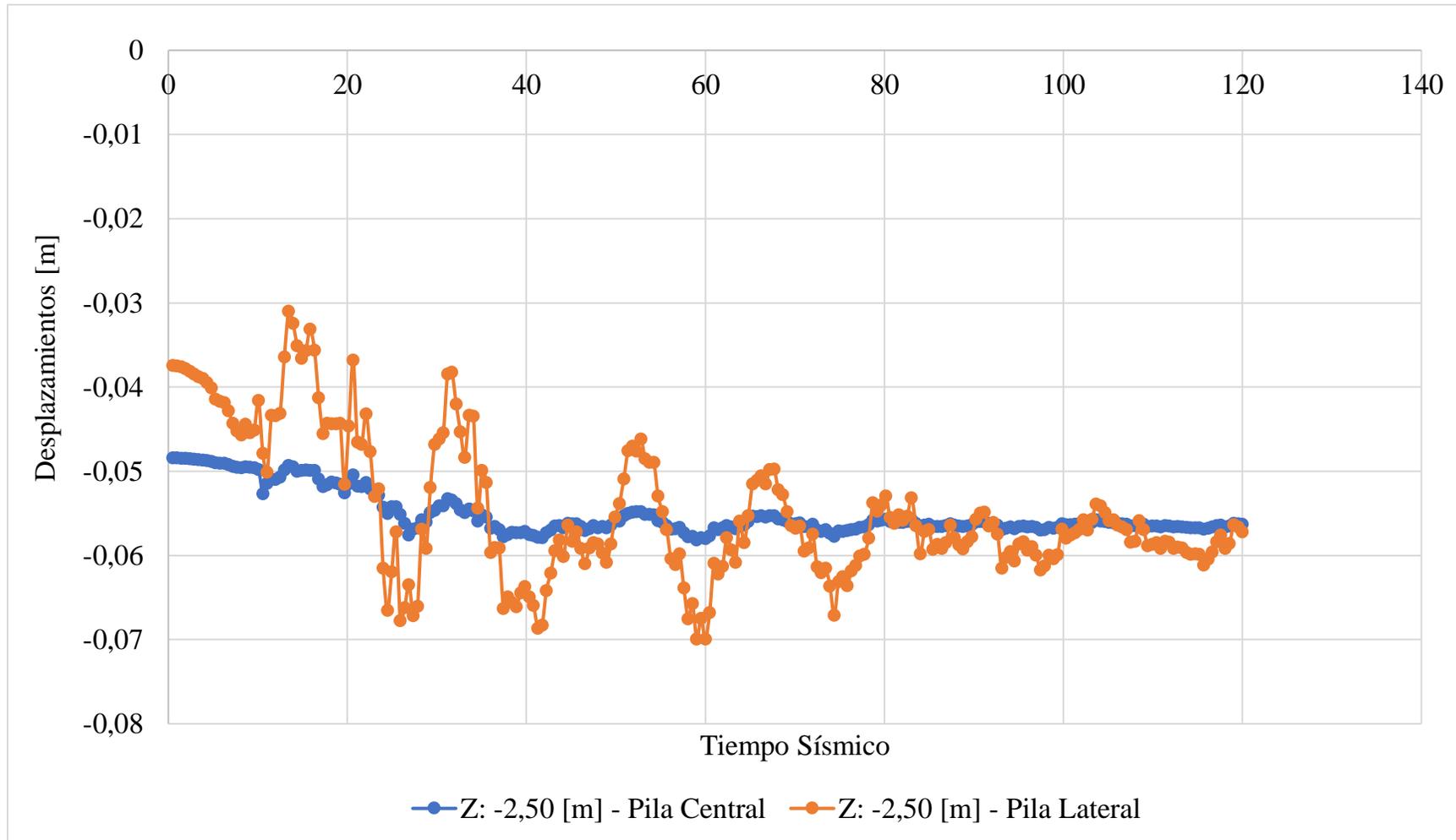
**Ilustración E.1.3.** Desplazamientos Horizontales del Sistema. Magnitud Escalada por  $10^{-3}$  [m]. **Fuente:** Propia, 2019.



**Ilustración E.1.4.** Desplazamientos Horizontales Máximos en Profundidad. (a) Máximo Desplazamiento Pila Central 0,14 [m]. (b) Máximo Desplazamiento Pila Lateral 0,17 [m]. **Fuente:** Propia, 2019.



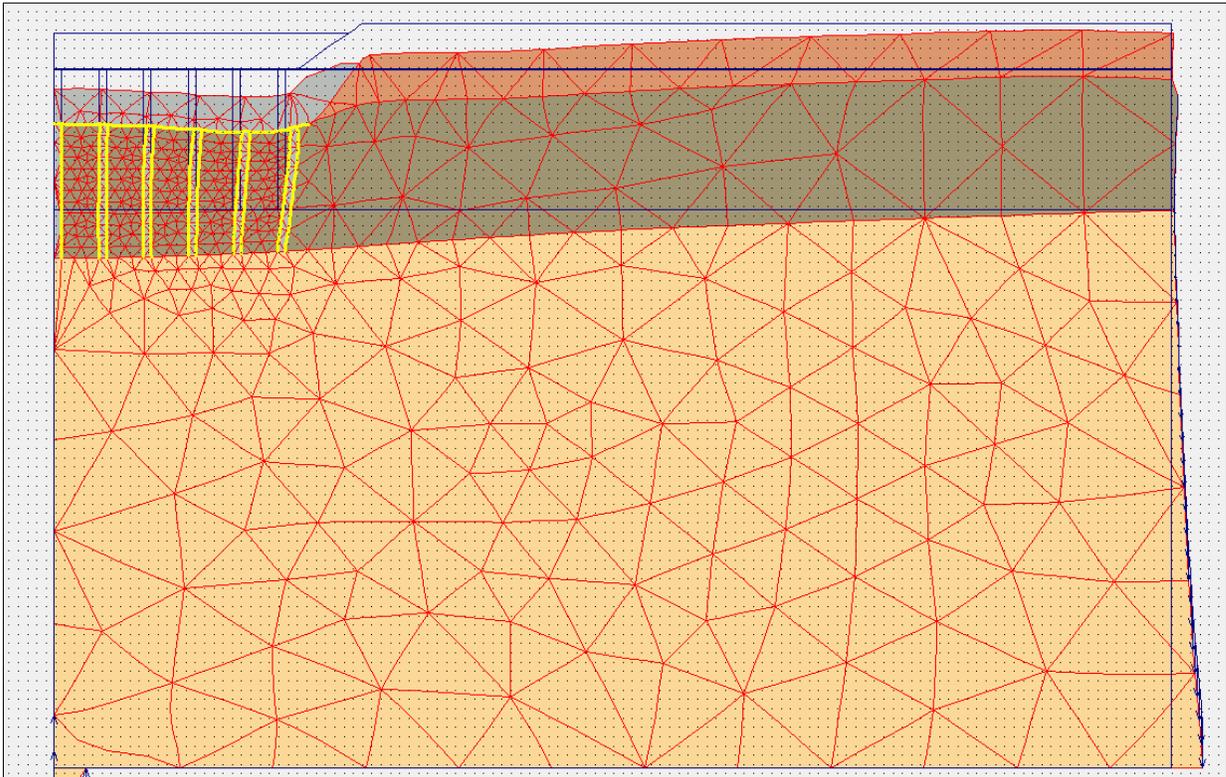
**Ilustración E.1.5.** Desplazamientos Horizontales Durante el Tiempo Sísmico, Sobre la Cabeza de las Pilas Central y Lateral. **Fuente:** Propia, 2019.



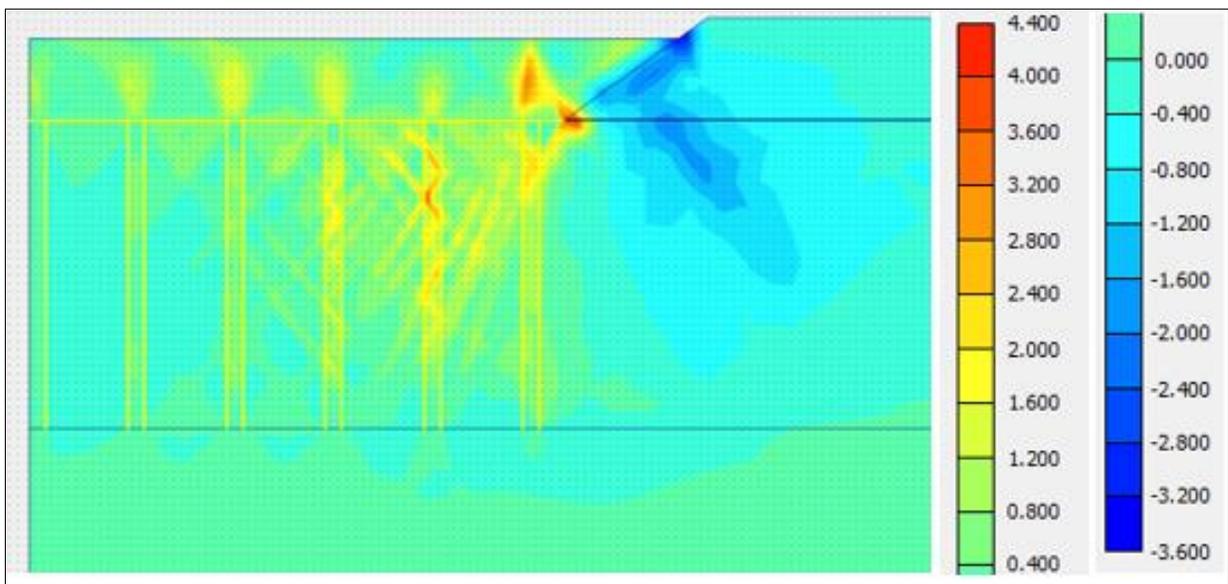
**Ilustración E.1.6.** Asentamientos Durante Tiempo Sísmico, Sobre la Cabeza de la Pila Central y Lateral. **Fuente:** Propia, 2019.

Pilas de Gravas Envueltas en Geotextil Bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias.  
 Aplicación a Casos Reales en Valdivia y Punta Arenas.

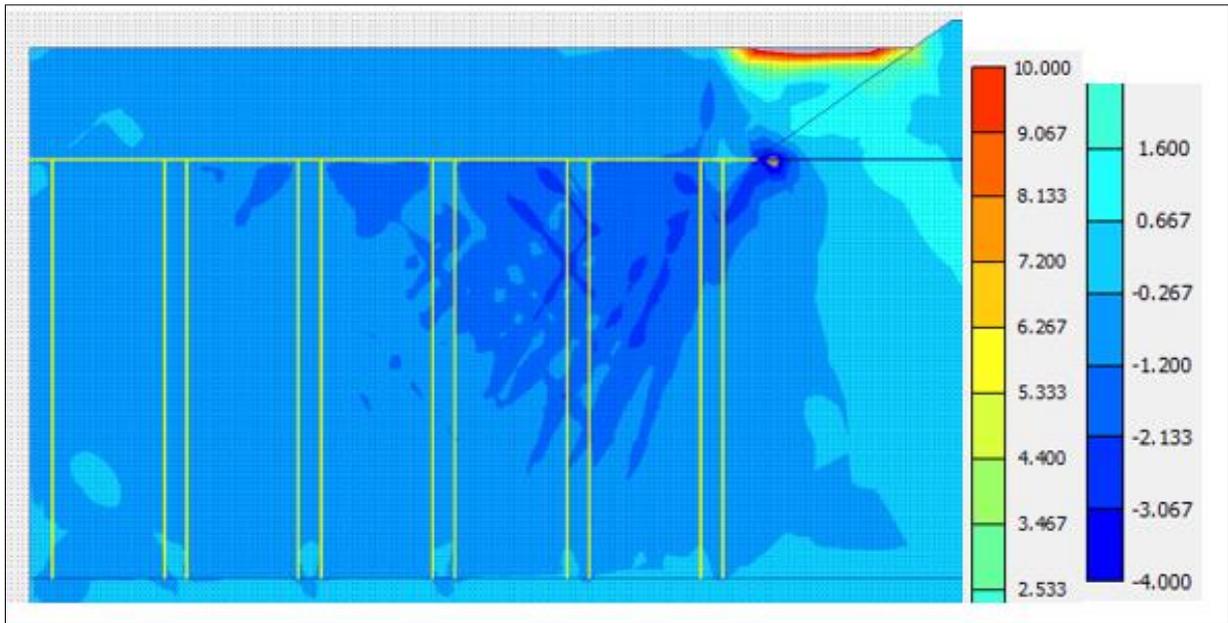
## E.2 Resultados Valdivia – Modelo de Simetría Axial



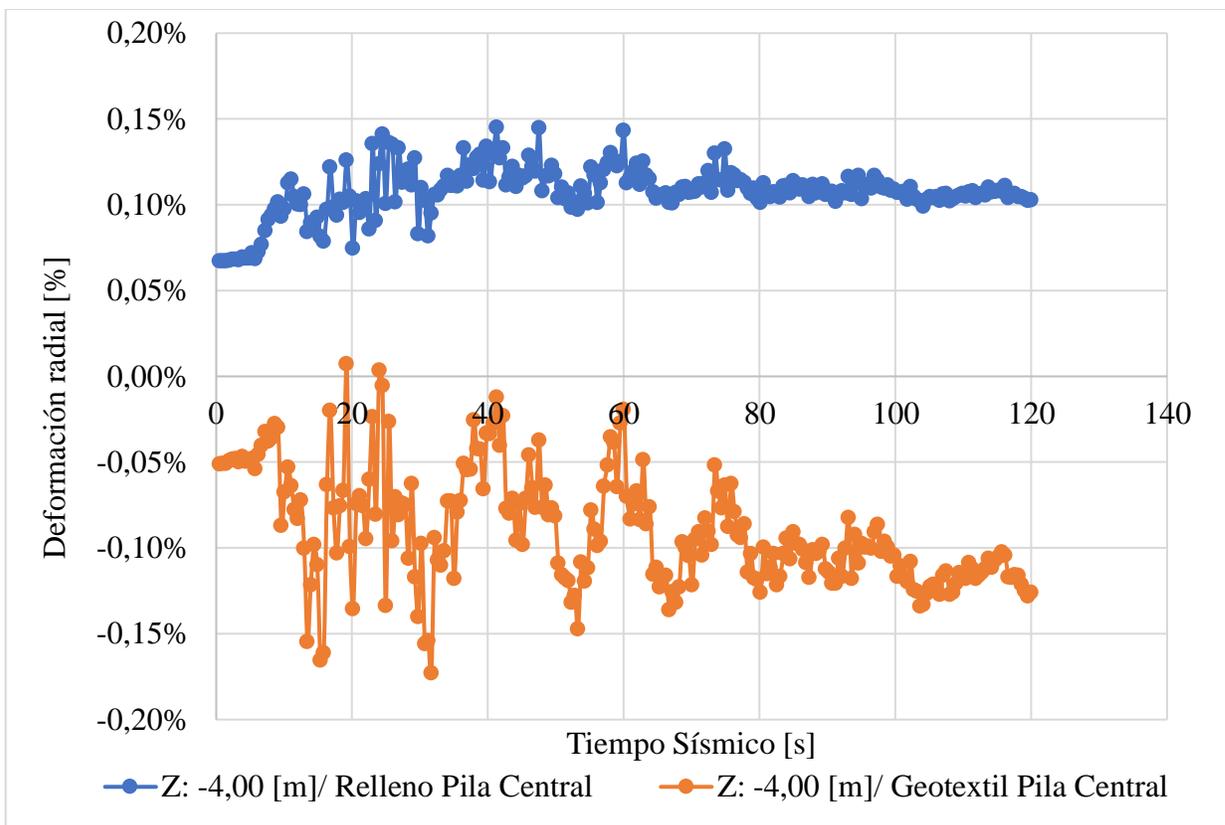
**Ilustración E.2.1.** Deformación con Exageración de 10 Veces su Escala Real. **Fuente:** Propia, 2019.



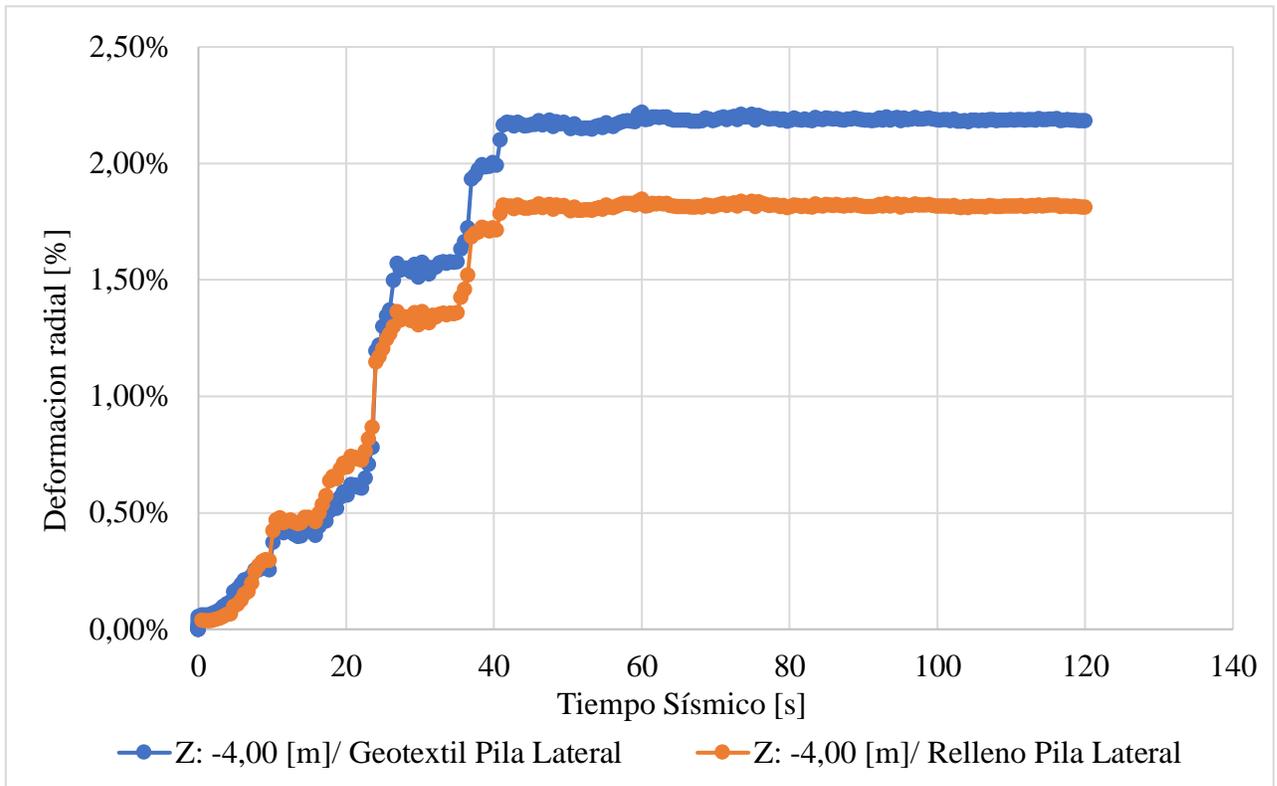
**Ilustración E.2.2.** Deformaciones Radiales  $\epsilon_{xx}$  [%] del Sistema. **Fuente:** Propia, 2019.



**Ilustración E.2.3.** Deformaciones Verticales  $\epsilon_{yy}$  [%] del Sistema. **Fuente:** Propia, 2019.

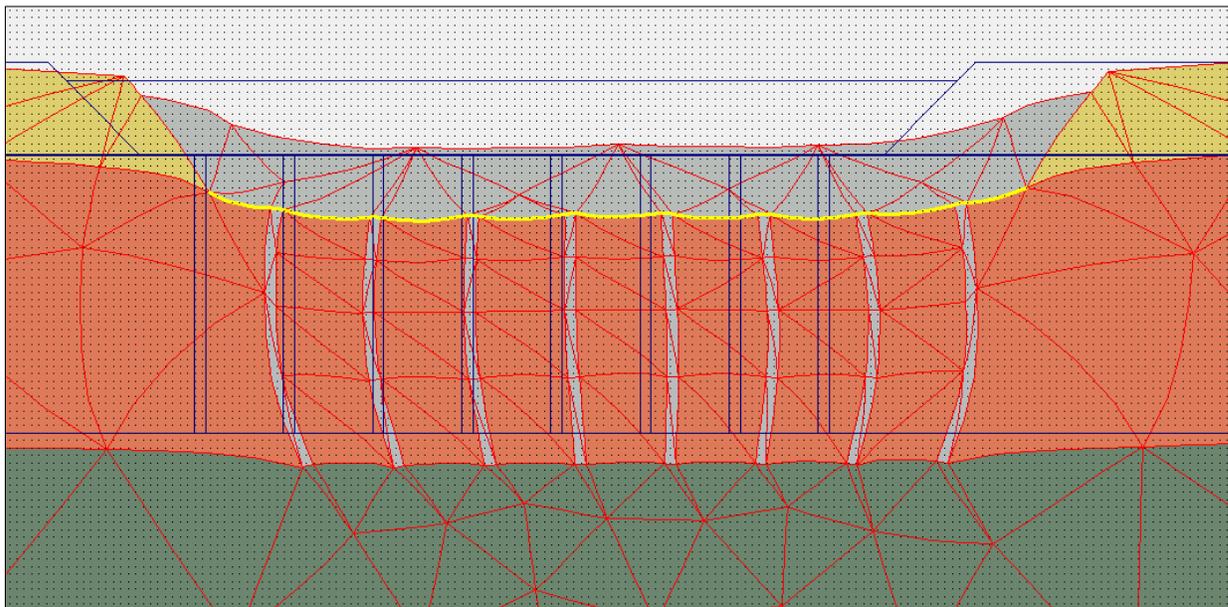


**Ilustración E.2.4.** Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envoltente, a una Profundidad de 2D – Pila Central. **Fuente:** Propia, 2019.

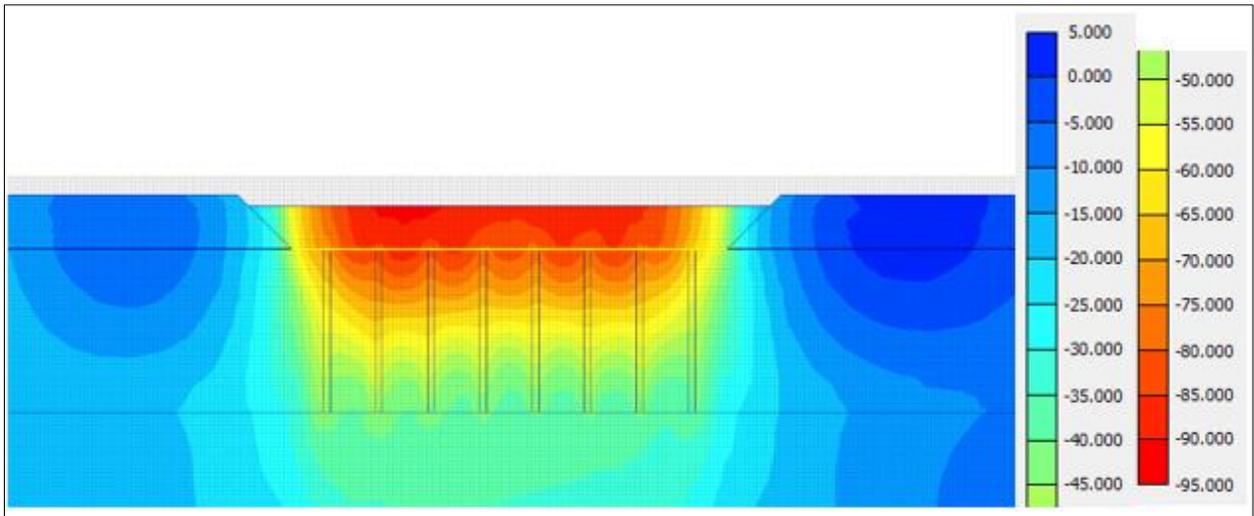


**Ilustración E.2.5.** Deformación en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envoltante, a una Profundidad de 2D – Pila Lateral. **Fuente:** Propia, 2019.

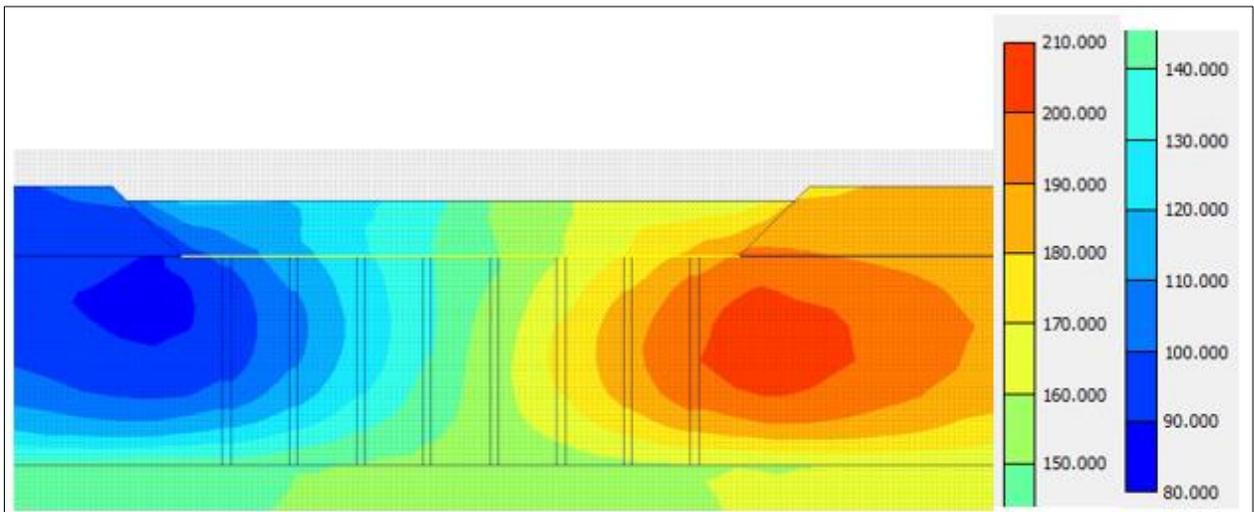
### E.3 Resultados Punta Arenas – Turba – Modelo de Deformación Plana



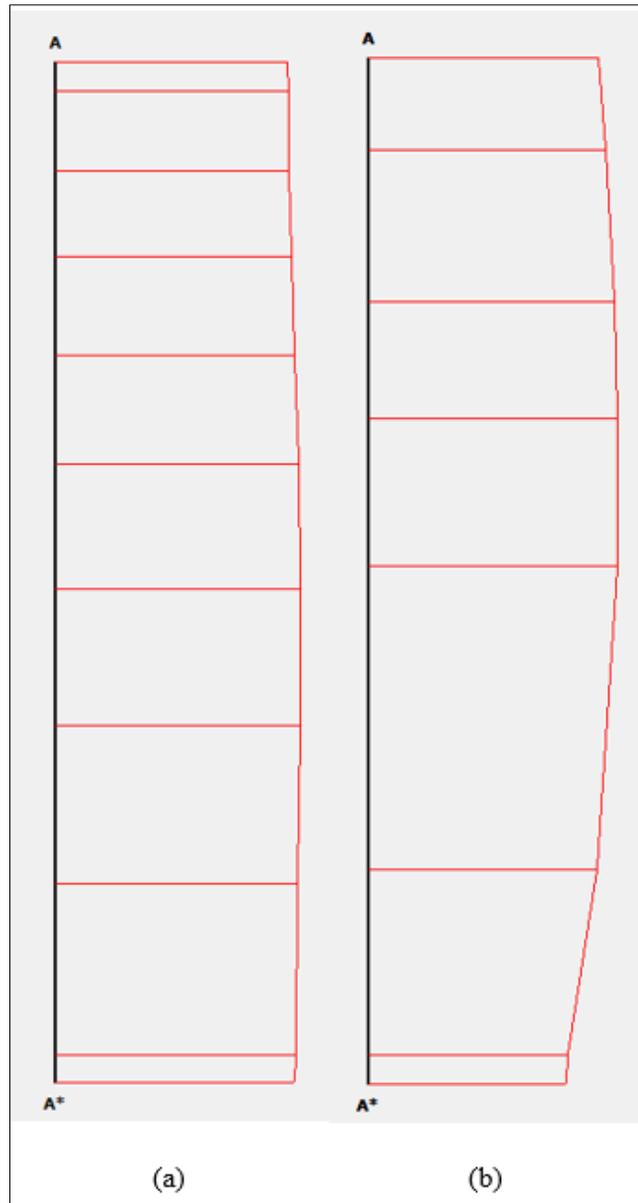
**Ilustración E.3.1.** Deformación con Exageración de 20 Veces su Escala Real. **Fuente:** Propia, 2019.



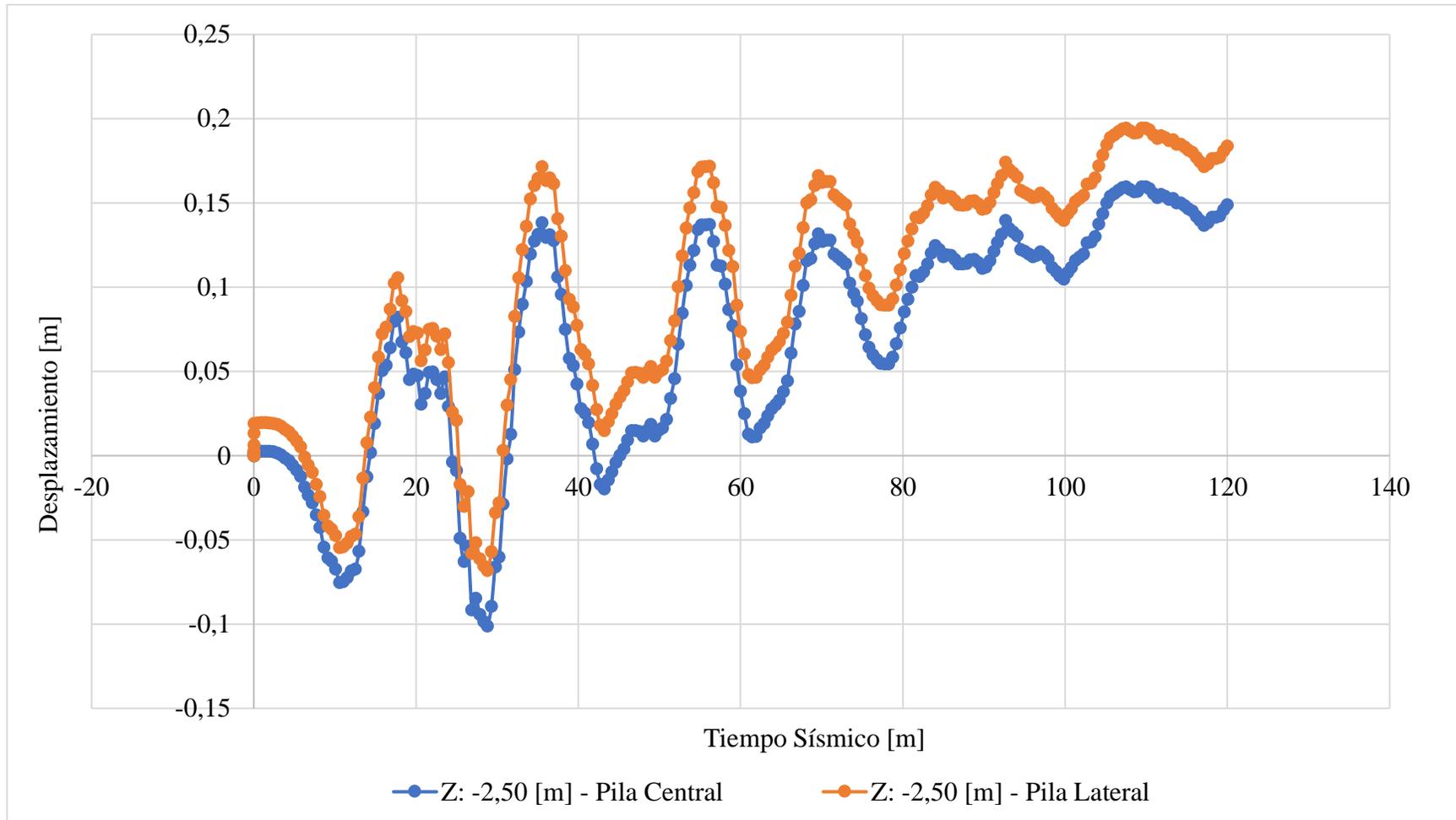
**Ilustración E.3.2.** Desplazamientos Verticales del Sistema. Magnitud Escalada por  $10^{-3}$  [m]. **Fuente:** Propia, 2019.



**Ilustración E.3.3.** Desplazamientos Horizontales del Sistema. Magnitud Escalada por  $10^{-3}$  [m]. **Fuente:** Propia, 2019.

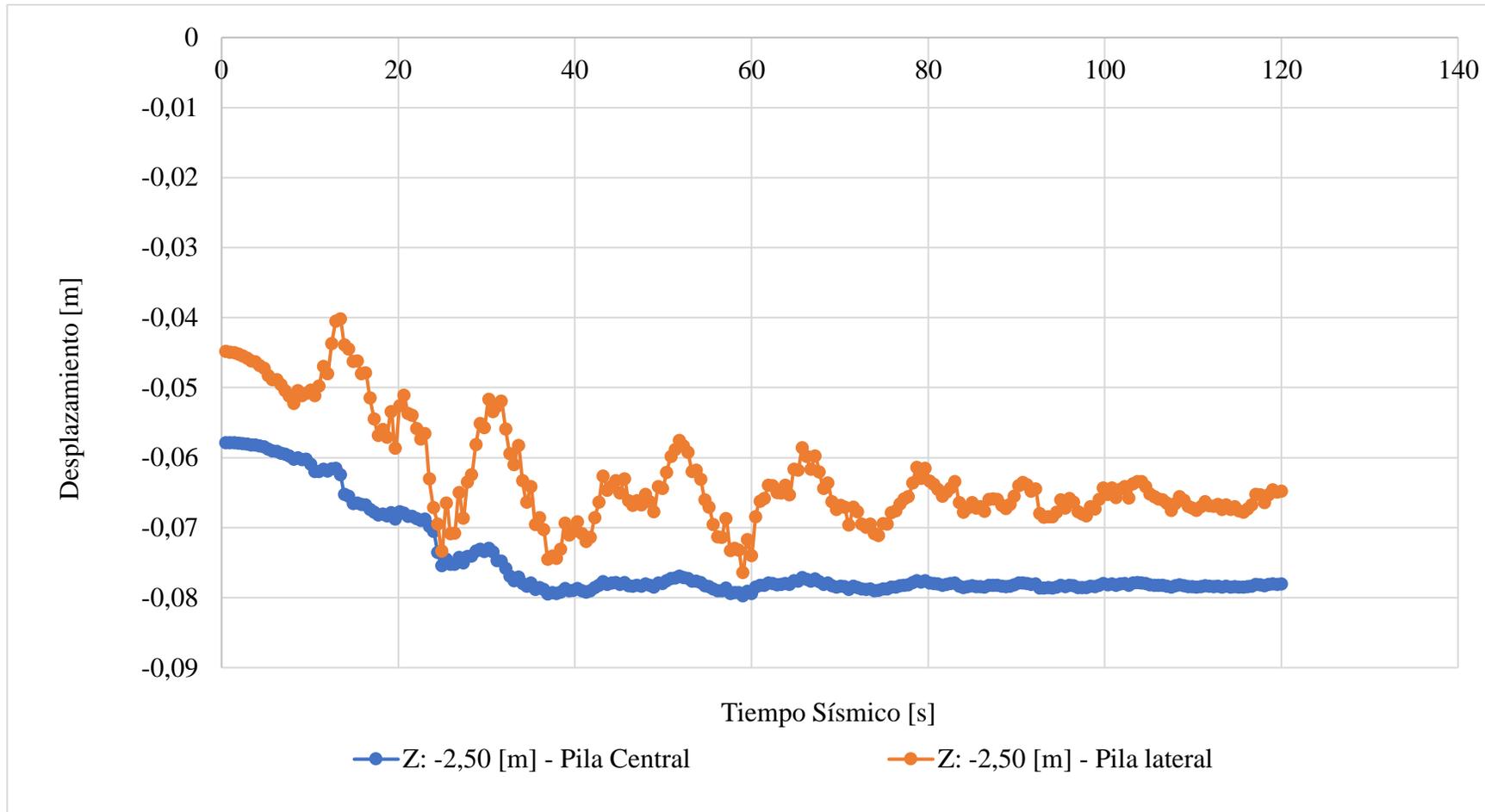


**Ilustración E.3.4.** Desplazamientos Horizontales Máximos en Profundidad. (a) Máximo Desplazamiento Pila Central 0,16 [m]. (b) Máximo Desplazamiento Pila Lateral 0,20 [m]. **Fuente:** Propia, 2019.



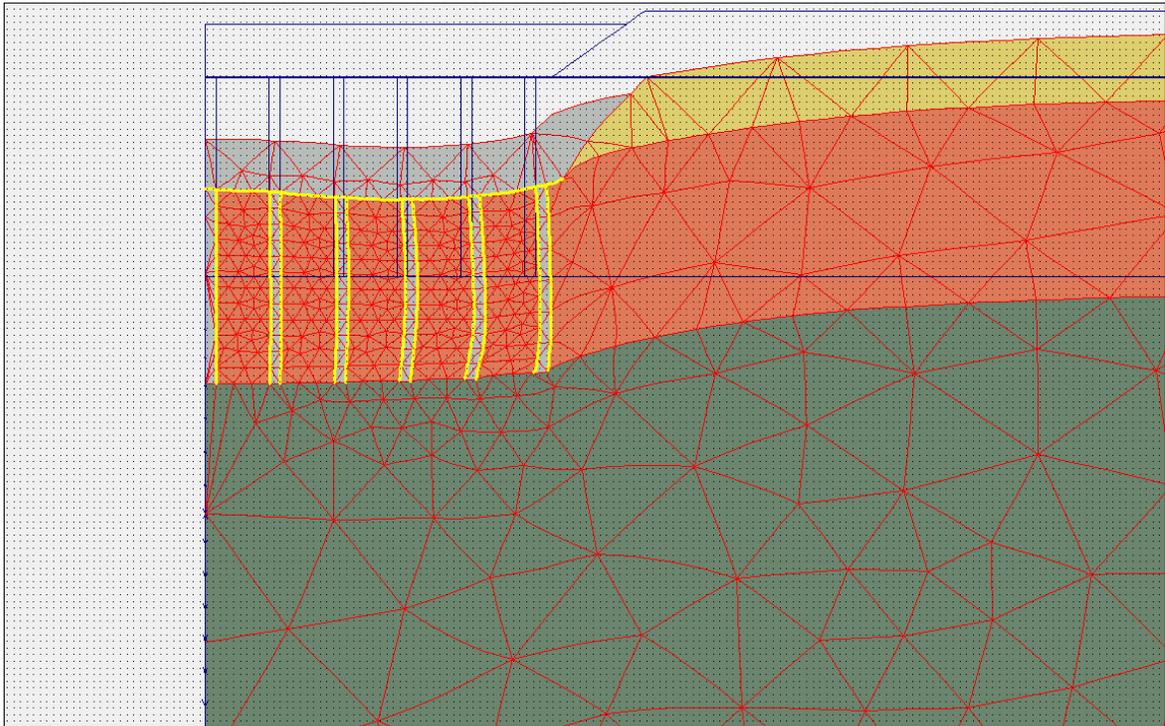
**Ilustración E.3.5.** Desplazamientos Horizontales en Tiempo Sísmico, Sobre las Cabezas de la Pila Central y Lateral. **Fuente:** Propia, 2019.

Pilas de Gravas Envueltas en Geotextil Bajo Relleno Reforzado, en Suelos de Bajas Competencias.  
 Aplicación a Casos Reales en Valdivia y Punta Arenas.

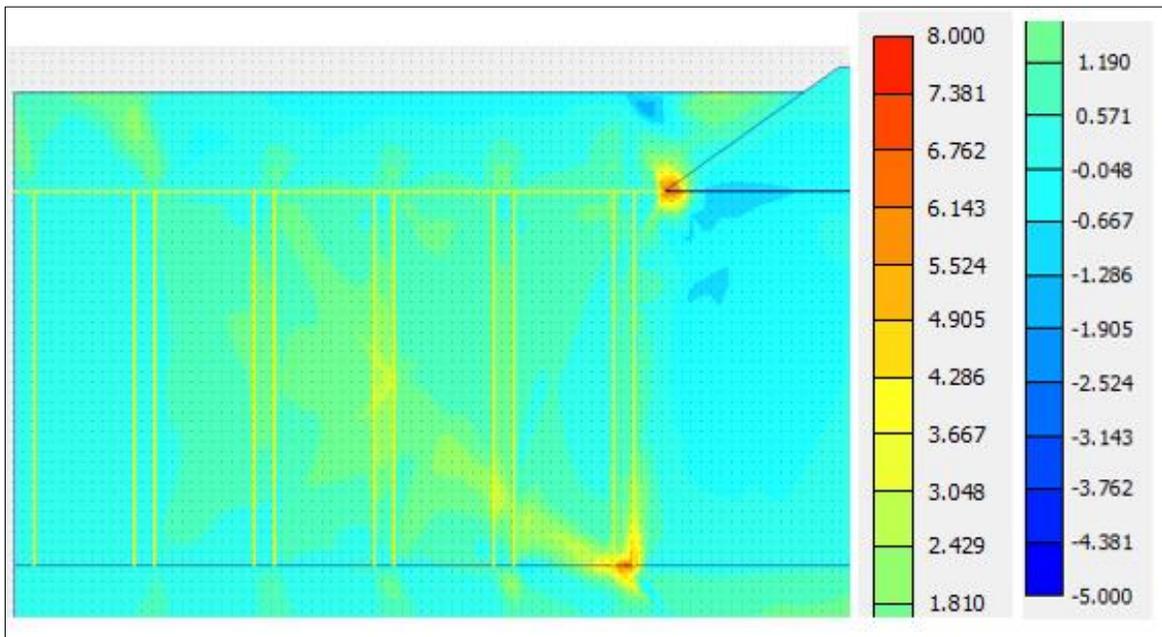


**Ilustración E.3.6.** Asentamientos durante Tiempo Sísmico, en la Cabeza de la Pila Central y Lateral. **Fuente:** Propia, 2019.

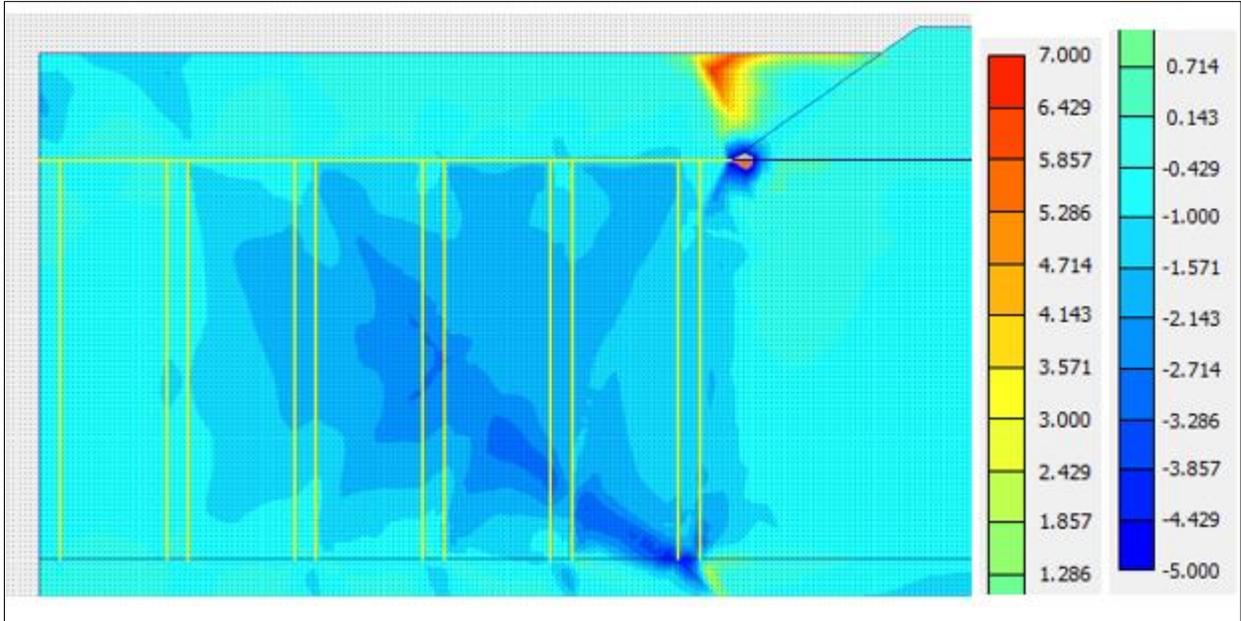
### E.4 Resultados Punta Arenas – Turba – Modelo de Simetría Axial



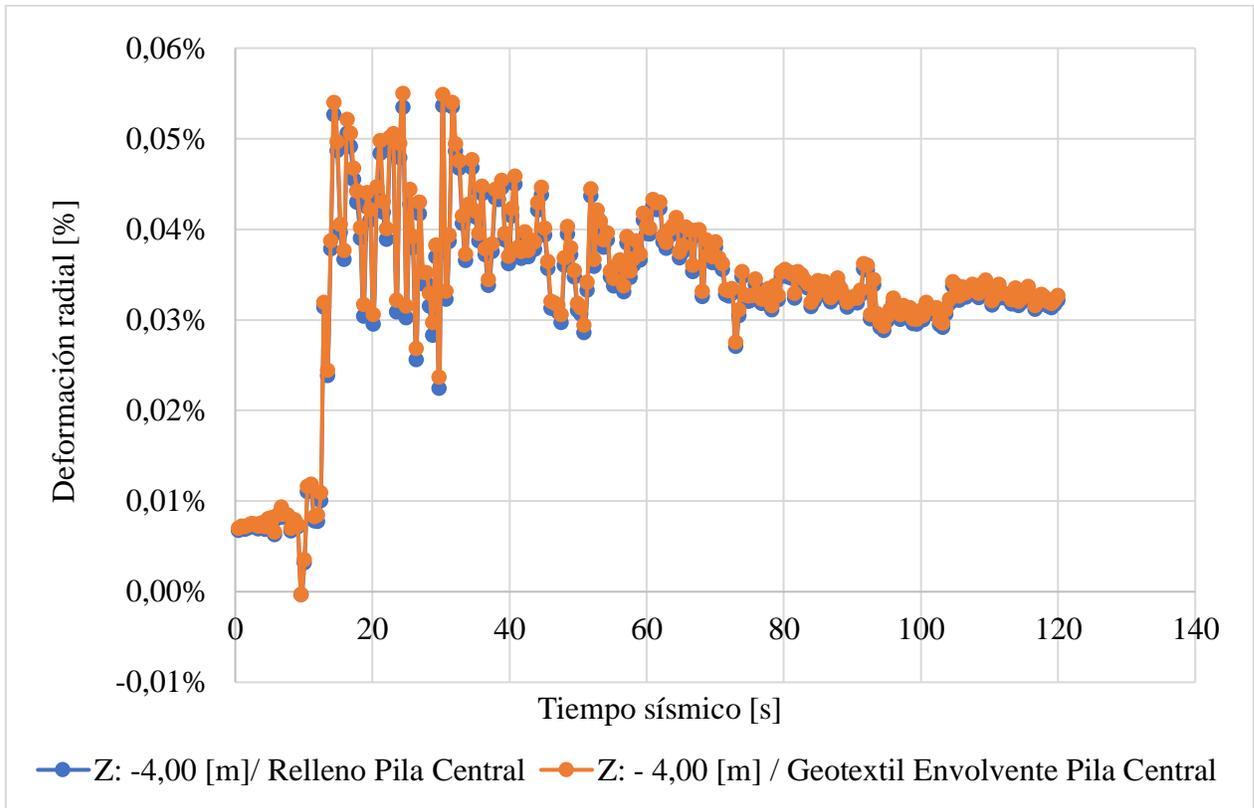
**Ilustración E.4.1.** Deformación con Exageración de 5 Veces su Escala Real. **Fuente:** Propia, 2019.



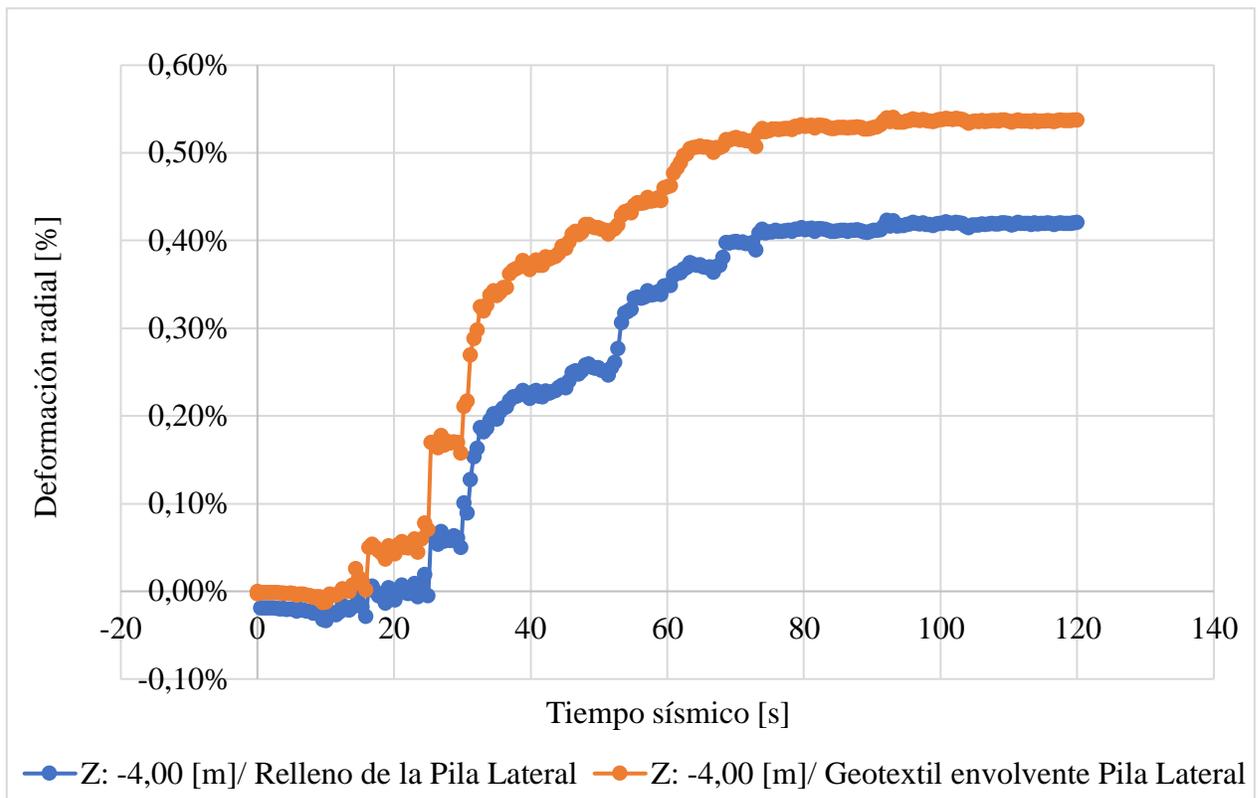
**Ilustración E.4.2.** Deformaciones Radiales  $\epsilon_{xx}$  [%] del Sistema. **Fuente:** Propia, 2019.



**Ilustración E.4.3.** Deformaciones Verticales  $\epsilon_{yy}$  [%] del Sistema. **Fuente:** Propia, 2019.

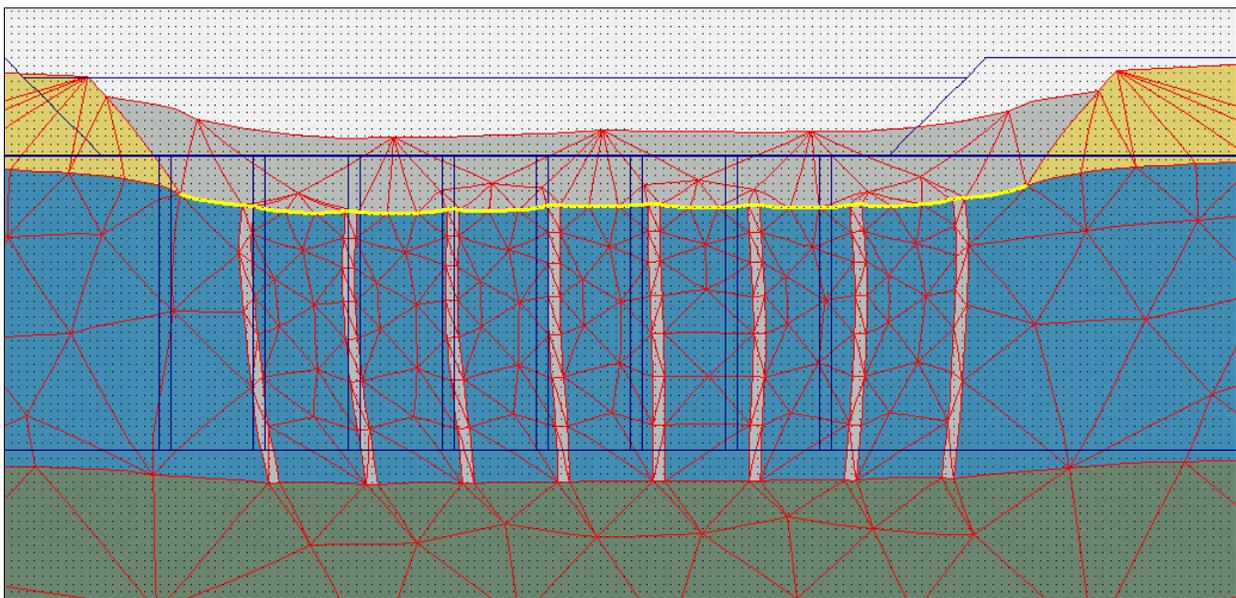


**Ilustración E.4.4.** Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envolverte, a una Profundidad de 2D – Pila Central. **Fuente:** Propia, 2019.

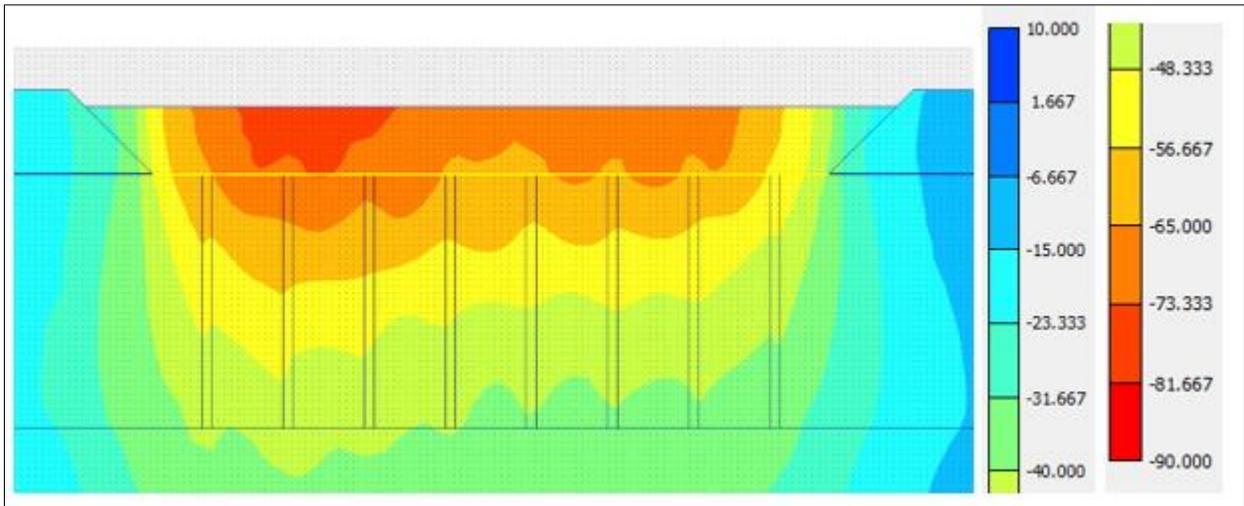


**Ilustración E.4.5.** Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envolvente, a una Profundidad de 2D – Pila Lateral. **Fuente:** Propia, 2019.

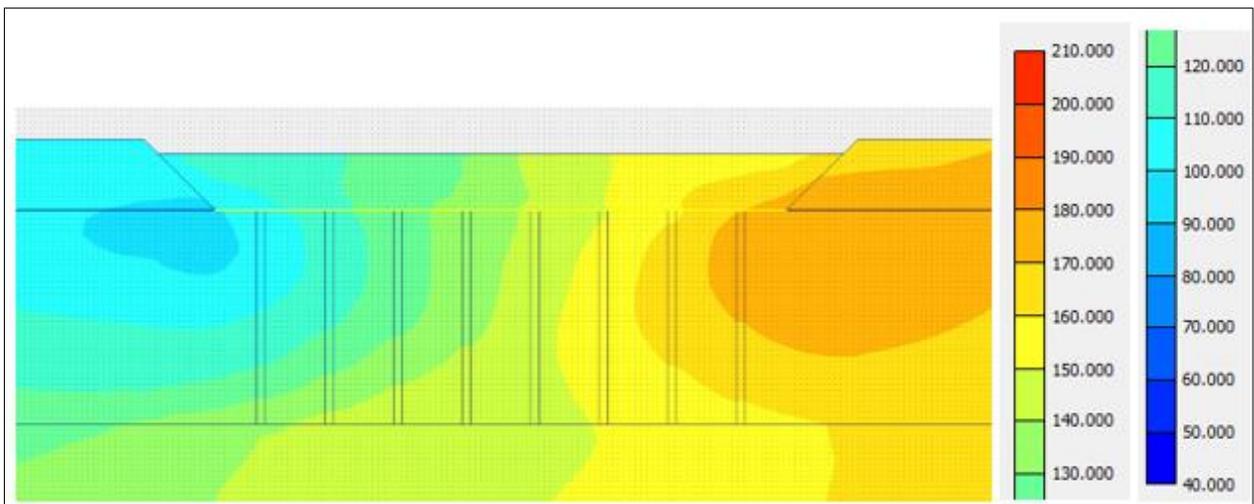
## E.5 Resultados Punta Arenas – Mazacote – Modelo de Deformación Plana



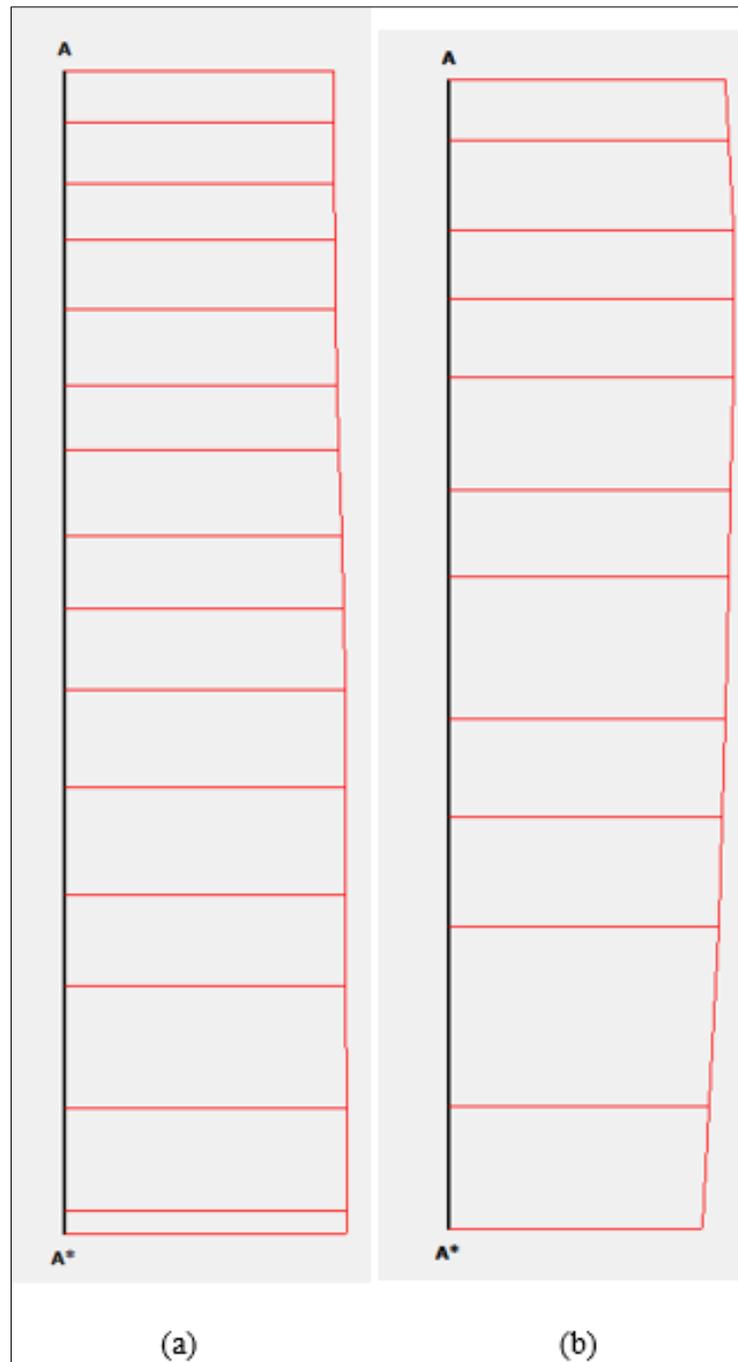
**Ilustración E.5.1.** Deformación con Exageración de 20 Veces su Escala Real. **Fuente:** Propia, 2019.



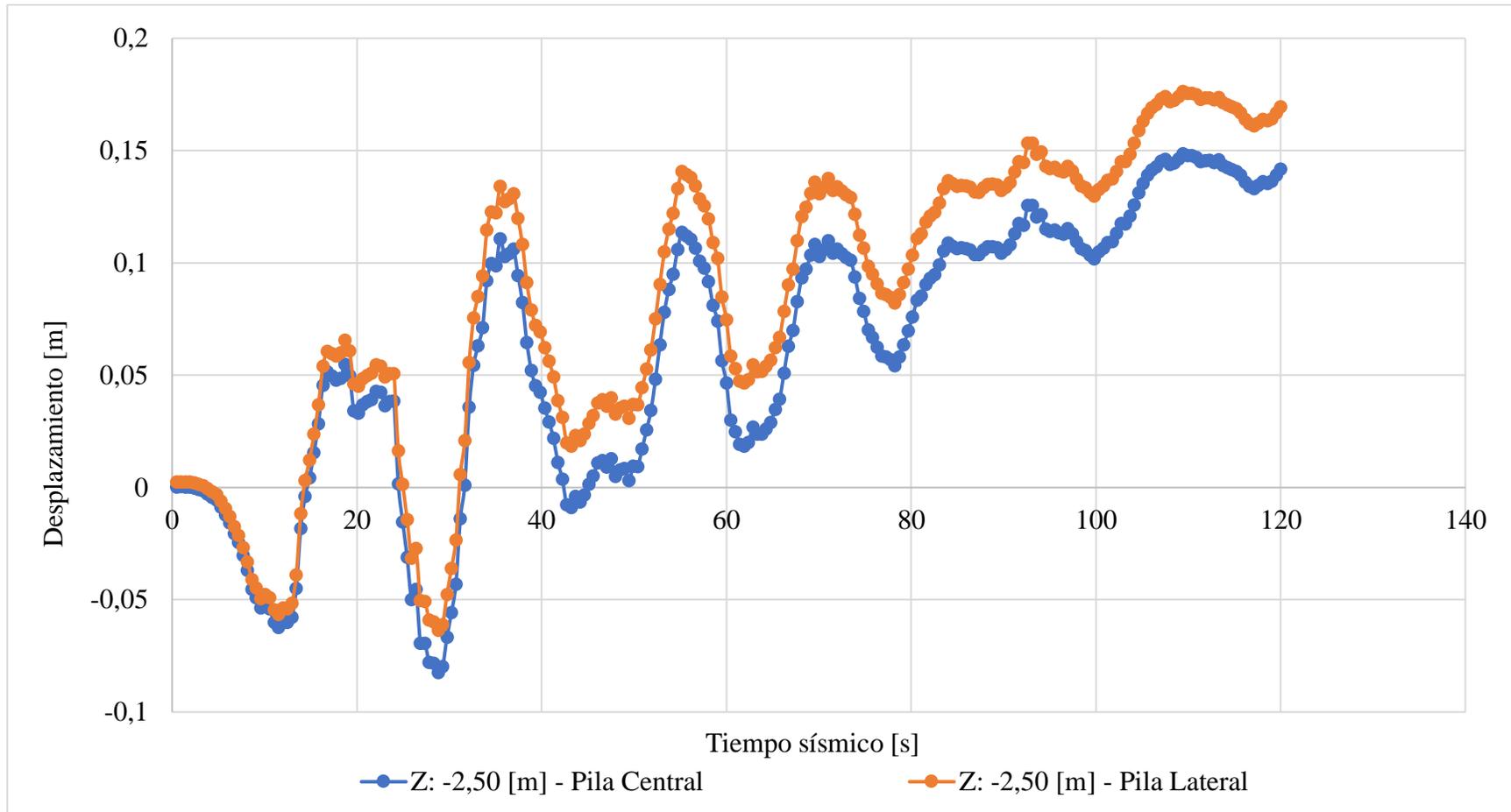
**Ilustración E.5.2.** Desplazamientos Verticales del Sistema. Magnitud Escalada por  $10^{-3}$  [m]. **Fuente:** Propia, 2019.



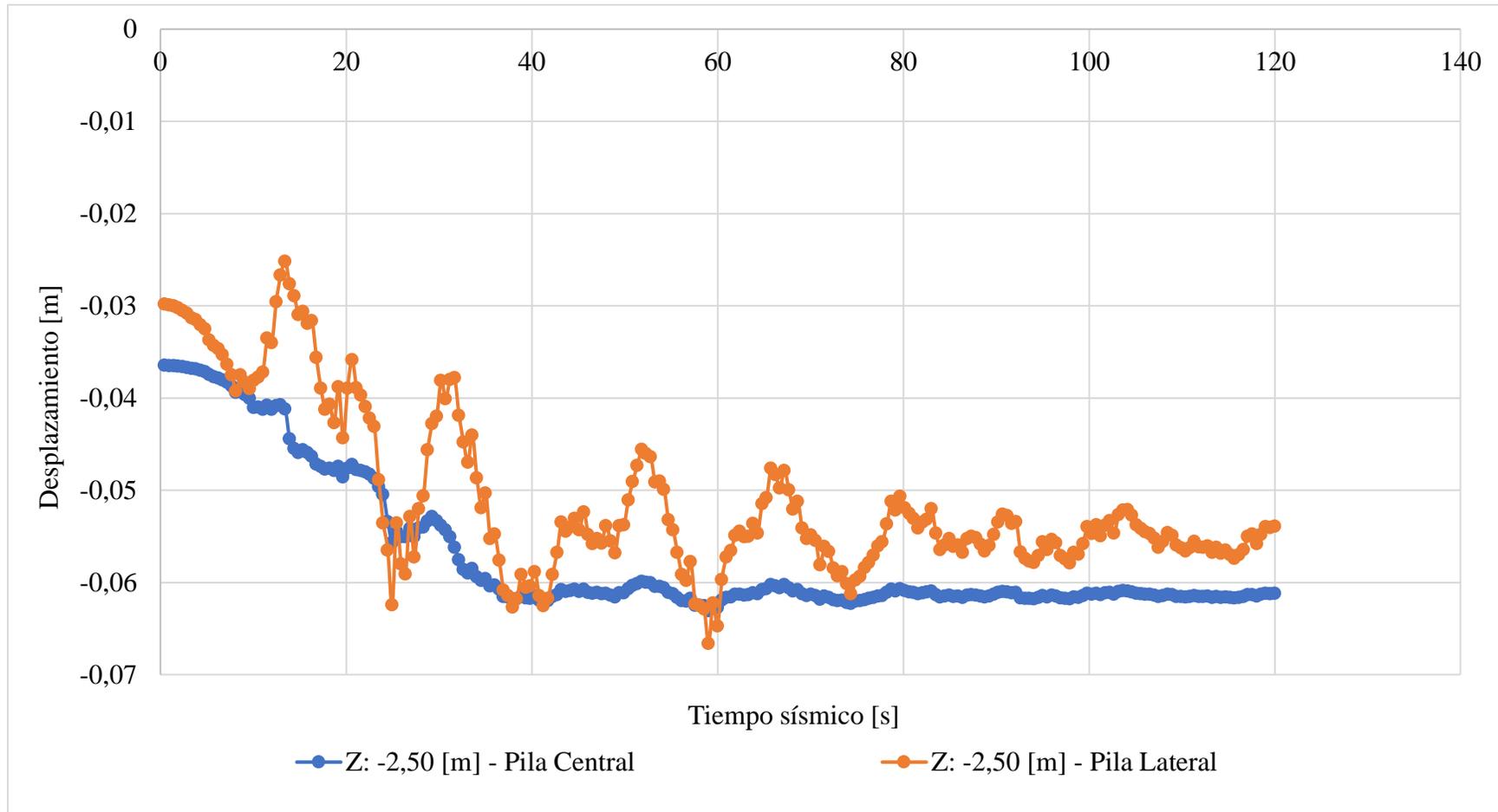
**Ilustración E.5.3.** Desplazamientos Horizontales del Sistema. Magnitud Escalada por  $10^{-3}$ . **Fuente:** Propia, 2019.



**Ilustración E.5.4.** Desplazamientos Horizontales Máximos en Profundidad. (a) Máximo Desplazamiento Pila Central 0,15 [m]. (b) Máximo Desplazamiento Pila Lateral 0,17 [m]. **Fuente:** Propia, 2019.

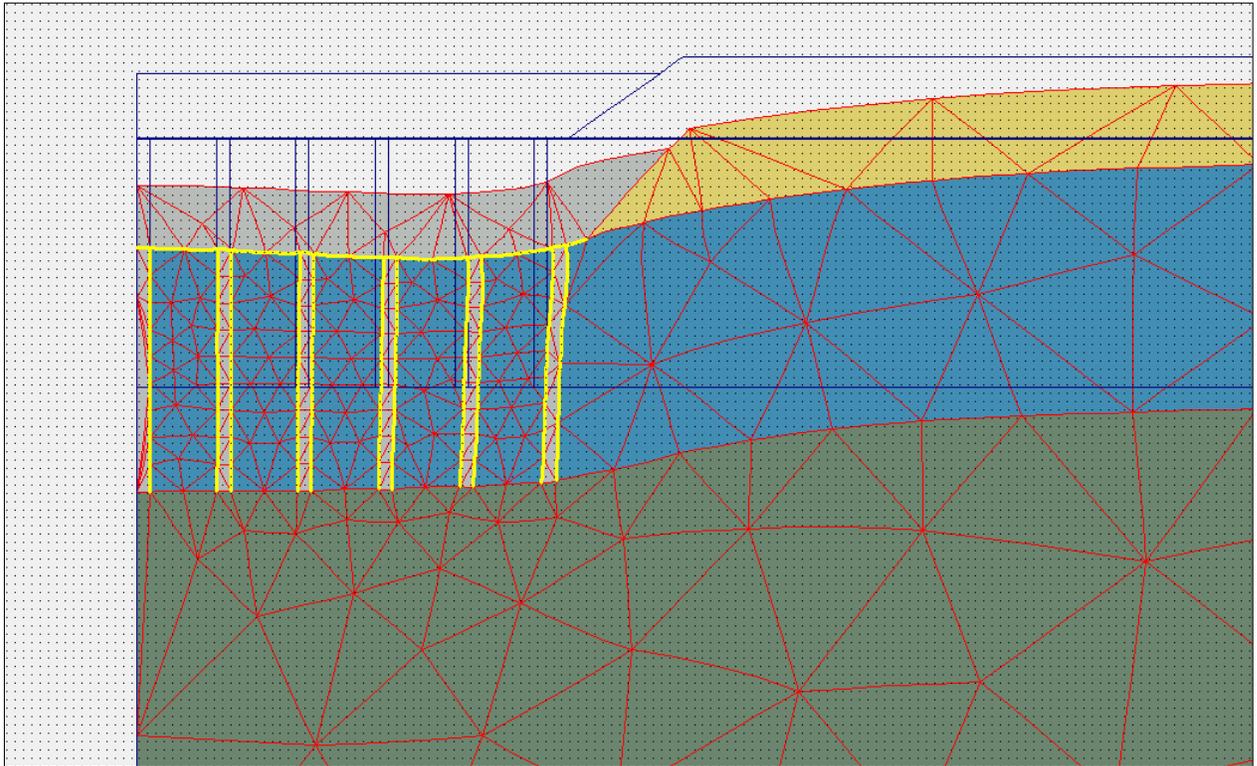


**Ilustración E.5.5.** Desplazamientos Horizontales en Tiempo Sísmico, Sobre las Cabezas de la Pila Central y Lateral. **Fuente:** Propia, 2019.

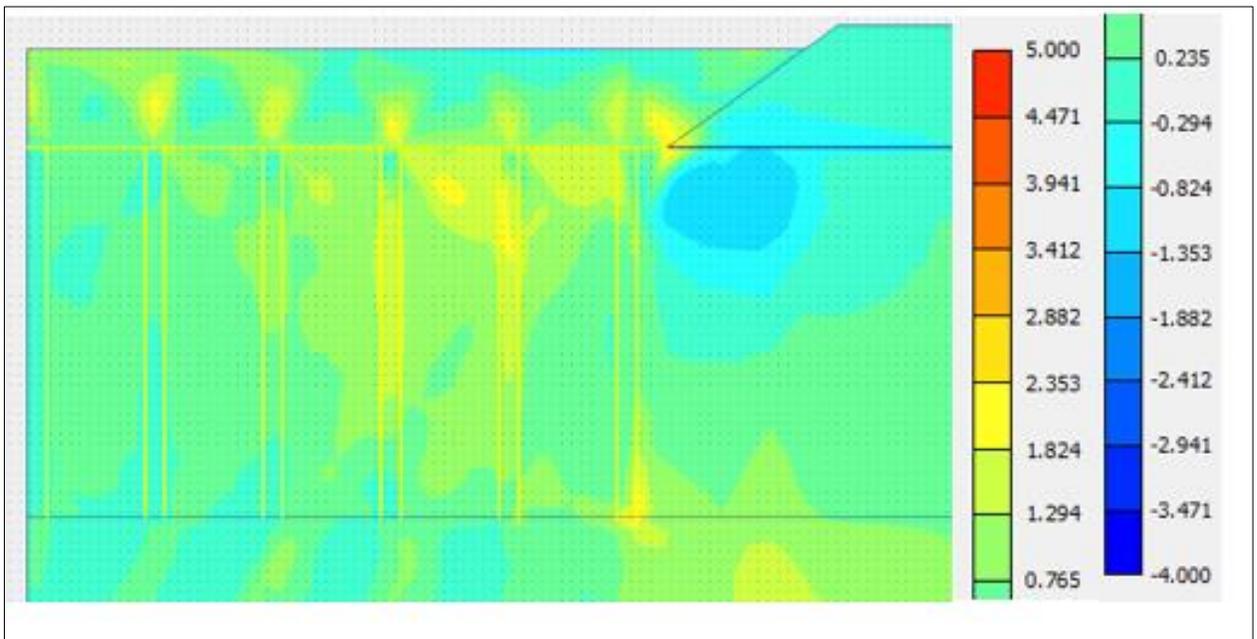


**Ilustración E.5.6.** Asentamientos Durante Tiempo Sísmico, en la Cabeza de la Pila Central y Lateral. **Fuente:** Propia, 2019.

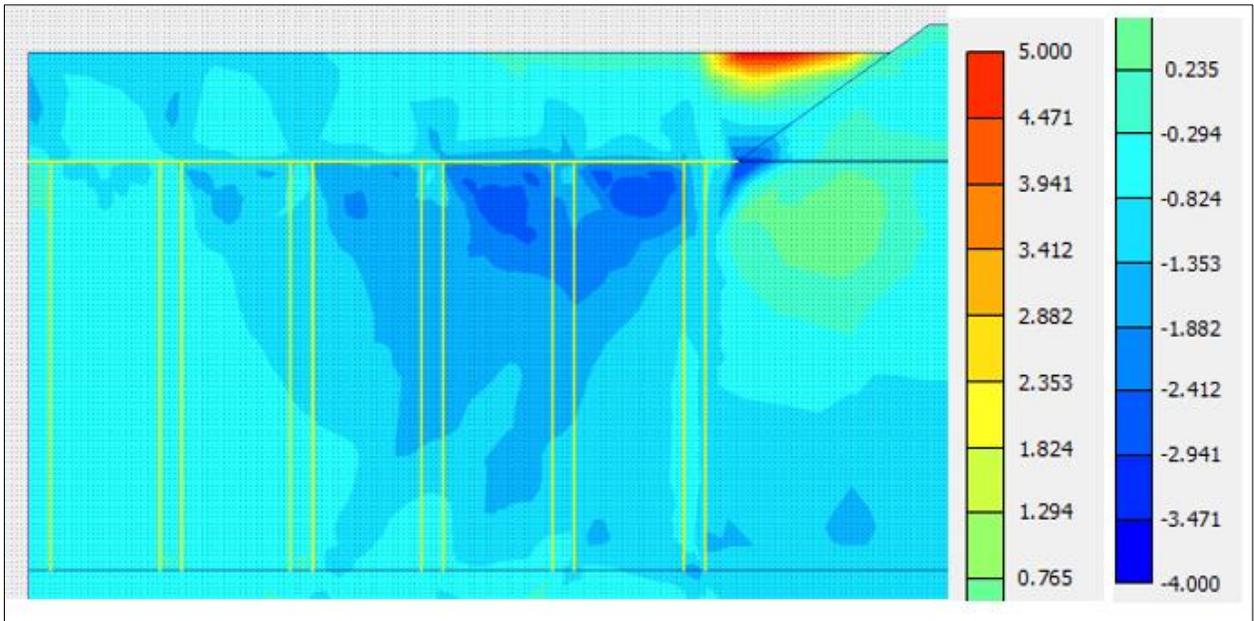
## E.6 Resultados Punta Arenas – Mazacote – Modelo de Simetría Axial



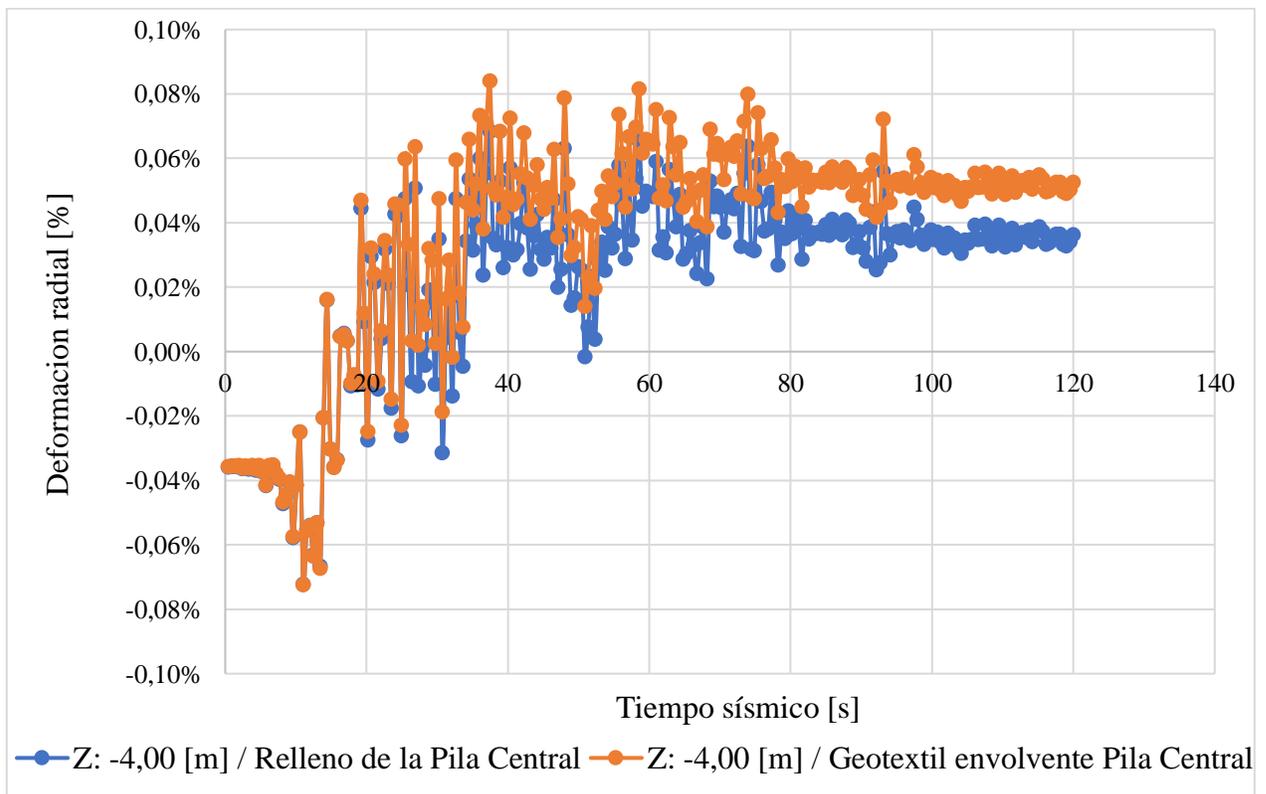
**Ilustración E.6.1.** Deformación con Exageración de 5 Veces su Escala Real. **Fuente:** Propia, 2019.



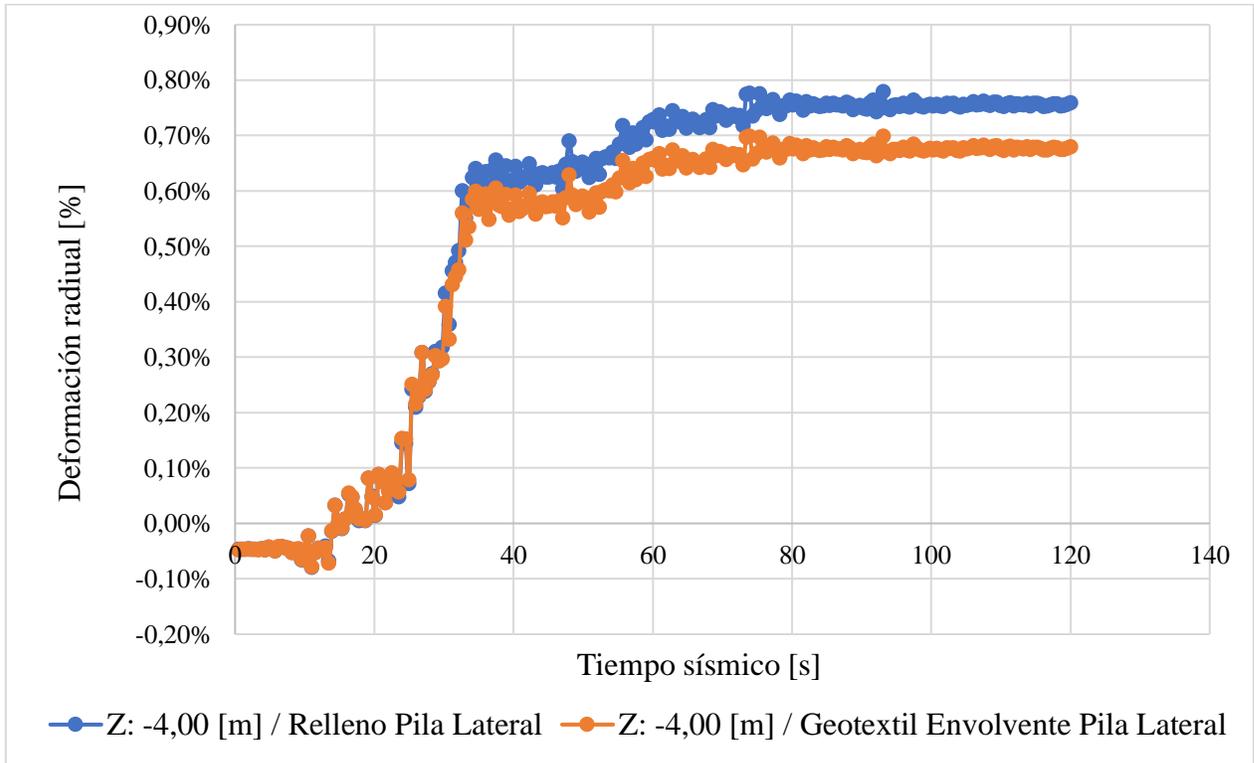
**Ilustración E.6.2.** Deformaciones Radiales  $\epsilon_{xx}$  [%] del Sistema. **Fuente:** Propia, 2019.



**Ilustración E.6.3.** Deformaciones Verticales  $\epsilon_{yy}$  [%] del Sistema. **Fuente:** Propia, 2019.

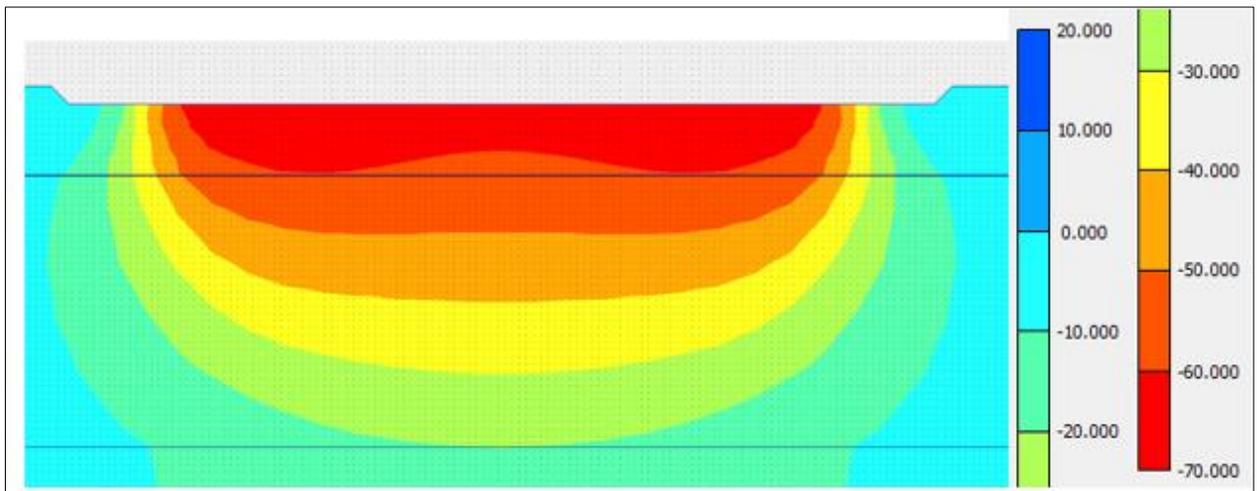


**Ilustración E.6.4.** Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envolvente, a una Profundidad de 2D – Pila Central. **Fuente:** Propia, 2019.

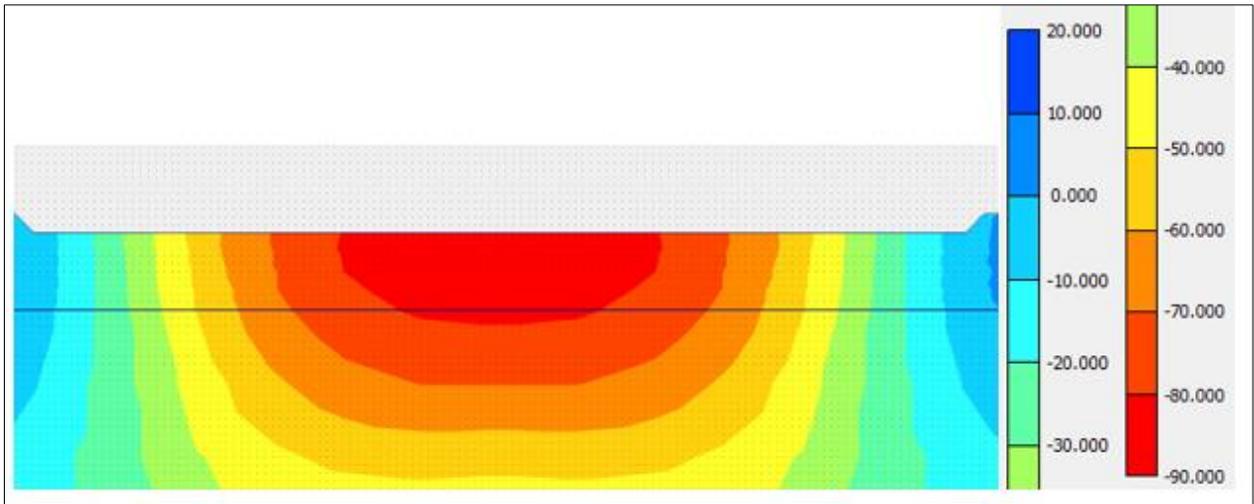


**Ilustración E.6.5.** Deformaciones en la Parte Interior del Relleno y en la Pared Envoltente, a una Profundidad de 2D – Pila Lateral. **Fuente:** Propia, 2019.

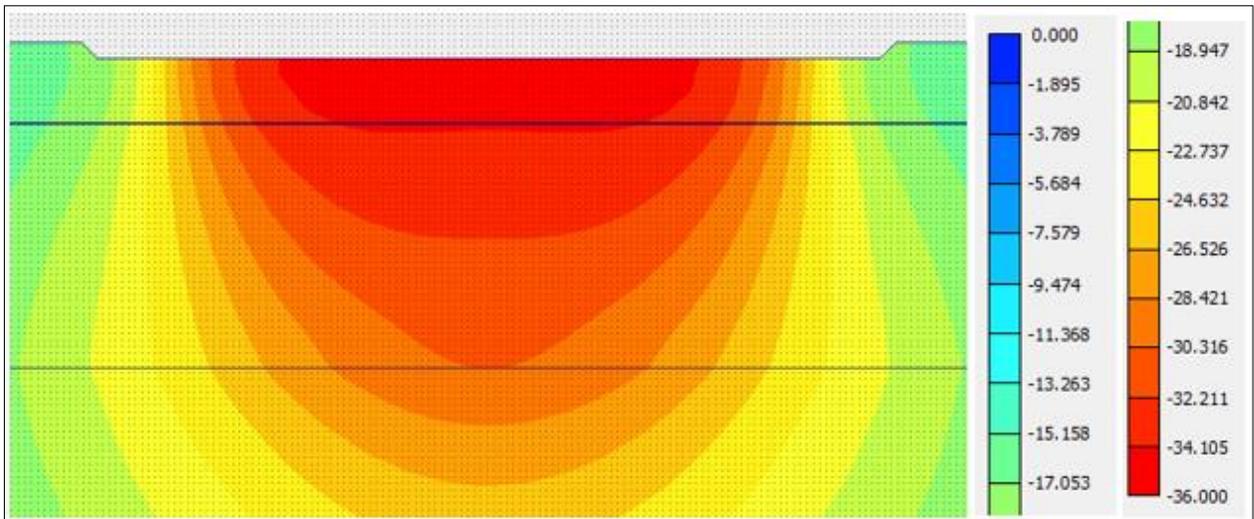
### E.7 Resultados de Modelos sin Columnas de Grava con Geotextil



**Ilustración E.7.1.** Asentamientos Bajo Carga Estática, caso Valdivia, sin Columnas Revestidas. Magnitud Escalada por  $10^{-3}$  **Fuente:** Propia, 2019.



**Ilustración E.7.2.** Asentamientos Bajo Carga Estática, caso Turba de Punta Arenas, sin Columnas Revestidas. Magnitud Escalada por  $10^{-3}$ . **Fuente:** Propia, 2019.



**Ilustración E.7.3.** Asentamientos Bajo Carga Estática, caso Mazacote de Punta Arenas, sin Columnas Revestidas. Magnitud Escalada por  $10^{-3}$ . **Fuente:** Propia, 2019.