



UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Evaluación y Comparación Técnica y Económica de
Sistemas de Muro Tablestacados y Berlineses en
Chile”

Por
Felipe Yoshiro Jujihara Escudero

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía:
Juan Carlos González Blacud

Lista de contenido

1	Introducción	17
2	Planteamiento del problema	18
3	Objetivos.....	19
3.1	Objetivo general.....	19
3.2	Objetivo específico.....	19
4	Alcances del trabajo de título.....	20
5	Metodología	21
6	Marco teórico	22
6.1	Suelos y parámetros mínimos para considerar	22
6.2	Influencia de la fricción entre el suelo y estructura.....	24
6.3	Influencia de la cohesión.....	25
6.4	Teoría de empujes	26
6.4.1	Empuje en reposo de tierra.....	28
6.4.2	Empuje pasivo de Rankine	30
6.4.3	Empuje activo de Rankine	33
6.4.4	Empuje sísmico del suelo	37
6.5	Control del agua en excavaciones	41
6.5.1	Selección del sistema de control del nivel freático	42
6.5.2	Redes de flujo bidimensional.....	45
6.5.3	Dibujo de red de flujo para un flujo bidimensional.	47
6.5.4	Determinación de la cantidad de infiltración de las redes de flujo.....	48
6.5.5	Determinación de la sub-presión por delante de la tablestaca.....	49
6.5.6	Determinación del esfuerzo cortante en un punto M sobre la red de flujo	49
6.5.7	Determinación del gradiente crítico y posibilidad de licuación de suelos en muros de contención.....	50
6.5.8	Profundidad de empotramiento de una tablestaca para evitar licuación de suelos .	51
6.6	Procedimiento de cálculo para elementos de contención de suelos.....	52
6.6.1	Tablestaca en voladizo sin nivel freático que penetra en arenas	53
6.6.2	Muro Berlínés con 1 fila de anclajes que penetra en arenas	55
6.7	Descripción técnica de muro tablestacado y muro berlinés.....	58
6.7.1	Descripción muro de tablestaca.....	58
6.7.2	Descripción técnica del muro berlines	66
6.8	Maquinaria en ambos sistemas de sostenimiento de suelos	72
6.8.1	Máquina excavadora	72
6.8.2	Vibrador y grúa.....	73
6.8.3	Máquina para hincado y extracción de tablestacas	74
7	Casos de estudio y resultados.....	75

7.1	Análisis de sensibilidad en sistema tablestacado para distintas alturas de contención, tipos de suelos y nivel freático, con sollicitación sísmica.....	75
7.1.1	Casos de alturas de contención 3 metros, para muro tablestacado.....	77
7.1.2	Casos de altura de contención 5 metros sin anclajes, para muro tablestacado	79
7.1.3	Casos de altura de contención 5 metros con anclajes, para muro tablestacado	81
7.2	Análisis de sensibilidad en sistema muro berlinés para distintas alturas de contención, tipos de suelos y nivel freático, con sollicitación sísmica.....	83
7.2.1	Casos de altura de contención 3 metros, para muro berlinés.....	85
7.2.2	Casos altura de contención 5 metros sin anclajes, para muro berlinés.....	86
7.2.3	Casos de altura de contención 5 metros con anclajes, para muro berlinés.....	87
7.3	Análisis de sensibilidad para muro tablestacado en voladizo sin nivel freático que penetra en arenas.....	89
7.4	Análisis de sensibilidad para muro berlinés con 1 fila de anclajes que penetra en arenas	90
7.5	Comparación de resultados obtenidos en planilla de cálculo v/s resultados obtenidos en software GEO5 2022 para un muro tablestacado en voladizo sin nivel freático que penetra arenas	91
7.6	Análisis de sensibilidad la variación de cohesión y su efecto en muros de contención...	92
7.7	Análisis teórico red de flujo caso puntual tablestacado	95
7.7.1	Cálculo del caudal de infiltración por delante de la tablestaca.....	96
7.7.2	Cálculo del valor de la sub-presión por delante de tablestaca	97
7.7.3	Cálculo del esfuerzo cortante en un punto (M) sobre la red de flujo	98
7.7.4	Determinación del fenómeno de licuación de suelos a la salida del agua.....	99
7.7.5	Verificación del caudal de infiltración en red de flujo para un caso puntual tablestacado con Rocscience	100
7.7.6	Análisis red de flujo considerando una variación en la profundidad de excavación	101
7.8	Variación de profundidad de empotramiento de una tablestaca para evitar licuación de suelos	104
7.9	Análisis de sensibilidad sísmica Mononobe – Okabe para un caso puntual de excavación	105
7.10	Análisis de sensibilidad sísmica Mononobe – Okabe para distintas excavaciones $H=3 m$; $H= 5 m$	108
7.11	Análisis de sensibilidad para uno de los casos de estudio, muro tablestacado con una altura de contención 3 metros, para suelos no cohesivos y suelos cohesivos en función de las sollicitaciones sísmicas	110
7.12	Análisis de sensibilidad de las propiedades estructurales de un sistema tablestacado para suelos arenosos en función de la separación de los anclajes para una altura de contención de 5 metros.....	114
8	Evaluación económica para ambos sistemas de sostenimiento.....	117
8.1	Análisis y comparación de plazos y costos en excavación con muro berlinés.....	118
8.2	Costos de pantalla auto soportante de tablestacas metálicas.....	119
8.2.1	Análisis y comparación de costos en muro tablestacado diferentes distancias de proyecto	122

8.2.2	Costos y plazos de una excavación en particular, muro tablestacado.....	124
8.3	Costos de estudio geotécnico.....	125
8.4	Costos del rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante	127
8.4.1	Costos transporte, puesta en obra y retirada de bomba para rebajamiento de la napa freática.....	132
8.5	Análisis y comparación de costos para ambos sistemas de sostenimiento de suelos...	132
9	Conclusiones.....	137
10	Referencias bibliográficas	140
11	Anexos	143

Lista de figuras

Figura 6.1.(a) – Suelos limosos, Concepción.....	22
Figura 6.1.(b) - Cerro de Arena, Constitución.	22
Figura 6.2 - Distribución de la presión de la tierra a lo largo de la estructura $\delta = 0$ b) $\delta \neq 0$	24
Figura 6.4. - Naturaleza de la presión lateral de tierra sobre un muro de retención.....	26
Figura 6.4.(d) - Naturaleza de la variación de la presión lateral de tierra a determinada profundidad.	27
Figura 6.4.1.1 - Presión en reposo de tierra.....	28
Figura 6.4.1.2 - Presión en reposo de tierra con el nivel freático ubicado a una profundidad $z < H$	29
Figura 6.4.2.(a) - Desplazamiento de muro para condición pasiva de Rankine.....	30
Figura 6.4.2.(b) - Estado de esfuerzo pasivo mediante círculo de Mohr.	31
Figura 6.4.2.(c) - Diagrama de presión pasiva de Rankine. Fuente: Elaboración propia.	32
Figura 6.4.3.(a) - Desplazamiento de muro para condición activa de Rankine.....	33
Figura 6.4.3.(b) - Estado de esfuerzo activo mediante círculo de Mohr.	34
Figura 6.4.3.(c) - Diagrama de presión activa de Rankine.....	35
Figura 6.4.4.(a) - Signos convencionales en la dirección de los coeficientes sísmicos.	37
Figura 6.5.1 - Rango de aplicación de las técnicas de bombeo recomendables para controlar las aguas subterráneas.	43
Figura 6.5.2.(a) - Líneas de flujo y equipotenciales.....	45
Figura 6.5.2.(b) - Líneas de flujo y equipotenciales para tablestacas	46
Figura 6.5.2.(c) - Visualización experimental de las líneas de flujo para tablestacas.	46
Figura 6.5.7 – Efecto de licuación de suelos.....	50
Figura 6.5.8 - Longitud de empotramiento para evitar licuación de suelos.....	51
Figura 6.6.(a) - Empujes presentes en estructuras flexibles de contención de suelos.....	52
Figura 6.6.(b) - Naturaleza del empuje en estructuras flexibles de contención de suelos con anclajes.	52
Figura 6.6.1 - Diagrama tablestaca en voladizo sin nivel freático que penetra arenas.	53
Figura 6.6.2 - Diagrama muro berlinés sin nivel freático que penetra arenas.....	55
Figura 6.7.1 - Instalación de tablestacas en Constitución.....	58
Figura 6.7.1.2 – Perfil transversal tablestacas AZ 26-700, unidades en (mm).	60
Figura 6.7.1.8.(a) - Tablestacas borde costero en Constitución región del Maule, Chile.	65
Figura 6.7.1.8.(b) - Tablestacas en Puerto Coronel región del Biobío, Chile. Máquina RTG.....	65
“Claro Vicuña Valenzuela S.A”. Fuente: Mecanotubo [3].....	65
Figura 6.7.2 - Sostenimiento de suelo muro berlinés.	66
Figura 6.7.2.2.(a) – Viga IPN 400 de acero laminada en caliente ASTM A36.	67
Figura 6.7.2.7.(a) - Muro berlinés, edificio CPECH en Viña del Mar, región de Valparaíso, Chile. .	71
Figura 6.7.2.7.(b) - Muro berlinés, edificio BORDEMAR en Reñaca, región de Valparaíso, Chile.	71
Figura 6.8.1.(a) – Máquina excavadora “Kobelco SK210”..	72

Figura 6.8.2.(a) – Máquina Hyundai con martillo vibratorio hidráulico, en Villa Alemana.....	73
Figura 6.8.2.(b) – Martillo vibratorio hidráulico.	73
Figura 6.8.3.a – Máquina RTG RG 19T instalando una tablestaca,.....	74
Figura 6.8.3.b – Detalle de máquina RTG RG 19T, Constitución.	74
Figura 7.1 – Altura de contención de 3 metros tablestacado suelos arenosos.....	76
Figura 7.2 – Altura de contención 3 metros, para muro berlinés en suelos arenosos.....	84
Figura 7.3.(a) - Diagrama tablestaca en voladizo sin nivel freático que penetra arenas.....	89
Figura 7.3.(b) - Variación profundidad penetración para tablestaca con respecto al ángulo de fricción interna del suelo.....	89
Figura 7.4.(a) - Diagrama muro berlinés sin nivel freático que penetra arenas.	90
Figura 7.4.(b) - Variación de factor de seguridad F.S con respecto a la sobre carga aplicada en muro berlinés con 1 fila de anclaje.	90
Figura 7.5.(a) - Diagrama tablestaca en voladizo con nivel freático que penetra arenas.....	91
Figura 7.5.(b) – Comparativa entre variaciones del momento máximo (kNm/m) vs ángulo de fricción interna, calculados mediante planilla de cálculo y GEO5. V.2022.	91
Figura 7.6.(a) - Variación de la sollicitación a flexión y corte para elemento tablestacado, en función de la cohesión (kPa) para caso puntual de muro tablestacado	92
Figura 7.6.(b) - Variación fuerza de corte (kN/m) vs cohesión (kPa) para caso puntual tablestacado.	93
Figura 7.6.(c) - Variación momento máximo (kNm/m) vs cohesión (kPa) para caso puntual tablestacado.	93
Figura 7.6.(d) - Variación desplazamiento máximo D (mm) vs cohesión (kPa) para caso puntual tablestacado	94
Figura 7.6.(e) - Variación factor de seguridad vs cohesión (kPa) para caso puntual tablestacado.	94
Figura 7.7 - Líneas de flujo y equipotenciales con cotas para caso puntual tablestacas.	95
Figura 7.7.2 - Esquema sub-presión delante tablestaca.....	97
Figura 7.7.5 - Red de flujo y caudal de infiltración caso puntual tablestacado.	100
Figura 7.7.6.(a) - Variación del caudal de infiltración en función de la profundidad de excavación con tablestacado.....	101
Figura 7.7.6.(b) - Variación de la sub-presión en función de la profundidad de excavación con tablestacado.	102
Figura 7.7.6.(c) - Variación del esfuerzo cortante en el punto M en función de la profundidad de excavación con tablestacado	102
Figura 7.7.6.(d) - Variación de la resistencia al corte en el punto M en función de la profundidad de excavación con tablestacado	103
Figura 7.7.6.e - Variación del F.S para ebullición de arenas en función de la profundidad de excavación con tablestacado.	103
Figura 7.8.(a) - Longitud de empotramiento para evitar ebullición de arenas.....	104
Figura 7.8.(b) - Profundidad de empotramiento para tablestacado considerando variaciones en la porosidad y altura del nivel freático para evitar ebullición de arenas.	104
Figura 7.9.(a) - Variación del coeficiente de empuje activo sísmico K_{ae} , para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal k_h	105

Figura 7.9.(b) - Variación del empuje activo sísmico E_{ae} , para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal kh .	106
Figura 7.9.(c) - Variación del momento volcante sísmico $M_v(e)$ para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal kh .	106
Figura 7.9.(d) - Variación del factor de seguridad $F.S$ para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal (kh).	107
Figura 7.10.(a) - Variación del coeficiente de empuje activo sísmico (K_{ae}), para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal (kh), para distintas excavaciones.	108
Figura 7.10.(b) - Variación del momento volcante sísmico ($M_v(e)$), para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal (kh), para distintas excavaciones.	109
Figura 7.10.(c) - Variación del factor de seguridad $F.S$, para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal (kh), para distintas excavaciones.	109
Figura 7.11.(a) – Variación de la máxima fuerza de corte (kN/m) función de la zonificación sísmica para un caso puntual de estudio, muro tablestacado.	111
Figura 7.11.(b) – Variación del momento máximo (kNm/m) función de la zonificación sísmica para un caso puntual de estudio, muro tablestacado.	112
Figura 7.11.(c) – Variación del desplazamiento máximo (mm) en función de la zonificación sísmica para un caso puntual de estudio, muro tablestacado.	112
Figura 7.11.(d) – Variación del factor de seguridad ($F.S$) en función de la zonificación sísmica para un caso puntual de estudio, muro tablestacado.	113
Figura 8.12.(b) – Variación del momento máximo	115
Figura 8.12.(c) – Variación del desplazamiento máximo	115
Figura 8.12.(d) – Variación del factor de seguridad.	116
Figura 9.1 - Excavación para evaluación económica de sostenimiento de suelos con muro berlinés.	118
Figura 8.2.2 - Excavación para evaluación económica de sostenimiento de suelos con muro tablestacado.	124
Figura 8.4 - Bomba auto aspirante para rebajamiento de napa freática.	128
Figura 8.5.(a) - Costo unitario diario de muro berlinés considerando anclajes y excavaciones, y sin considerar.	133
Figura 8.5.(b) - Costo unitario por m ² de muro berlinés considerando anclajes y excavación, y sin considerar.	133
Figura 8.5.(c) - Costo unitario diario muro tablestacado para distintas distancias de ubicación del proyecto.	134
Figura 8.5.(d) - Costo unitario m ² muro tablestacado, para diferentes condiciones de terreno y tablestacado permanente o temporal.	134
Figura 8.5.(e) - Comparativa costo unitario diario muro tablestacado y muro berlinés.	135
Figura 8.5.(f) - Comparativa costo por m ² , muro tablestacado y muro berlinés.	135
Figura 8.5.(g) - Variación de costos en función de la capacidad de la bomba auto aspirante.	136
Figura 7.1.1 - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 3 metros, para suelos arenosos y longitud de estructura 12 m, en muro tablestacado.	144
Figura 7.1.2 - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros, para suelos cohesivos y longitud de la estructura 12 m, para muro tablestacado.	145

Figura 7.1.3.a - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros con 1 fila de anclaje, para suelos arenosos y longitud de la estructura 12 m, para muro tablestacado	146
Figura 7.1.3.b - Variaciones del nivel freático altura de contención de 5 metros, con 1 fila de anclaje, para suelos cohesivos y longitud de la estructura 12 m, para muro tablestacado	147
Figura 7.2.1 - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 3 metros, para suelos arenosos y longitud de estructura 12 m, para muro berlinés.	148
Figura 7.2.2 - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros, para suelos cohesivos y longitud de la estructura 12 m, para muro berlinés.	149
Figura 7.2.3.a - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros con 1 fila de anclaje, para suelos arenosos y longitud de la estructura 12 m, para muro berlinés.....	150
Figura 7.2.3.b - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros con 1 fila de anclaje, para suelos cohesivos y longitud de la estructura 12 m, para muro berlinés.....	151

Lista de tablas

Tabla 6.1.(a) - Normas de ensayos habituales en laboratorio.....	23
Tabla 6.3 - Valores comunes de la cohesión y adhesión del suelo.....	25
Tabla 6.4.2 - Condiciones de desplazamiento para generar condición pasiva.....	32
Tabla 6.4.3 - Deformación necesaria para empuje activo en distintos tipos de suelos.	36
Tabla 6.4.4.(a) - Coeficiente sísmico horizontal en función del coeficiente máximo efectivo de aceleración.	39
Tabla 6.5.1.(a) - Sistema de control del nivel freático en función de la permeabilidad del suelo.....	44
Tabla 6.5.1.b - Valoración del método de rebajamiento según requerimientos.	44
Tabla 6.7.1.2.(a) - Algunos modelos de tablestacas comerciales ofrecidos en Chile.	59
Tabla 6.7.1.2.(b) - Valores constantes para perfil de acero.....	60
Figura 6.7.1.3 - Proceso instalación sistema sostenimiento tablestaca.	62
Tabla 6.7.2.3 - Proceso instalación sistema sostenimiento muro berlinés.	69
Tabla 7.1.1.a - Suelos arenosos altura de contención de 3 metros, muro tablestacado, en condición sísmica.	77
Tabla 7.1.1.b – Verificación del fondo para suelos arenosos altura de contención de 3 metros, muro tablestacado, en condición sísmica.	77
Tabla 7.1.1.c - Suelos cohesivos altura de contención de 3 metros, muro tablestacado, en condición sísmica.....	78
Tabla 7.1.1.d – Verificación del fondo para suelos cohesivos, altura de contención de 3 metros, muro tablestacado, en condición sísmica.	78
Tabla 7.1.2.a - Resultados para suelos arenosos, altura de contención de 5 metros, sin anclajes, muro tablestacado.....	79
Tabla 7.1.2.b - Resultados para suelos cohesivos, altura de contención de 5 metros, sin anclajes, muro tablestacado.....	80
Tabla 7.1.2.c – Verificación del fondo para suelos cohesivos, altura de contención de 5 metros sin anclaje, muro tablestacado, en condición sísmica.	80
Tabla 7.1.3.a - Resultados para suelos arenosos en altura de contención de 5 metros con anclajes, muro tablestacado.....	81
Tabla 7.1.3.b - Resultados verificación interna de anclajes para altura de contención de 5 metros, suelos arenosos, muro tablestacado.	81
Tabla 7.1.3.c - Resultados para suelos cohesivos para altura de contención de 5 metros, con anclajes, muro tablestacado.....	82
Tabla 7.1.3.d - Resultados verificación interna de anclajes para altura de contención de 5 metros, suelos cohesivos, muro tablestacado.	82
Tabla 7.2.1.a - Suelos arenosos para altura de contención de 3 metros, muro berlinés.	85
Tabla 7.2.1.b - Suelos cohesivos para altura de contención de 3 metros, muro berlinés.	85
Tabla 7.2.2 – Resultados de suelos cohesivos para altura de contención de 5 metros, sin anclajes, muro berlinés.	86
Tabla 7.2.3.a - Resultados para suelos arenosos para altura de contención de 5 metros, con anclajes, muro berlinés.	87

Tabla 7.2.3.b - Resultados verificación interna de anclajes para altura de contención de 5 metros, suelos arenosos, muro berlinés.....	87
Tabla 7.2.3.c - Resultados para suelos cohesivos para altura de contención de 5 metros, con anclajes, muro berlinés.	88
Tabla 7.2.3.d - Resultados verificación interna de anclajes para altura de contención de 5 metros, suelos cohesivos, muro berlinés.....	88
Tabla 7.3 - Condiciones iniciales para realizar el análisis de sensibilidad.....	89
Tabla 7.4 - Condiciones iniciales para realizar el análisis de sensibilidad.....	90
Tabla 7.5 - Condiciones iniciales para realizar el análisis de sensibilidad.....	91
Tabla 7.6 - Resultados obtenidos para un caso puntual tablestacado con distintos valores de cohesión.	92
Tabla 7.7 - Datos topográficos excavación y red de flujo para caso puntual de tablestacado	95
Tabla 7.7.2 - Resultados altura total, altura geométrica y presión de poros a distinta profundidad.	97
Tabla 7.7.3 - Resultados altura total, altura geométrica y presión de poros en punto <i>M</i>	98
Tabla 7.7.5.(a) - Datos topográficos excavación y red de flujo para caso puntual de tablestacado	100
Tabla 7.7.5.(b) – Comparativa del caudal de infiltración resultados teóricos vs resultados obtenidos con software Rocscience del caudal de infiltración para un caso puntual de tablestacado.	100
Tabla 7.11.(a) - Resultados obtenidos para un caso puntual tablestacado con distintos coeficientes sísmicos, con nivel freático, para suelos arenosos.	110
Tabla 7.11.(b) - Resultados obtenidos para un caso puntual tablestacado con distintos coeficientes sísmicos, sin nivel freático, para suelos cohesivos.	111
Tabla 7.12 – Resultados para suelos arenosos altura de contención de 5 metros, muro tablestacado con 1 fila de anclajes.....	114
Tabla 8.1 - Costos asociados proyecto muro berlinés.	118
Tabla 8.2.(a) - Precios pantalla autosoportante de tablestacas metálicas, machihembradas recuperables en arenas.....	120
Tabla 8.2.(b) - Precios pantalla autosoportante de tablestacas metálicas, machihembradas recuperables en gravas.....	120
Tabla 8.2.(c) - Precios pantalla autosoportante de tablestacas metálicas, machihembradas no recuperables en arenas.....	120
Tabla 8.2.(d) - Precios pantalla autosoportante de tablestacas metálicas, machihembradas no recuperables en gravas.....	121
Tabla 8.2.1.(a) - Precios transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de maquinaria parahinca tablestaca, distancia hasta 50 <i>km</i>	123
Tabla 8.2.1.(b) - Precios transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de maquinaria parahinca tablestaca, distancia entre 50 — 100 <i>km</i>	123
Tabla 8.2.1.(c) - Precios transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de maquinaria parahinca tablestaca, distancia entre 100 — 200 <i>km</i>	123
Tabla 8.2.2 - Antecedentes para análisis de gastos, costos y plazos muro tablestacado.....	124
Tabla 8.3.(a) - Análisis y comparación de costos estudio geotécnico.....	125
Tabla 8.4.(a) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 18 [<i>m³/hr</i>].....	129

Tabla 8.4.(b) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 30 [m ³ /hr].	129
Tabla 8.4.(c) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 60 [m ³ /hr].....	129
Tabla 8.4.(d) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 180 [m ³ /hr].....	130
Tabla 8.4.(e) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 240 [m ³ /hr].....	130
Tabla 8.4.(f) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 360 [m ³ /hr].....	130
Tabla 8.4.(g) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 600 [m ³ /hr].....	130
Tabla 8.4.1 - Precios por transporte, puesta en obra y retirada de bomba para rebajamiento de la napa freática.....	132

Lista de abreviaturas o siglas

C_F : Corrección por energía.

C_R : Corrección por longitud corta de barras.

C_B : Corrección por diametro de la perforación.

C_S : Corrección por muestrador estandar.

σ_h : Empuje horizontal.

K_0 : Coeficiente de empuje en reposo.

u : Presión de poros.

\emptyset' : Ángulo de fricción interna.

z : Profundidad debajo de la superficie del terreno.

c : Cohesión.

K_p : Coeficiente de empuje pasivo de tierra de Rankine.

K_a : Coeficiente de empuje activo de tierra de Rankine.

σ'_0 : Esfuerzo vertical efectivo.

σ' : Esfuerzo nominal efectivo.

D_r : Densidad relativa del suelo.

G_S : Gravedad específica.

γ_d : Densidad seca del suelo.

w : Humedad del suelo.

γ : Densidad húmeda del suelo.

P_1 : Área del rectángulo 1.

P_2 : Área del triángulo 2.

γ_i : Peso unitario del suelo en la capa i ésima.

$K_{ae,i}$: Coeficiente de la presión activa de la tierra estática – sísmica en la capa i ésima.

$K_{a,i}$: Magnitud de la presión activa de la tierra en la capa i ésima.

h_i : Espesor de la capa i ésima.

$K_{pe,i}$: Coeficiente de la presión pasiva de la tierra estática – sísmica en la capa i ésima.

$K_{p,i}$: Magnitud de la presión pasiva de la tierra en la capa i ésima.

σ_s : Presión sísmica uniformemente distribuida en toda la altura del muro.

γ : Peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro.

h_m : Altura del muro en contacto con el suelo.

A_o : Aceleración efectiva máxima del suelo, que se determina de acuerdo con la zonificación sísmica.

C_R' : Coeficiente que depende de las condiciones del suelo.

$a_{m\acute{a}x}$: Aceleración horizontal máxima PGA del terremoto.

k_h : Coeficiente sísmico de la aceleración horizontal.

k_v : Coeficiente sísmico de la aceleración vertical.

γ_{SAT} : Peso unitario saturado del material bajo la napa.

D_w : Profundidad de la napa.

δ : Ángulo de fricción entre estructura y suelo.

c_u : Cohesión sin drenaje.

c' : Cohesión drenada.

λ : Adhesión del suelo.

α : Inclinação de la cara posterior de la estructura.

β : *Inclinación de la pendiente.*

ψ : *Ángulo de inercia sísmica.*

n_f : *Número de canales de flujo.*

n_e : *Número de pérdidas equipotenciales.*

h_{Ti} : *Altura total en un punto i.*

h_{TD} : *Altura total en un punto D.*

h_{zD} : *Altura geométrica en un punto D.*

h_{zA} : *Altura geométrica en un punto A.*

h_{zi} : *Altura geométrica en un punto i.*

h_{pi} : *Altura de presión en un punto i.*

h_{pA} : *Altura de presión en un punto A.*

h_{pZ} : *Altura de presión en un punto Z.*

u_i : *Presión de poros en un punto i.*

n_{ei} : *Número de caídas de equipotenciales hasta la línea i.*

k : *Conductividad hidráulica del suelo.*

g : *Aceleración de gravedad.*

f_b : *Esfuerzo permisible calculado*

Resumen

El presente trabajo de título tiene como finalidad evaluar y comparar técnica y económicamente dos sistemas de contención de suelos: el tablestacado y el muro berlinés. Estas técnicas de sostenimiento son ampliamente utilizadas en la construcción a nivel nacional, por lo cual, el principal objetivo de este trabajo de título es comparar y elegir criteriosamente un sistema de sostenimientos de suelos, considerando las condiciones de la excavación, tiempos de ejecución y costos asociados a la implementación de esta, para distintas profundidades de excavación y condiciones del nivel freático. En primer lugar, se acotan los alcances de la investigación, solamente centrándose en excavaciones típicas verticales, siempre considerando las condiciones más desfavorables con respecto al nivel freático y condiciones sísmicas, con el fin de interpretar resultados que estén del lado de la seguridad, y a su vez considerando su implicancia económica.

Se aborda la teoría que existe detrás de los empujes de suelos y se indican los casos de excavaciones más desfavorables en función de las condiciones geométricas del terreno y de las condiciones geotécnicas y sísmicas del suelo a contener, considerando diferentes parámetros de diseño como influencia de fricción entre suelo y estructura, la cohesión, ángulo de fricción interna, etc. Debido a que generalmente estas técnicas de sostenimiento de suelos están sujetas a condiciones del nivel freático, se presentan los principales sistemas de control del nivel freático y la teoría que existe para las redes de flujo, también se muestra el procedimiento de cálculo para la determinación de los parámetros influyentes en el diseño de estos sistemas de sostenimiento, estos resultados son comparados con herramientas computacionales y además extrapolados para variadas condiciones.

Por otra parte, se muestra el algoritmo del procedimiento de cálculo para elementos de contención de suelos, en muros tablestacados y muros berlineses. La evaluación técnica incluye la descripción de los métodos, su utilización, proceso constructivo y algunos ejemplos de ejecución de estos sistemas en Chile. Se presentan diferentes análisis de sensibilidad para variadas condiciones, ya sean distintas excavaciones, suelos, nivel freático, sismo y anclajes, utilizando variadas herramientas computacionales, de esta forma se muestran los resultados de al menos 144 casos distintos, de esta forma poder determinar el comportamiento de estos sistemas de sostenimientos y su evaluación estructural.

Finalmente se realiza una evaluación económica de los procesos unitarios que permiten llevar a cabo ambos sistemas de sostenimiento, comparando costos y plazos, entregando gran parte de los antecedentes para tomar una decisión respecto a la utilización de muro berlines o muro tablestacado según corresponda.

1 Introducción

Las decisiones que optimizan el desarrollo de una obra civil se basan principalmente en la evaluación, comparación técnica y económica de las distintas propuestas para llevar a cabo cualquier proyecto, donde la ingeniería ofrece un abanico de posibles soluciones a una problemática, es el ingeniero civil quien debe tener una visión crítica y flexible con el objetivo de alcanzar los resultados esperados con el método más efectivo y económico de ejecución.

Cuando se lleva a cabo una obra civil, es muchas veces necesario realizar excavaciones dejando cortes verticales en el terreno, y para evitar deslizamientos o desmoronamientos se recurren a sistemas de sostenimiento del suelo. Las técnicas constructivas son variadas, debido a las distintas condiciones del terreno, en consecuencia, también los costos y los plazos de la ejecución, acordes al procedimiento constructivo.

Por lo anterior, es de suma importancia saber elegir un sistema adecuado que cumpla con los requerimientos solicitados, que optimicen el tiempo y los recursos, realizando los trabajos en un ambiente laboral seguro, evitando todo tipo de catástrofes, pérdidas monetarias o incluso peor, pérdidas humanas. Es por esta razón, que la responsabilidad social del ingeniero civil juega un papel completamente importante.

Con respecto a los sistemas que se comparan en este trabajo de título, Errázuriz [5] especifica que, los muros de tablestacados tienen como característica principal su utilización en presencia de nivel freático y se construye la pantalla de contención antes de la excavación, mientras que el muro berlinés no puede usarse en presencia de nivel freático y se construye la pantalla en conjunto con la excavación. Ambos sistemas de sostenimiento son muy utilizados en la actualidad en Chile, pudiendo utilizarse en variadas condiciones de suelos.

2 Planteamiento del problema

Existen diversas técnicas de contención de suelos, donde cada uno de estos sistemas tiene una implicancia técnica y económica distinta, variando los plazos de ejecución y procesos constructivos. Es fundamental definir el sistema de sostenimiento de suelos adecuado para cada condición, incluso dentro de una misma obra muchas veces se utiliza más de un método de sostenimiento de suelos, dependiendo de las características del terreno a contener.

El problema principal es que en Chile existe un amplio espectro de las condiciones del suelo, cambiando sus propiedades de norte a sur del país, considerando además que la zona sísmica tiene variaciones dependientes del tipo de suelo y zona geográfica donde se encuentre la obra.

Dada la creciente aparición de empresas que ofrecen servicios de sostenimiento de suelos en los últimos años, es necesario evaluar todas las posibilidades, e intentar tipificar condiciones iniciales para poder elegir el sistema de contención de suelos más adecuado.

Es por esta razón, que se comparará tanto técnica como económicamente dos sistemas de contención de suelos utilizados en Chile, el muro de tablestacado y el muro berlinés, dada su creciente utilización y la poca normativa existente referida a estos métodos de sostenimiento en particular.

3 Objetivos

A continuación, se presentan los principales objetivos de este trabajo de título.

3.1 Objetivo general

El principal objetivo corresponde a comparar tanto técnica como económicamente muro de tablestacas y muros berlineses en Chile.

3.2 Objetivo específico

- Determinar las diferencias tanto técnicas como económicas de estos dos sistemas de contención de suelos.
- Dar a conocer los procesos y su implicancia económica.
- Variar las condiciones de terrenos que determinen el uso óptimo de cada método.
- Plantear soluciones a los terrenos más probables de trabajo con estos sistemas de sostenimiento de suelos.
- Proponer costo del servicio y plazos estimados de ejecución.
- Determinar las ventajas y desventajas de cada método.

4 Alcances del trabajo de título

Debido a la amplia variedad de sistemas de contención de suelos en excavaciones, para el alcance de este estudio solamente se analizan dos sistemas de sostenimiento de suelos previamente mencionados, estos son el sistema muro tablestacado para el cual se considera un perfil tipo AZ 26 – 700 y muro berlinés para el cual se considera un perfil tipo (IPN 400).

Se acotan los rangos de profundidad de las excavaciones con ambos sistemas, con valores entre los 3 y 5 metros para excavaciones simples y 5 metros para excavaciones con anclajes, además se harán variaciones de las condiciones sísmicas del terreno, considerando casos estáticos y casos con un sismo asociado, por otra parte, también varían las condiciones del nivel freático existente en el suelo.

Hay una gran variedad de suelos que pueden presentarse en obra, los tipos que se consideran también serán acotados, tomando en cuenta las recomendaciones del profesor guía y de la comisión de título, con las siguientes propiedades:

- Suelos granulares:

Granular tipo 1: Peso unitario $14 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 30° , cohesión de suelo 0 kPa , peso unitario de suelo saturado $19 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson 0,25, módulo edométrico 15 MPa .

Granular tipo 2: Peso unitario $17 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 35° , cohesión de suelo 0 kPa , peso unitario de suelo saturado $22 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson 0,3, módulo edométrico 65 MPa .

- Suelo cohesivo:

Peso unitario $17 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 24° , cohesión de suelo 75 kPa , coeficiente de Poisson 0,4, módulo edométrico 15 MPa .

5 Metodología

Para abordar los alcances de este trabajo de título es fundamental considerar la teoría que existe asociada al cálculo de los empujes de suelo, para poder comprender en que forma los parámetros más influyentes afectan a ambos sistemas de sostenimiento y su diseño.

Dentro de la metodología de este trabajo de título, se debe incluir además información relevante sobre cuáles son los materiales que componen a ambos sistemas de sostenimiento y cuáles son sus procesos constructivos, de esta manera determinar principales dificultades en la instalación de cada método y considerar factible un sistema por sobre otro en función de los requerimientos de una obra, donde no solo los resultados de estabilidad determinan su utilización, sino que también se deben considerar la ejecución y su costo.

Para la simulación de la excavación en software en ambos sistemas de sostenimiento de suelos, se utiliza el programa en versión estudiante GEO5 V.2022, programa de análisis bidimensional de elementos finitos en estructuras geotécnicas para aplicaciones civiles en soportes y excavaciones, se evalúa para condiciones probables de trabajo y con distintas solicitaciones sísmicas.

Además, se hace un análisis de las redes de flujo con el paquete de programas de versión estudiante ROCSCIENCE SLIDE2 V.2022 para determinar un análisis de filtración de agua subterránea de elementos finitos para condiciones de flujo de estado estable y transitorio.

Para la evaluación económica se consideran las principales partidas de cada método de sostenimiento de suelos y su impacto económico, debido a esto, se recurren a herramientas como bancos de datos de costos asociados para distintos proyectos constructivos, como el generador de precios de la construcción CYPE para ingenieros en Chile. Además, se cuenta con información detallada de los costos asociados por parte de empresas dedicadas a este tipo de sostenimientos de suelos como “Mecanotubo Chile” y “Flesan”.

Finalmente, se presentan las comparaciones entre ambos sistemas de sostenimientos, donde se verifica que el comportamiento estructural sea o no satisfactorio y se comparan sus costos unitarios por metro cuadrado construido.

6 Marco teórico

6.1 Suelos y parámetros mínimos para considerar

Es necesaria una evaluación sobre las solicitaciones y suelos probables en Chile a los que están sometidos ambos sistemas de sostenimiento en estudio. A modo de ilustración, en la figura 6.1.(a) se muestra un terreno con suelo limoso, en la figura 6.1.(b) se muestra un suelo arenoso, en territorio nacional.



Figura 6.1.(a) – Suelos limosos, Concepción.
Fuente: "Patricia Arenas". 2022.



Figura 6.1.(b) - Cerro de Arena, Constitución.
Fuente: "Tripadvisor". 2014.

Las propiedades mecánicas del suelo se deben obtener de un estudio de mecánica de suelos, de acuerdo con “NCh 1508 of 2014 Geotecnia - Estudio de mecánica de suelos” [7], para un proyecto u obra de edificación y urbanización en Chile. A partir de los ensayos básicos para realizar, se indica a continuación en la tabla 6.1.(a) las normas nacionales o extranjeras que rigen el ensayo correspondiente en laboratorio o terreno.

Tabla 6.1.(a) - Normas de ensayos habituales en laboratorio.

Ensayos de laboratorio	Norma extranjera	Norma nacional
Granulometría	<i>ASTM D 422 Standard Test Method for particle Size Analysis of Soils</i>	No hay
Límites de consistencia (Límites de Atterberg) (Límite líquido, plástico y de contracción)	<i>ASTM D 4318 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils</i>	NCh 1517 / 1 - 2 - 3 Mecánica de suelos: Límites de consistencia - Parte 1 - 2 - 3: Determinación del límite líquido Determinación del límite plástico Determinación del límite de contracción
Peso específico tamaño menor que malla N°4 Peso específico tamaño mayor que la malla N°4	<i>ASTM D 854 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer</i> <i>ASTM C 127 Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate</i>	NCh 153.2 Mecánica de suelos: Determinación de la densidad de partículas sólidas NCh 1117 Áridos para morteros y hormigones: Determinación de las densidades reales y neta y de la absorción de agua de las gravas
Densidad en sitio o peso unitario natural	<i>ASTM D 2922 Standard Test Methods for Density of Soil and Soil - Aggregate in Place by Nuclear methods (Shallows Depth).</i>	NCh 3145 Mecánica de suelos: Determinación de la densidad en terreno - Método nuclear
Contenido de humedad	<i>ASTM D 2216 Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (moisture) Content of Soil and Rock by Mass</i>	NCh 1515 - Mecánica de suelos: Determinación de la humedad
Consolidación	<i>ASTM D 2435 Standard Test Methods for One - Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading</i>	NCh 3129 Mecánica de suelos, métodos de ensayo: Determinación de parámetros de consolidación unidimensional de suelos usando carga incremental
Resistencia al corte	<i>ASTM D 3080 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions</i>	NCh 3085 Mecánica de suelos, métodos de ensayo: Corte directo de suelos bajo condición consolidada drenada

Fuente: NCh 1508 of 2014 [7].

6.2 Influencia de la fricción entre el suelo y estructura

La magnitud de la presión activa de la tierra depende en gran parte de la fricción que existe entre la estructura de contención seleccionada y el suelo, representada por el ángulo (δ). Si ($\delta = 0$), entonces la presión del suelo actúa en dirección normal a la cara trasera de la estructura y la resultante de la presión de la tierra (P) es también normal a la cara trasera de la estructura, como se muestra en la figura 6.2, según Finesoftware [21].

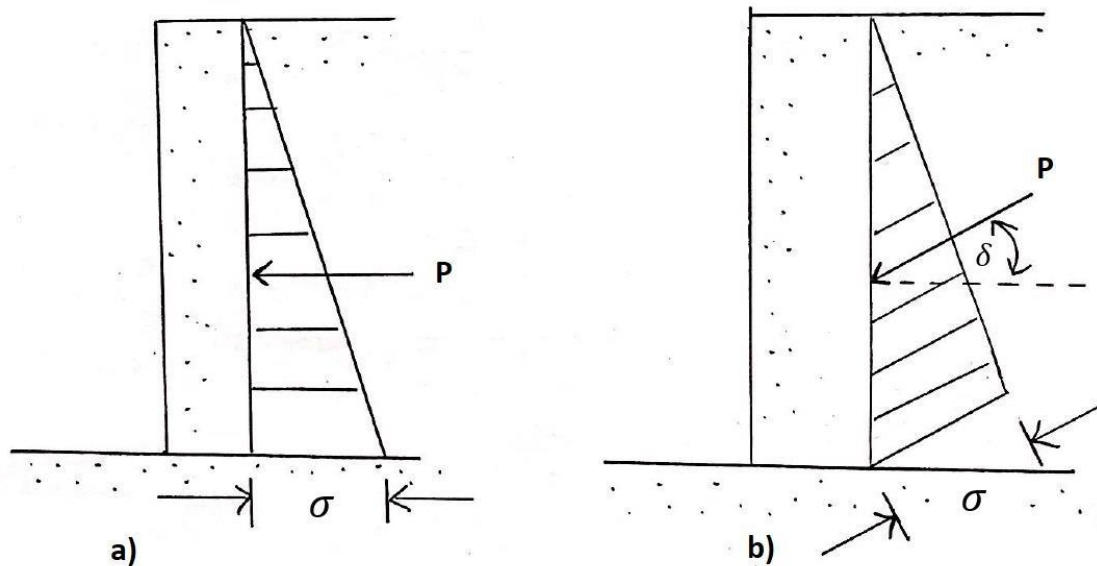


Figura 6.2 - Distribución de la presión de la tierra a lo largo de la estructura $\delta = 0$ b) $\delta \neq 0$.
Fuente: Elaboración propia.

En Finesoftware [21] se indica que, con el aumento de (δ) el valor de la presión activa decrece, es decir, la fuerza resultante de la presión activa se desvía en la dirección normal. La magnitud (δ) puede usualmente representarse por el ángulo de fricción interna del suelo.

$$\frac{1}{3}\phi < \delta < \frac{2}{3}\phi \quad (\text{ec. 6.2})$$

Además, Finesoftware [21] indica que el valor de ($\delta = \frac{1}{3}\phi$) puede ser usado si se asume el tratamiento correcto de la cara trasera de la estructura laminada con revestimiento contra aguas subterráneas, mientras que el valor de ($\delta = \frac{2}{3}\phi$) puede ser usado para caras sin tratamiento, y no es razonable exceder ese valor. En caso de incertidumbre siempre es más seguro asumir el valor más pequeño de (δ).

Para el ángulo de fricción estructura – suelo, Finesoftware [21] sugiere utilizar ($\delta = 14^\circ$) para tablestacados y ($\delta = 7.5^\circ$) para muro berlinés.

6.3 Influencia de la cohesión

Según Finesoftware [21], cuando se realiza el análisis en estado de tensión total para presión de tierra activa o pasiva es necesario considerar el total de la resistencia al corte del suelo (C_u) sin drenar y la adhesión (λ) del suelo delante de la estructura. El valor de la adhesión (λ) es considerado como un factor de la cohesión del suelo (c). El valor típico tanto de (λ) está dado por el rango de cohesión (c) que se presenta en la tabla 6.3.

Tabla 6.3 - Valores comunes de la cohesión y adhesión del suelo.

Suelo	Cohesión (c) [KPa]	Adhesión (λ) [KPa]
Suave o muy suave, suelo cohesivo	0 – 12	0 – 12
Suelo cohesivo con consistencia media	12 – 24	12 – 24
Suelo cohesivo rígido	24 – 48	24 – 36
Suelo cohesivo duro	48 – 96	36 – 46

Fuente: Finesoftware [21].

6.4 Teoría de empujes

Para el diseño de los sistemas de contención de suelos se necesita conocer las fuerzas asociadas del empuje de suelo en pantallas flexibles, hay una variación entre empuje en reposo, empuje pasivo y empuje activo de *Rankine*.

Los cortes verticales de suelo se soportan por distintas estructuras de contención de suelos, en el alcance de este trabajo de título, solo se analizan los sistemas muros de tablestacas y muros berlineses, los cuales generalmente se construyen verticales. El diseño adecuado de estas estructuras requiere un cálculo de la presión lateral de tierra, que es una función de varios factores ya sea el tipo y la cantidad de movimiento de los muros, parámetros de resistencia al cortante del suelo, propiedades como el peso específico y condiciones de drenaje en el relleno.

A continuación, según Braja [12], en la figura 6.4 se muestra un muro de contención de altura (H), para las condiciones (a), (b) y (c), de forma que se pueda interpretar gráficamente la naturaleza de presión lateral de tierra sobre un muro de contención.

- El movimiento del muro se puede restringir en figura 6.4.(a), la presión lateral de la tierra sobre el muro a cualquier profundidad se denomina presión en reposo de tierra, es decir no existe una deformación del muro.
- El muro se puede deformar lateralmente por el suelo retenido en figura 6.4.(b), con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro, es decir, el suelo empuja a la estructura hacia la excavación. A la presión lateral para esta condición se le refiere como presión activa de tierra.
- El muro ejerce presión hacia el suelo retenido en la figura 6.4.(c), con un movimiento suficiente del muro, fallará una cuña de suelo, es decir, el muro empuja a la estructura hacia la cuña de falla. A la presión lateral de esta condición se le refiere como presión pasiva de tierra.

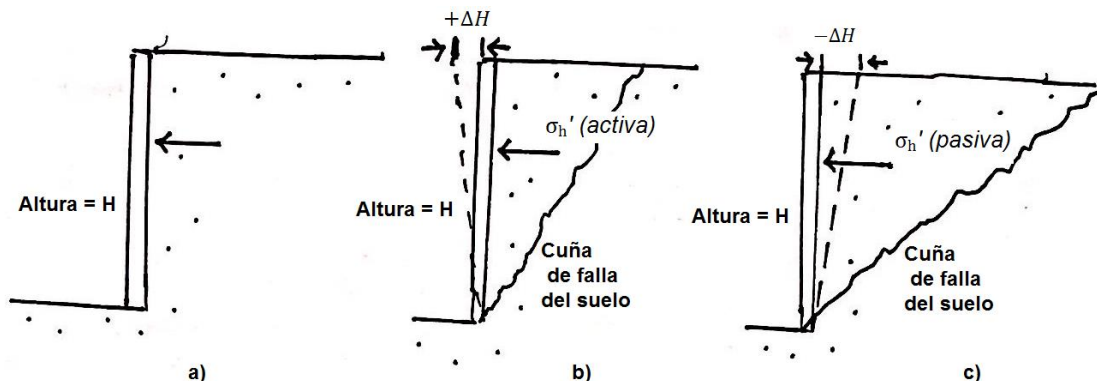


Figura 6.4. - Naturaleza de la presión lateral de tierra sobre un muro de retención.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 6.4.(d) se grafica la deformación horizontal respecto a la altura del elemento en el eje (X), mientras que en el eje (Y) se representa la presión horizontal que reciben estas 3 condiciones de empujes, según Braja [12].

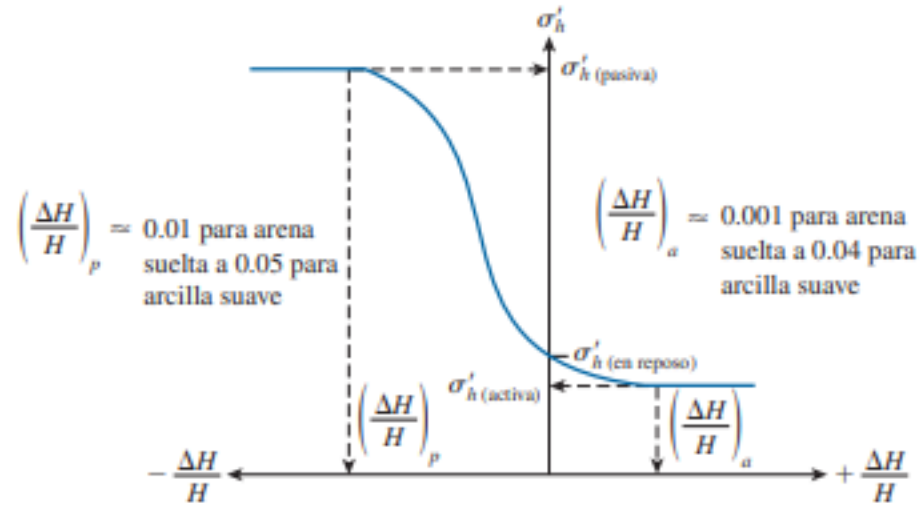


Figura 6.4.(d) - Naturaleza de la variación de la presión lateral de tierra a determinada profundidad.
Fuente: Braja [12].

6.4.1 Empuje en reposo de tierra

En Braja [12] se indica que, cuando se tiene equilibrio estático y no existe desplazamiento del suelo, se tiene una presión de empuje llamado empuje en reposo. A partir de los esfuerzos horizontales se obtiene el empuje en reposo. Considerando un muro que sostiene un suelo de características uniforme, el empuje horizontal en presencia de napa freática está dado por:

$$\sigma_h = K_0 * \sigma'_0 + u \quad \text{ec. (6.4.1.1)}$$

Para un suelo normalmente consolidado, la relación para el coeficiente de empuje en reposo se aproxima empíricamente en relación con el ángulo de fricción interna, según Braja [12]:

$$K_0 \approx 1 - \text{sen}(\phi') \quad \text{ec. (6.4.1.2)}$$

Un muro vertical de altura (H), como se muestra en la figura 6.4.1.1 que contiene un suelo con un peso específico (γ), y además, se aplica una carga uniforme distribuida a la superficie del terreno, por consiguiente, la resistencia al cortante del suelo es, según Braja [12]:

$$s = c' + \sigma' * \tan\phi' \quad \text{(ec. 6.4.1.3)}$$

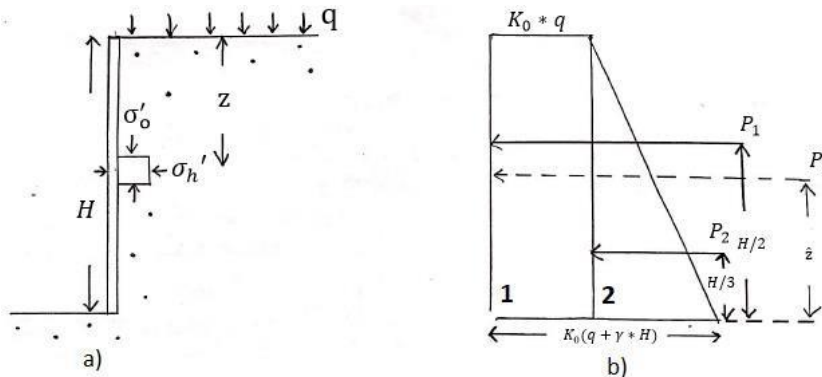


Figura 6.4.1.1 - Presión en reposo de tierra.
Fuente: Elaboración propia.

Braja [12] indica que, a cualquier profundidad (z) debajo de la superficie de terreno, el esfuerzo subsuperficial vertical está determinado por:

$$\sigma'_0 = q + \gamma * z \quad \text{(ec. 6.4.1.4)}$$

Según Braja [12], con un valor seleccionado adecuadamente del coeficiente de presión en reposo de tierra, se puede utilizar la ecuación de presión horizontal a la profundidad (z) para determinar la variación de la presión lateral de tierra con la profundidad. En la figura 6.4.1.1.(a), se muestra la variación (σ'_h) con la profundidad para el muro. Si la sobrecarga ($q = 0$) y la presión de poro del agua ($u = 0$), el diagrama de presión será un triángulo. Además, se indica que la fuerza total, (P_0) por longitud unitaria del muro dada en la figura 6.4.1.1.(a), se puede obtener ahora a partir del área del diagrama de presión dado en la figura 6.4.1.1.(b), y éste es:

$$P_0 = P_1 + P_2 = q * K_0 * H + 0.5 * \gamma * H^2 * K_0 \quad \text{(ec. 6.4.1.5)}$$

La ubicación de la línea de acción (\hat{z}) de la fuerza resultante (P_0) se puede obtener tomando momentos respecto al fondo del muro según Braja [12], por lo tanto:

$$\hat{z} = \frac{\left[P_1 \left(\frac{H}{2} \right) + P_2 \left(\frac{H}{3} \right) \right]}{P_0} \quad (ec. 6.4.1.6)$$

Braja [12], menciona que, si el nivel freático se ubica a una profundidad de ($z < H$), el diagrama de presión en reposo se tendrá que modificar un poco, como se muestra en la figura 6.4.1.2. Si el peso específico del suelo debajo del nivel freático es igual a (γ'), es decir, ($\gamma_{sat} - \gamma_w$), entonces:

$$z = 0 \quad \sigma'_h = K_0 * \sigma'_0 = K_0 * q \quad (ec. 6.4.1.7)$$

$$z = H_1 \quad \sigma'_h = K_0 * \sigma'_0 = K_0(q + \gamma * H_1) \quad (ec. 6.4.1.8)$$

$$z = H \quad \sigma'_h = K_0 * \sigma'_0 = K_0(q + \gamma * H_1 + \gamma' * H_2) \quad (ec. 6.4.1.9)$$

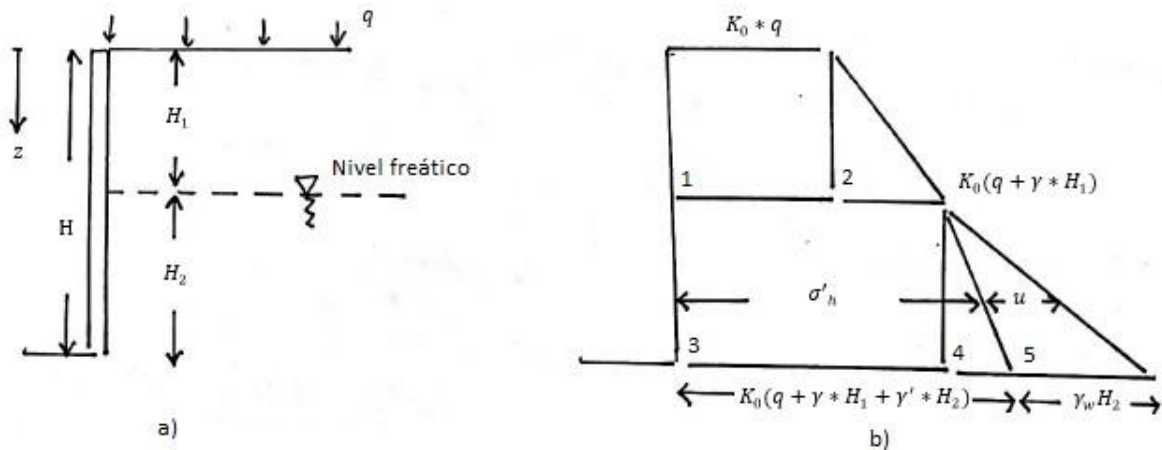


Figura 6.4.1.2 - Presión en reposo de tierra con el nivel freático ubicado a una profundidad $z < H$.

Fuente: Elaboración propia.

Según Braja [12], (σ'_0) y (σ'_h) son las presiones efectivas vertical y horizontal respectivamente. La determinación de la distribución de la presión total sobre el muro requiere que se sume la presión hidrostática (u) que es cero de ($z = 0$) a ($z = H_1$) y es ($H_2 * \gamma_w$) en ($z = H_2$). La variación de (σ'_h) con la profundidad se muestra en la figura 6.4.1.2.(b). De aquí, la fuerza total por longitud unitaria del muro se puede determinar a partir del área del diagrama a presión, o sea:

$$P_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \quad (ec. 6.4.1.10)$$

Braja [12] indica que, (A_i) son las áreas del diagrama de presión de la figura 6.4.1.2.(b), por lo tanto, se tiene que la presión en reposo es:

$$P_0 = q K_0 H_1 + 0.5 \gamma K_0 H_1^2 + K_0(q + \gamma H_1)H_2 + 0.5 K_0 \gamma' H_2^2 + 0.5 \gamma_w H_2^2 \quad (ec. 6.4.1.11)$$

6.4.2 Empuje pasivo de Rankine

El empuje pasivo de *Rankine* corresponde cuando existe un desplazamiento de la estructura hacia el suelo en contención, en este caso se tiene un equilibrio plástico presentado al momento en que la masa de suelo fallará por corte. Según Braja [12], considerando un suelo cohesivo con fricción, se obtiene el empuje pasivo a partir de:

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{ec. 6.4.2.1})$$

El muro de retención vertical que se muestra en la figura 6.4.2.(a) es un muro sin fricción con un relleno horizontal donde la presión vertical efectiva sobre un elemento de suelo es ($\sigma'_o = \gamma * z$) a la profundidad (z). En un principio si el muro no cede en lo absoluto, el esfuerzo lateral a esa profundidad será ($\sigma'_h = K_0 * \sigma'_o$), según Braja [12].

Si el muro empuja hacia la masa de suelo en una cantidad (Δx), como se muestra en la figura 6.4.2.(a), el esfuerzo vertical a la profundidad (z) permanecerá igual, sin embargo, el esfuerzo horizontal aumentará según Braja [12], entonces:

$$\sigma'_h > K_0 * \sigma'_o \quad (\text{ec. 6.4.2.2})$$

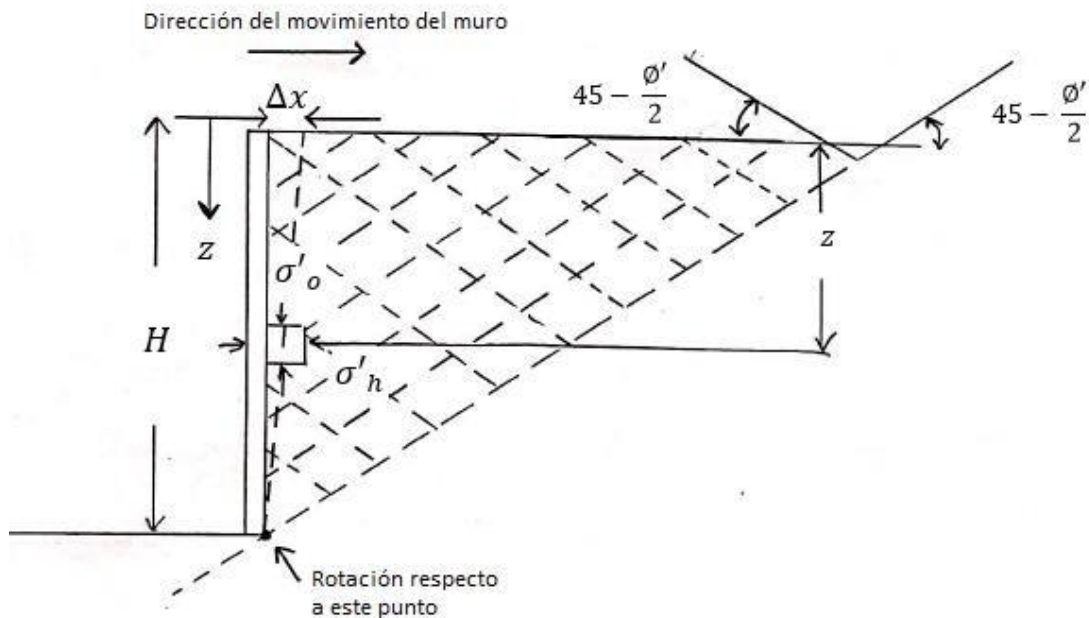


Figura 6.4.2.(a) - Desplazamiento de muro para condición pasiva de Rankine.
Fuente: Elaboración propia.

Braja [12], indica que, para este caso, se puede representar el estado de esfuerzo mediante el círculo de *Mohr*, como se muestra en la figura 6.5.2.(b).

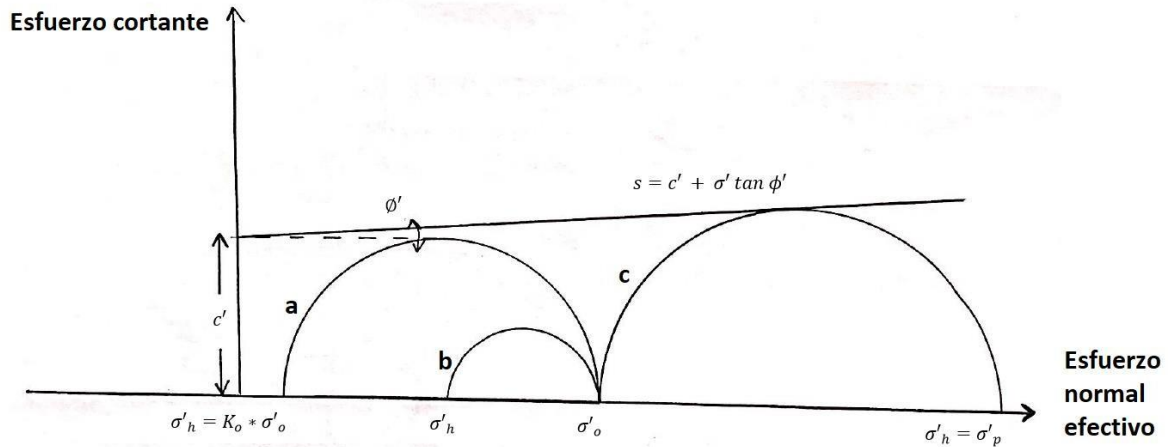


Figura 6.4.2.(b) - Estado de esfuerzo pasivo mediante círculo de Mohr.
Fuente: Elaboración propia.

Braja [12] menciona que, si el muro se mueve aún más hacia el suelo en contención, (Δx) aumenta aún más, los esfuerzos a la profundidad (z) alcanzarán finalmente el estado representado por el círculo de *Mohr* *c*. El círculo de *Mohr* toca la envolvente de falla de *Mohr-Coulomb*, lo que implica que el suelo detrás del muro fallará al ser empujado hacia arriba. Al esfuerzo horizontal (σ'_h) en este punto se le refiere como presión pasiva de *Rankine*, donde:

$$\sigma'_h = \sigma'_p \quad (ec. 6.4.2.3)$$

Para el círculo de *Mohr* *c* en la figura 6.5.2.(b) el esfuerzo principal mayor es (σ'_p) y el esfuerzo principal menor es (σ'_o). Además, en Braja [12], se determina coeficiente de presión pasiva de tierra de *Rankine* como:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (ec. 6.4.2.4)$$

Por lo tanto, Braja [12] indica que el empuje pasivo es:

$$\sigma'_p = \sigma'_o * K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (ec. 6.4.2.5)$$

A partir del esfuerzo de presión pasiva, se produce el diagrama de presión pasiva que se muestra en la figura 6.4.2.(c), según Braja [12].

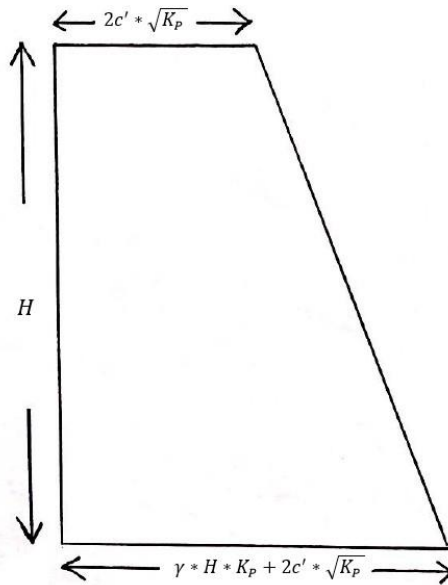


Figura 6.4.2.(c) - Diagrama de presión pasiva de Rankine. Fuente: Elaboración propia.

En ($z = 0$), se cumple según Braja [12]:

$$\sigma'_0 = 0; \sigma'_p = 2c' * \sqrt{K_p} \quad (ec. 6.4.2.6)$$

En ($z = H_1$), se cumple según Braja [12]:

$$\sigma'_p = \gamma * H; \sigma'_p = \gamma * H * K_p + 2c' * \sqrt{K_p} \quad (ec. 6.4.2.7)$$

Braja [12] indica que la fuerza pasiva por unidad de longitud unitaria el muro se puede determinar a partir del área del diagrama de presión como sigue:

$$P_p = 0.5 * \gamma * H^2 * K_p + 2c' * H * \sqrt{K_p} \quad (ec. 6.4.2.8)$$

Las magnitudes aproximadas de los movimientos del muro (Δx) requeridos para que se desarrolle la falla son las que se indican a continuación en la tabla 6.4.2 en distintos tipos de suelo y distintos valores del desplazamiento de muro para que se genere condición pasiva, según Braja [12].

Tabla 6.4.2 - Condiciones de desplazamiento para generar condición pasiva.

Tipo de suelo	Arena densa	Arena suelta	Arena firme	Arcilla suave
Movimiento del muro condición pasiva (Δx)	0.005 H	0.01 H	0.01 H	0.05 H

Fuente: Braja [12].

Si el relleno detrás del muro es un suelo granular, es decir, ($c' = 0$), la fuerza pasiva por longitud unitaria del muro según Braja [12], será:

$$P_p = 0.5 * \gamma * H^2 * K_p \quad (ec. 6.4.2.9)$$

6.4.3 Empuje activo de Rankine

El empuje activo de *Rankine* corresponde cuando existe una deformación del suelo hacia la estructura de contención, en este caso se tiene un equilibrio plástico presentado al momento en que la masa de suelo falla por corte, según Braja [12].

Además, según Braja [12], debido al empuje del suelo hacia la estructura de contención, se permite el desplazamiento lateral, por lo tanto, el muro tiende a moverse alejándose del suelo a una distancia (Δx), como se muestra en la figura 6.4.3.(a), donde la presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad varía.

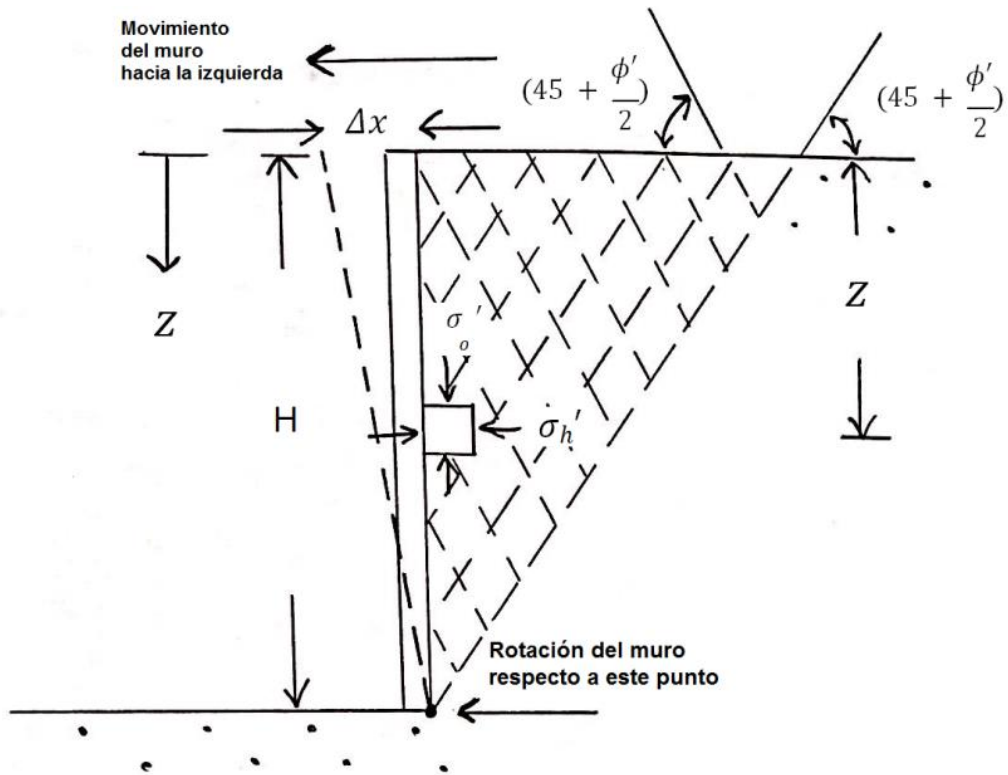


Figura 6.4.3.(a) - Desplazamiento de muro para condición activa de Rankine.
Fuente: Elaboración propia.

Los círculos de *Mohr* correspondientes a los desplazamientos del muro ($\Delta x = 0$) y ($\Delta x > 0$) se muestran como los círculos (a) y (b) respectivamente de la figura 6.4.3.(b). Si el desplazamiento del muro (Δx) continúa aumentando, el círculo de correspondiente finalmente tocará la envolvente de falla de *Mohr-Coulomb* definida por la ecuación, según Braja [12]:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{ec. 6.4.3.1})$$

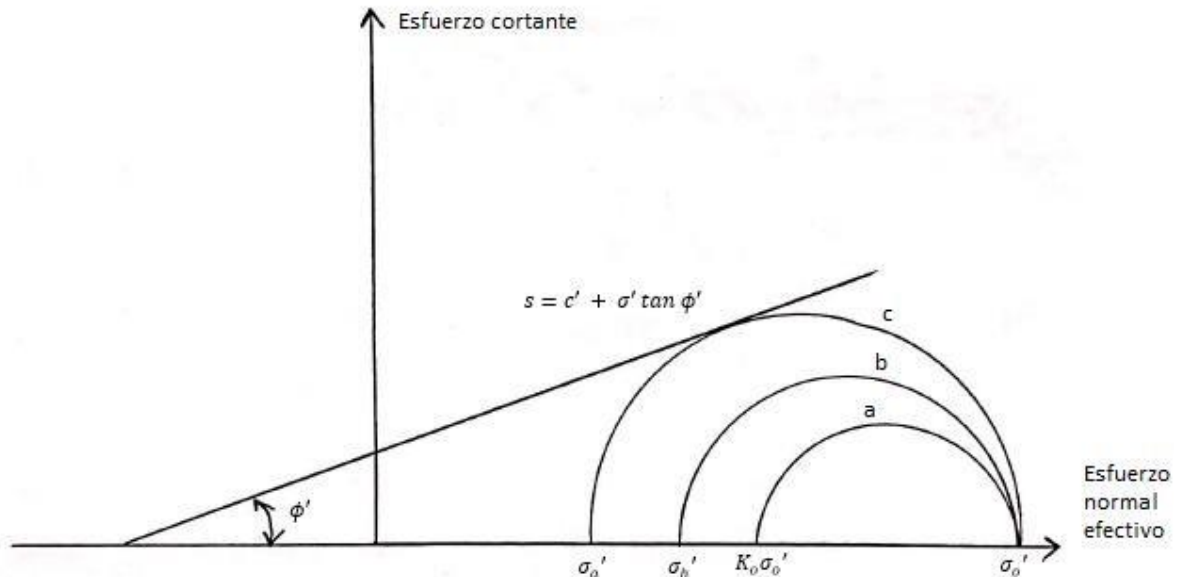


Figura 6.4.3.(b) - Estado de esfuerzo activo mediante círculo de Mohr.
Fuente: Elaboración propia.

El círculo de *Mohr* marcado en (c), representa la condición de falla en la masa de suelo, entonces el esfuerzo horizontal es igual a (σ_a') y se le refiere como presión activa de *Rankine*. Entonces las líneas de desplazamiento llamados planos de falla en la masa de suelo formarán ángulos de $\pm (45 + \phi'/2)$ con la horizontal.

Braja [12], indica que se relacionan los esfuerzos principales para un círculo de *Mohr* que toca la envolvente de falla de *Mohr-Coulomb* según:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{ec. 6.4.3.2})$$

Además, en Braja [12] se indica que para el círculo de *Mohr* c de la figura 6.4.3.(b), el esfuerzo principal mayor se cumple ($\sigma'_1 = \sigma_o$) y para el esfuerzo principal menor ($\sigma_3 = \sigma_a$).

$$\sigma'_o = \sigma'_a \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{ec. 6.4.3.3})$$

$$\sigma'_a = \left[\frac{\sigma'_o}{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)} \right] - \left[\frac{2c'}{\tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)} \right] \quad (\text{ec. 6.4.3.4})$$

Según Braja [12], considerando un suelo cohesivo con fricción, se obtiene el empuje activo a partir de:

$$\sigma'_a = \sigma'_0 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (ec. 6.4.3.5)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_0 K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (ec. 6.4.3.6)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (ec. 6.4.3.7)$$

Además, Braja [12] establece que la presión activa es igual a $(-2c' \sqrt{K_a})$ en $(z = 0)$, lo que indica que un esfuerzo de tensión disminuye con la profundidad y se vuelve cero a una profundidad de $(z = z_c)$.

Donde:

$$\gamma z_c K_a - 2c' \sqrt{K_a} = 0 \quad (ec. 6.4.3.8)$$

Por lo tanto:

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (ec. 6.4.3.9)$$

La variación de la presión activa con la profundidad para el muro se muestra en la figura 6.4.3.(c)

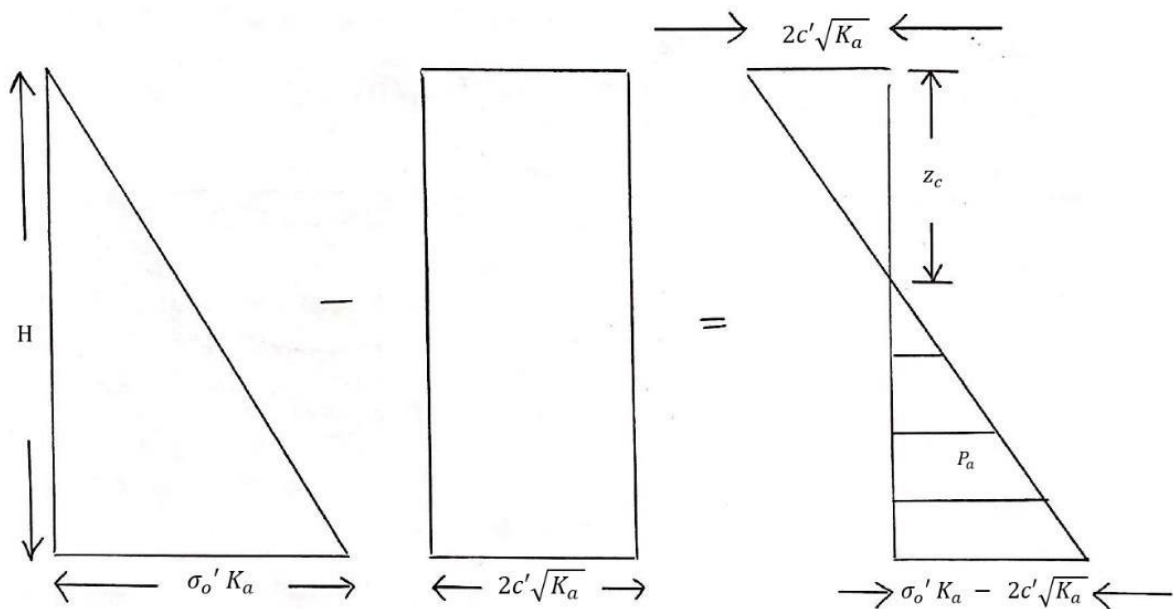


Figura 6.4.3.(c) - Diagrama de presión activa de Rankine.
Fuente: Elaboración propia.

Existe una zona que trabaja a tracción para suelos cohesivos, donde esa zona a la profundidad (z_c) se le conoce como profundidad de la grieta de tensión o grieta a tracción, debido a que el esfuerzo de tensión en el suelo a la larga ocasionará una grieta a lo largo de la interfaz suelo-muro. Así pues, la fuerza activa total de *Rankine* por longitud unitaria del muro antes de que ocurra la grieta de tensión según Braja [12] es:

$$P_a = \int_0^H \sigma'_a dz = \int_0^H \gamma * z * K_a dz - \int_0^H 2c' \sqrt{K_a} dz \quad (ec. 6.4.3.10)$$

$$P_a = 0.5 * \gamma * H^2 * K_a - 2 * c' * H * \sqrt{K_a} \quad (ec. 6.4.3.11)$$

Braja [12] además establece que, una vez aparece la grieta de tensión, la fuerza por longitud unitaria sobre el muro se ocasionará solo por la distribución de la presión entre las profundidades ($z = z_c$) y ($z = H$), Esta fuerza se puede expresar de la forma:

$$P_a = 0.5 * \left(H - \frac{2c'}{\gamma * \sqrt{K_a}} \right) (\gamma * H * K_a - 2 * c' * \sqrt{K_a}) \quad (ec. 6.4.3.12)$$

Por otra parte, Braja [12] indica que, debido a que el suelo trabaja a compresión, el diseño del tablestacado se realiza en la zona de compresión, sin incluir la profundidad de esta grieta. En términos de deformación, la condición activa de empuje se da antes que la condición pasiva de empuje, esto significa que la deformación necesaria para que esta ocurra es menor, donde (H) es la profundidad de excavación y (ΔH) es la deformación horizontal del soporte, en la tabla 6.4.3 se muestra la deformación necesaria para empuje activo en distintos tipos de suelos. Cuando no hay deformación, el sistema se encuentra en equilibrio estático y se presenta un empuje en reposo.

Tabla 6.4.3 - Deformación necesaria para empuje activo en distintos tipos de suelos.

Tipo de suelo	Deformación necesaria $\frac{\Delta H}{H}$
	Empuje activo
Suelo granular	0.001 - 0.004
Suelo cohesivo	0.01 – 0.04

Fuente: Braja [12].

6.4.4 Empuje sísmico del suelo

Chile es un país con una elevada sismicidad, por lo cual, en el cálculo de muros de contención, se debe considerar en el empuje lateral del suelo la influencia sísmica. Según Wu [18], se tiene por una parte que el sismo aumenta el efecto de la presión activa, en contra parte, el mismo sismo reduce el efecto de la presión pasiva. Para el cálculo del empuje sísmico se considera la teoría *Mononobe-Okabe* que se deriva de asumir suelos granulares sin influencia de agua.

Además en Wu [18], se define el coeficiente sísmico horizontal (K_h) siempre positivo de forma de considerar el efecto más desfavorable, mientras que el coeficiente sísmico vertical definido como (K_v) podría eventualmente adoptar ambos signos, tanto positivos como negativos, esto quiere decir, si el componente de la aceleración vertical (a_v) actúa hacia abajo en relación con la superficie del terreno, la fuerza de inercia ($K_h * W_s$) se ejerce desde la cuña de tierra en la dirección del sentido contrario. Esto quiere decir que el valor equivalente a la aceleración vertical (a_v) y el coeficiente (K_v) son asumidos positivos. La fuerza de inercia actúa en la dirección opuesta a la aceleración, es decir, si la aceleración es asumida hacia arriba como ($-a_v = -k_v * g$), entonces la fuerza de inercia presiona la cuña en tierra hacia abajo ($-k_v * W_s$). En la figura 6.4.4.(a), se presenta la convención de signos convencionales.

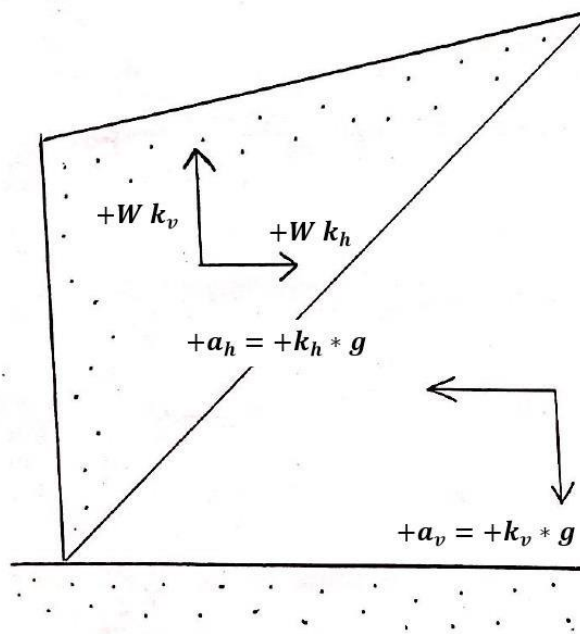


Figura 6.4.4.(a) - Signos convencionales en la dirección de los coeficientes sísmicos.
Fuente: Elaboración propia.

Cuando se examinan los efectos sísmicos, es necesario considerar la dirección con mayor cantidad de efectos desfavorables para la estructura de contención. En estructuras laminares como tablestacas se puede no considerar el efecto de la aceleración vertical equivalente, es decir, ($k_v = 0$), mientras que, para el análisis sísmico considerado en este estudio, se consideró un ($k_h = 0,2$), para los casos de estudio y según las recomendaciones del profesor guía.

- **Incremento de la presión activa debido al sismo:**

Wu [18] indica que, debido a los efectos sísmicos se tiene un incremento de la presión activa de tierra calculado desde el fondo de la estructura, y viene dado por las siguientes relaciones:

$$\sigma_{ae,i} = \sigma_{0,i}(K_{ae,i} - K_{a,i}) \quad (ec. 6.4.4.1)$$

$$\sigma_{0,i} = \sum_{i=0}^H (\gamma_i * h_i * (1 - k_v)) \quad (ec. 6.4.4.2)$$

- **Reducción de la presión pasiva debido al sismo:**

Por otra parte, según Wu [18], los efectos sísmicos tienen un efecto de reducción en la presión pasiva calculada desde el fondo de la estructura debido a la carga sísmica, a través de las siguientes relaciones:

$$\sigma_{pe,i} = \sigma_{0,i}(K_{p,i} - K_{pe,i}) \quad (ec. 6.4.4.3)$$

$$\sigma_{0,i} = \sum_{i=0}^H (\gamma_i * h_i * (1 - k_v)) \quad (ec. 6.4.4.4)$$

Además, Wu [18] define el ángulo sísmico de inercia, que es relación del coeficiente sísmico de aceleración vertical y horizontal, ósea es el ángulo entre el resultado de la fuerza de inercia y la línea vertical como:

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) \quad (ec. 6.4.4.5)$$

Wu [18] indica que, los coeficientes de la presión activa de la tierra y los coeficientes de la presión pasiva son definidos como $(K_{ae,i})$ y $(K_{pe,i})$ respectivamente utilizando la teoría de *Mononobe - Okabe*.

Según Wu [18], el coeficiente (K_{ae}) para la presión activa de la tierra está dado por:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \Psi - \alpha)}{\cos \Psi * \cos^2 \alpha * \cos(\phi' + \alpha + \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \Psi - \beta)}{\cos(\delta + \Psi + \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (ec. 6.4.4.6)$$

Además, según Wu [18], el coeficiente K_{pe} para la presión pasiva de la tierra está dado por:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi' - \Psi + \alpha)}{\cos \Psi * \cos^2 \alpha * \cos(\Psi - \alpha + \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \Psi + \beta)}{\cos(\delta + \Psi - \alpha) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (ec. 6.4.4.7)$$

Martínez [37] indica, que el punto de aplicación de la fuerza resultante se posiciona directamente en el diagrama de fuerzas, pudiendo ubicarse el valor de esta fuerza sísmica en un rango de $(0,33H - 0,7H)$, donde el valor recomendado implícito es de $(0,66H)$. En la práctica chilena de análisis de estabilidad, la componente vertical de las aceleraciones de un terremoto ha sido normalmente despreciada en el método pseudoestático y el coeficiente sísmico representa una fuerza horizontal. El coeficiente sísmico horizontal (k_h) se puede calcular por 2 metodologías:

$$k_h = 0,3 * \frac{a_{m\acute{a}x}}{g}; a_{m\acute{a}x} \leq 0,67 g \quad (ec. 6.4.4.8)$$

$$k_h = 0,2 * \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}\right)^{0,2}; a_{m\acute{a}x} > 0,67 g \quad (ec. 6.4.4.9)$$

En donde ($a_{m\acute{a}x}$) representa la aceleración horizontal máxima (PGA) del terremoto. Esta ecuación es normalmente aplicada cuando hay un estudio de peligro sísmico disponible para determinar apropiadamente ($a_{m\acute{a}x}$), según Martínez [37].

Por otra parte, cuando no hay un estudio de peligro sísmico disponible para estimar el valor de ($a_{m\acute{a}x}$), Martínez [37], establece que:

$$k_h = 0,5 * A_o \quad (ec. 6.4.4.10)$$

El valor de (A_o) representa el coeficiente máximo efectivo de aceleración, el cual depende de la zona sísmica del país. Los valores de (A_o) son 0,2 para la zona sísmica 1 y 0,4 para la zona sísmica 3. A continuación se presenta la tabla 6.4.4.(a), donde se indica el coeficiente sísmico horizontal para las distintas zonas sísmicas de Chile.

Tabla 6.4.4.(a) - Coeficiente sísmico horizontal en función del coeficiente máximo efectivo de aceleración.

Zona sísmica	A_o	k_h
1	0,2	0,1
2	0,3	0,15
3	0,4	0,2

Fuente: Martínez [37].

En la tabla 6.4.4.(b), se muestra la zonificación sísmica por comunas para V región, para la determinación del coeficiente sísmico horizontal en función de la ubicación geográfica.

Tabla 6.4.4.(b) – Zonificación sísmica por comunas para la V región de Chile.

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
V región	Algarrobo Cabildo Calera Cartagena Casablanca Catemu Concón El Quisco El Tabo Hijuelas La Cruz La Ligua Limache Llayllay Nogales Omué Panquehue Papudo Petorca Puchuncaví Putaendo Quillota Quilpué Quintero Rinconada San Antonio San Felipe Santa María Santo Domingo Valparaíso Villa Alemana Viña del Mar Zapallar	Calle Larga Los Andes San Esteban	

Fuente: NCh 433 mod.2012 [10].

6.5 Control del agua en excavaciones

Yepes [32] menciona que la presencia de agua subterránea dificulta el desarrollo de trabajos en obra, además se debilitan los taludes o el fondo comprometiendo su estabilidad, por lo cual, es necesario evitar que lleguen a los tajos mediante captaciones locales, ataguías, canaletas, drenajes, etc., evacuándolas por gravedad y reduciendo el bombeo a situaciones donde es estrictamente necesario. Las técnicas que permiten excavar en presencia de agua, ya sea con la creación de barreras impermeables al abrigo de las cuales es posible drenar la excavación, o bien extrayendo el agua con un caudal mayor al que el terreno puede proporcionar, se denominan técnicas de control del nivel freático, sin embargo estrictamente hablando el “control del nivel freático o *“dewatering”* solo se debería aplicar a acuíferos libres formados por suelos de grano grueso, ya que en acuíferos libres de grano fino o en acuíferos confinados se debe hablar de “control de la presión intersticial o *“pore water pressure”*”.

Según Yepes [32], las técnicas de control de agua en excavaciones se clasifican en 2:

1) Sistemas de contención de agua:

Tablestacas, ataguías, muros pantalla, congelación o inyección del terreno.

2) Sistemas de drenaje de excavaciones:

Bombeo desde zanjas perimetrales, bombeo desde pozos filtrantes, bombeo con agujas filtrantes *“wellpoint”* y electroósmosis.

Por otra parte, según Yepes [32] también existen más clasificaciones de dichas técnicas:

1) Sistemas de bombeo abierto (*Sump pumping*).

El flujo del agua de una excavación se recoge en zanjas o sumideros y posteriormente se bombea al exterior.

2) Sistemas de pre-drenaje o drenaje previo al terreno (*Predrainage*).

Antes de excavar se drena el suelo mediante pozos de bombeo, *wellpoints*, eyectores, drenes. Se pretende excavación en seco.

3) Sistemas de diafragmas o de contención de aguas (*cut off*).

Mediante tablestacas, muros pantalla, pantallas de lodos, congelación del terreno o inyecciones. Suelen usarse en combinación con los sistemas de bombeo.

4) Sistema de exclusión del agua (*excluded*).

Mediante aire comprimido, una entibación de lechada o con una entibación de presión de tierras, muy utilizados en la construcción de túneles mediante escudos presurizados.

Además, Yepes [32] menciona respecto al procedimiento para control de aguas subterráneas ya sea agotamiento (durante la excavación) o rebajamiento (antes de la excavación) que se utilice, depende netamente de los caudales a bombear, los cuales depende a su vez de la importancia de los acuíferos y del coeficiente de permeabilidad del terreno. Normalmente el rebajamiento es preferible al agotamiento directo, entre otras, por las siguientes razones:

Ventajas del rebajamiento:

- En el caso del agotamiento, el recinto excavado esta más o menos blando y encharcado, lo cual dificulta el paso de operarios y maquinaria. Con un rebajamiento previo, la excavación puede realizarse prácticamente en seco e incluso con un terreno ligeramente cohesionado debido a las fuerzas capilares. Además, es más sencillo excavar y transportar un terreno más bien seco que empapado.
- El agotamiento puede provocar sifonamiento y tubificación, puede descomprimir el terreno o degradarlo por arrastre de finos, convirtiéndolo en colapsable.
- El rebajamiento contribuye a aumentar la estabilidad de taludes y disminuye los empujes sobre estructuras de contención (entibación, pantallas o tablestacas). El rebajamiento puede utilizarse, incluso, para aumentar la presión efectiva y provocar su consolidación.

Desventajas del rebajamiento:

- Si falla el dispositivo que mantiene el rebajamiento, puede entrar en poco tiempo agua en la excavación, desmoronándose taludes o levantando el fondo.
- Como el rebajamiento no se realiza en un área muy concreta, en los alrededores se producirá un aumento en las tensiones efectivas y, por lo tanto, asientos que pueden producir daños en las estructuras próximas.

6.5.1 Selección del sistema de control del nivel freático

Yepes [32] menciona que para obras donde se trabaja a cielo abierto, donde la cota de excavación se encuentra debajo del nivel freático, se requieren emplear distintos procedimientos constructivos para evitar que dicha excavación se inunde, provocando modificaciones en el terreno, desmoronamientos, socavaciones y complicando los trabajos tanto de la maquinaria como del personal, por lo cual, es fundamental elegir acertadamente el método de control del nivel freático.

Además, Yepes [32] argumenta que el sistema de control del nivel freático fundamentalmente depende de la estabilidad y permeabilidad del terreno, además del caudal que se debe evacuar y de la geometría de la excavación. Donde la empresa constructora seleccionará el método más rentable que minimice los gastos y pérdidas y que cumpla con las normativas de seguridad, hay que tener en cuenta que las técnicas para el agotamiento o rebaje del nivel freáticos solo son eficaces bajo determinadas condiciones.

A continuación, en figura 6.5.1 se muestra el rango de aplicación de los sistemas de control del nivel freático en función de la permeabilidad del terreno y de la reducción requerida del nivel de agua según Preene [33], donde las zonas sombreadas indica condiciones donde los métodos pueden solaparse.

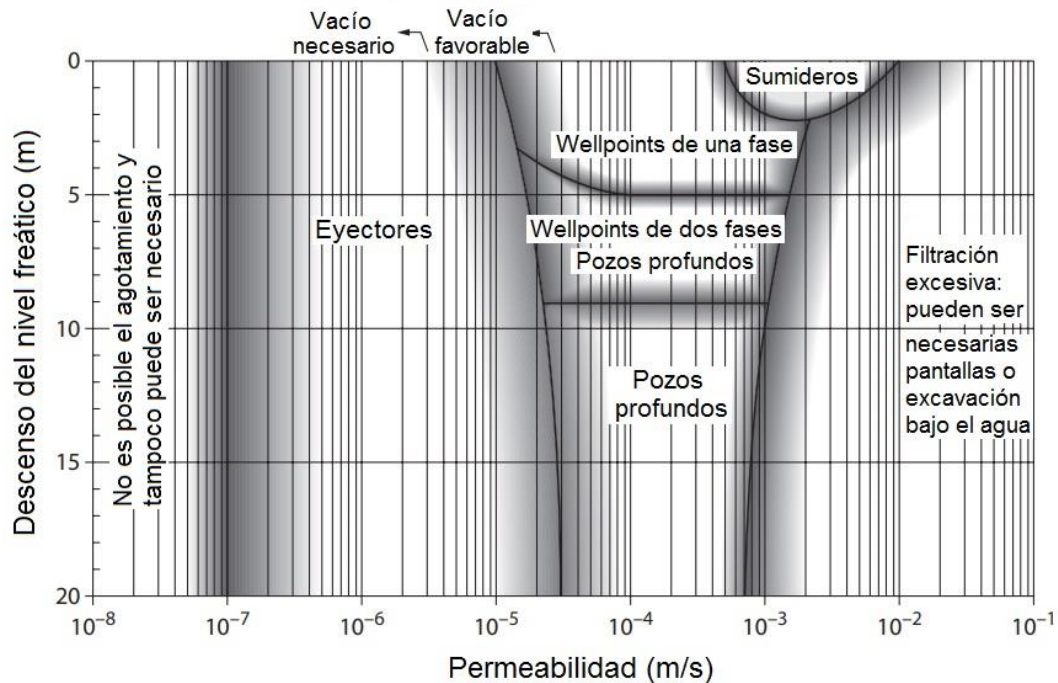


Figura 6.5.1 - Rango de aplicación de las técnicas de bombeo recomendables para controlar las aguas subterráneas. Fuente: Preene [33].

Por otra parte, según de Yepes [32], los suelos se pueden agrupar en 4 grupos en función de la conductividad hidráulica (k) para efectos del posible rebajamiento del nivel freático:

1. $k > 1 \left[\frac{cm}{s} \right]$ y tamaño del árido mayor de 5 mm , es muy costoso el bombeo para grandes caudales, por lo cual, se hace el trabajo sumergido o con aire comprimido. También se puede impermeabilizar el recinto antes de los trabajos con inyecciones o con una pantalla plástica realizada con una mezcla de bentonita – cemento.
2. $1 > k > 10^{-2} \left[\frac{cm}{s} \right]$ y tamaño de árido entre $0,1$ a 5 mm . Se usan pozos filtrantes y bombeo, al circular el agua por gravedad, con una velocidad de 1 a $0,01 \left[\frac{cm}{s} \right]$.
3. $10^{-3} > k > 10^{-5} \left[\frac{cm}{s} \right]$ y tamaño entre $0,02$ y $0,008 \text{ mm}$. El agua no puede circular libremente entre los poros, por lo que se pueden producir sifonamiento si aumenta la presión intersticial, se puede evitar si se recurre al método de vacío (*wellpoints*).
4. $10^{-4} > k > 10^{-6} \left[\frac{cm}{s} \right]$ y tamaño entre $0,02$ y $0,002 \text{ mm}$. El agua no se puede desplazar por descenso del nivel freático.

En tabla 6.5.1.(a) se presenta en forma simplificada los rangos de permeabilidad para los cuales es aplicable un sistema de control del nivel freático u otro según Yepes [32].

Tabla 6.5.1.(a) - Sistema de control del nivel freático en función de la permeabilidad del suelo.

Permeabilidad $\left[\frac{m}{s}\right]$	Sistema de control del nivel freático
$k < 10^{-9}$	Excavación en seco
$10^{-9} < k < 10^{-7}$	Agotamiento periódico de la excavación
$10^{-7} < k < 10^{-6}$	Rebajamiento (por vacío o electroósmosis)
$10^{-6} < k < 10^{-1}$	Campo normal de rebajamiento de la capa freática
$10^{-1} < k < 10$	Agotamiento desde la propia excavación, si esta penetra menos de 3 m en el nivel freático
$k > 10$	El agotamiento no es prácticamente posible, se precisan otros métodos constructivos

Fuente: Yepes [32].

Por otra parte, en la tabla 6.5.1.(b), se presenta la valorización del método de rebajamiento del nivel freático en función de la granulometría del suelo, la hidrogeología, los requerimientos técnicos y la capacidad según Yepes [32].

Tabla 6.5.1.b - Valoración del método de rebajamiento según requerimientos.

Condiciones	Sistemas Wells Points	Pozos de succión	Pozos profundos	Sistemas con eyectores
Suelo				
Arenas limosas y arcillosas	Bueno	Deficiente	Deficiente a regular	Bueno
Gravas y arenas limpias	Bueno	Bueno	Bueno	Deficiente
Suelos estratificados	Bueno	Deficiente	Deficiente a regular	Bueno
Hidrología				
Alta permeabilidad	Bueno	Bueno	Bueno	Deficiente
Baja permeabilidad	Bueno	Deficiente	Deficiente a regular	Bueno
Recarga próxima	Bueno	Deficiente	Deficiente	Regular a bueno
Programa				
Necesidad de descenso rápido	Apto	Apto	Insatisfactorio	Apto
Descenso lento permisible	Apto	Apto	Apto	Apto
Excavación				
Poco profunda (< 6 m)	Apto	Apto	Apto	Apto
Profunda (> 6 m)	Requiere múltiples etapas	Requiere múltiples etapas	Apto	Apto
Rango de capacidad				
Por unidad	0,4 – 95 [l/min]	190 – 2270 [l/min]	0,4 – 11350 [l/min]	0,4 – 150 [l/min]
Eficacia con diseño correcto	Buena	Buena	Regular	Deficiente

Fuente: Yepes [32].

6.5.2 Redes de flujo bidimensional

Cernica [34] indica que las pérdidas por filtración a través del suelo o a través de presas o diques de tierra, el patrón de flujo relacionado, la tasa de pérdida de energía o disipación de la altura hidrostática, se estiman frecuentemente mediante una técnica gráfica conocida como red de flujo.

Además, Cernica [34] menciona que la trayectoria que sigue una partícula de agua al desplazarse por una masa de suelo saturado se denomina línea de flujo o línea de corriente. Suponiendo un flujo laminar (suposición típica para este tipo de análisis), las líneas de flujo nunca se cruzan entre sí, donde cada una de las líneas comienzan en un punto donde la altura hidrostática es igual a (h) y termina en la superficie libre donde la altura hidrostática es igual a 0. La fricción viscosa en la masa de suelo ha disipado una altura hidrostática de valor (h) en cada una de las líneas de flujo a lo largo de su trayectoria. Por lo tanto, a lo largo de cada línea de flujo debe haber un punto en el que la energía total sea igual para cualquier otra línea. Una línea que conecta estos puntos de igual altura se llama línea equipotencial.

En la figura 6.5.2.(a) se muestra la naturaleza y ortogonalidad entre líneas de flujo y equipotenciales.

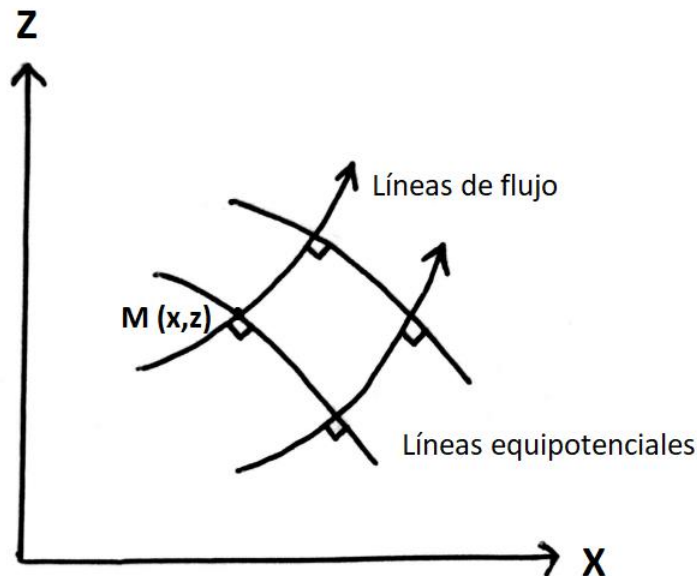


Figura 6.5.2.(a) - Líneas de flujo y equipotenciales. Fuente: Elaboración propia.

Cernica [34] indica que el gradiente hidráulico entre dos líneas equipotenciales adyacentes es la diferencia de altura dividida por la distancia entre estas dos líneas, es decir:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

El gradiente es máximo a lo largo de una trayectoria de flujo perpendicular a las líneas equipotenciales. Como (ΔL) es la distancia más corta, (i) tiene un valor máximo para cualquier (Δh) dada, las líneas de flujo cruzan las líneas equipotenciales en un ángulo recto, según Cernica [34].

Cernica [34] menciona que el flujo se produce a lo largo de las trayectorias de mayor a menor pendiente. Por lo tanto, las líneas de flujo y las líneas equipotenciales forman una familia de curvas que se cruzan mutuamente de forma ortogonal. Aunque se podría dibujar un número infinito de líneas de flujo y equipotenciales para cualquier condición dada, al generar una red de flujo es conveniente limitar el número de líneas de flujo y equipotenciales. El número debe estar influenciado por una condición muy importante y es que las figuras geométricas formadas por las equipotenciales y líneas de flujo en la construcción de una red de flujo deben aproximarse lo más posible a una forma cuadrada. Obviamente, no todos los bloques de la figura 6.5.2.(b) son cuadrados, sin embargo, lo importante es que la mayoría de estas figuras tengan una proporción aproximada a cuadrados. Si esto se cumple, entonces las diagonales de los cuadrados tendrán longitudes aproximadamente iguales, la intersección de las líneas equipotenciales y de flujo será un ángulo de 90° .

A continuación, en figura 6.5.2.(b) se muestra una red de flujo para un tablestacado.

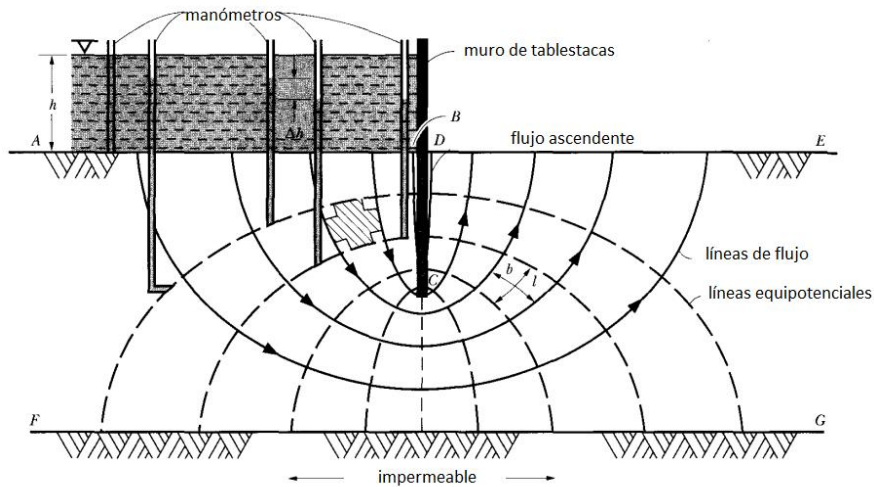


Figura 6.5.2.(b) - Líneas de flujo y equipotenciales para tablestacas. Fuente: Cernica [34].

La figura 6.5.2.(c) ilustra una red de flujo experimental tridimensional, se supone que todas las condiciones de flujo en otros planos paralelos son similares. Aunque el flujo de agua a través de una masa de suelo suele plantear una situación tridimensional, el análisis para el caso tridimensional es bastante complejo y tiene un valor práctico limitado a efectos de ilustrar los fundamentos implicados en la construcción de redes de flujo, según Cernica [34].



Figura 6.5.2.(c) - Visualización experimental de las líneas de flujo para tablestacas. Fuente: Geo-JuanP, 2020.

6.5.3 Dibujo de red de flujo para un flujo bidimensional.

Cernica [34] indica que, aunque las redes de flujo para muchas estructuras hidráulicas pueden obtenerse experimentalmente mediante estudios de modelos, el método gráfico es generalmente el más práctico, menos costoso, más rápido, más conveniente y quizás el más común. Otros métodos, como la analogía eléctrica o las analogías matemáticas suelen ser más exigentes, ya que requieren conocimientos especiales o equipos elaborados, o ambas cosas. Sin embargo, a veces se utilizan para comprobar el método gráfico. Por lo tanto, en esta sección resumiremos los pasos necesarios para determinar o construir con éxito una red de flujo.

El siguiente procedimiento es útil para la construcción de redes de flujo, según Cernica [34]:

1. Se dibuja la estructura hidráulica, la elevación del agua y los perfiles del suelo a una escala conveniente.
2. Se establecen las condiciones de contorno. Por lo general, esto significa dos líneas de flujo límite y dos líneas equipotenciales límite.
3. Se dibuja una línea de flujo o una equipotencial, deben interceptarse en ángulos rectos.
4. Se amplía el esbozo a más líneas equipotenciales y líneas de flujo, teniendo siempre presente que en el proceso deben resultar figuras aproximadamente cuadradas.
5. Se examina la red de flujo tal y como esta dibujada hasta este punto. Es muy poco probable que se obtenga una red de flujo completamente aceptable durante el primer ensayo. Por lo tanto, hay que buscar fallos aparentes en el resultado de la red y volver a dibujar la red de flujo corrigiendo algunas de estas aparentes inexactitudes. En la mayoría de los casos bastan dos aproximaciones de prueba.

Por otra parte, Cernica [34] menciona que, cinco o seis líneas de flujo suelen ser suficientes para la mayoría de los casos. De hecho, demasiadas líneas de flujo suelen resultar engorrosas y bastante difíciles de mantener conforme a las condiciones estipuladas de escuadra y ángulo recto.

6.5.4 Determinación de la cantidad de infiltración de las redes de flujo

A partir del esquema geométrico que se obtiene de la red de flujo una vez dibujada, se determinan los primeros parámetros importantes para el cálculo:

- **Número canales de flujo:**

$$n_f = \text{líneas de flujo} - 1$$

- **Número pérdidas equipotenciales:**

$$n_e = \text{líneas equipotenciales} - 1$$

Cernica [34] menciona que de manera general se puede pensar en la cantidad de descarga (q) como el producto del número de vías de circulación (n_f) y la cantidad de flujo por vía de circulación (Δq):

$$q = n_f * \Delta q \quad (\text{ec. 6.5.4.1})$$

Además, Cernica [34] indica que la pérdida de altura total (ΔH) es igual al producto de todas las caídas equipotenciales (n_e) y el incremento de la pérdida de altura (Δh):

$$\Delta H = n_e * \Delta h \quad (\text{ec. 6.5.4.2})$$

Por otra parte, en Cernica [34] se indica que, utilizando la ley de *Darcy* la cantidad de flujo que atraviesa un “cuadrado” cualquiera es:

$$\Delta q = k * i * b = k * \frac{\Delta h}{l} * b \quad (\text{ec. 6.5.4.3})$$

Cernica [34] también menciona que (b) representa la distancia entre trayectorias de flujo, y (l) es la distancia entre líneas equipotenciales. Como se asume que son figuras cuadradas y, por lo tanto, ($l = b$), entonces:

$$\Delta q = k * \Delta h \quad (\text{ec. 6.5.4.4})$$

Por lo tanto, en Cernica [34] se establece que la cantidad de infiltración es:

$$q = \frac{n_f}{n_e} * k * \Delta H \quad (\text{ec. 6.5.4.5})$$

Hay que tener en cuenta que el valor de (n_f) y, por lo tanto, (n_e) puede variar para cualquier situación, pero la relación (n_f/n_e) debería permanecer constante si la red de flujo está bien trazada, a esta relación se le conoce como factor de forma. Esto es válido si consideramos por simplicidad un suelo isotrópico con misma conductividad hidráulica en el eje (x) e (y), según Cernica [34].

6.5.5 Determinación de la sub-presión por delante de la tablestaca

Según Cernica [34], dentro de las utilidades de las redes de flujo, se puede calcular la presión en una estructura que está sometida a un flujo bidimensional, esta fuerza es función de la distribución de presión de poros en puntos específicos de la pantalla, depende del cálculo de altura hidráulica y los parámetros de la red de flujo.

Cernica [34] indica que la altura total en un punto (i) está determinada por:

$$h_{Ti} = \phi_1 - \Delta h * n_{ei} \quad (ec. 6.5.5.1)$$

Además, en Cernica [34] se menciona que la altura de presión en un punto (i) corresponde ser la altura total en dicho punto, menos la altura geométrica de ese punto específico:

$$h_{pi} = h_{Ti} - h_{zi} \quad (ec. 6.5.5.2)$$

Por otra parte, según Cernica [34], la presión de poros en un punto (i) está determinada por la siguiente ecuación:

$$u_i = h_{pi} * \gamma_w \quad (ec. 6.5.5.3)$$

6.5.6 Determinación del esfuerzo cortante en un punto M sobre la red de flujo

Cernica [34] indica que, otra de las utilidades de las redes de flujo, es el cálculo del esfuerzo cortante en un punto específico de la red de flujo en el estrato permeable; este esfuerzo depende de la distribución de presión de poros, del cálculo de las cabezas hidráulicas y los parámetros de la red de flujo.

En Cernica [34], el esfuerzo cortante se determina a partir de:

$$\tau = (\sigma - u) * \tan \phi' + c \quad (ec. 6.5.6.1)$$

Considerando la (ec. 6.5.5.3) para la presión de poros, según Cernica [34]:

$$u = h_p * \gamma_w \quad (ec. 6.5.6.2)$$

Por lo tanto, el esfuerzo cortante en un punto (M) sobre la red de flujo, según Cernica [34], es:

$$\tau = (\sigma - h_p * \gamma_w) * \tan \phi' + c \quad (ec. 6.5.6.3)$$

6.5.7 Determinación del gradiente crítico y posibilidad de licuación de suelos en muros de contención

Cernica [34] indica que, el gradiente crítico (i_c) o gradiente límite es el umbral a partir del cual se presenta ebullición de arenas o licuación, debido a que hay una reducción del esfuerzo efectivo a cero.

Según Cernica [34], en el caso donde el esfuerzo efectivo es nulo, se cumple lo siguiente:

$$\sigma'_A = \gamma' * L - \gamma_w * \Delta h = 0 \quad (ec. 6.5.7.1)$$

$$\gamma' * L = \gamma_w * \Delta h \quad (ec. 6.5.7.2)$$

Además, en Cernica [34] se establece que para condición donde el gradiente es crítico, se cumple:

$$i_c = \frac{\Delta h}{L} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (ec. 6.5.7.3)$$

Por otra parte, según Cernica [34], el gradiente corresponde ser la razón entre las pérdidas de altura y variaciones entre equipotenciales:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta e} \quad (ec. 6.5.7.4)$$

Para que se presente el fenómeno de ebullición de arenas a la salida del agua, la relación entre el gradiente crítico y el gradiente a la salida del agua debe ser mayor a 1, el cual se le conoce como factor de seguridad.

$$F.S = \frac{i_c}{i} \quad (ec. 6.5.7.5)$$

En la figura 6.5.7 se muestra el efecto de licuación de suelos.



Figura 6.5.7 – Efecto de licuación de suelos. Fuente: Geotecnia online, 2017.

6.5.8 Profundidad de empotramiento de una tablestaca para evitar licuación de suelos

Según Yepes [35], una forma de poder evitar la licuación de suelos consiste en utilizar tablestacas que tengan una longitud de empotramiento " D " suficiente. En este caso, la línea de filtración más corta del agua tiene una longitud igual a $L + 2D$, según la figura 6.5.8. Donde la línea de dragado indica la línea donde está el nivel del terreno.

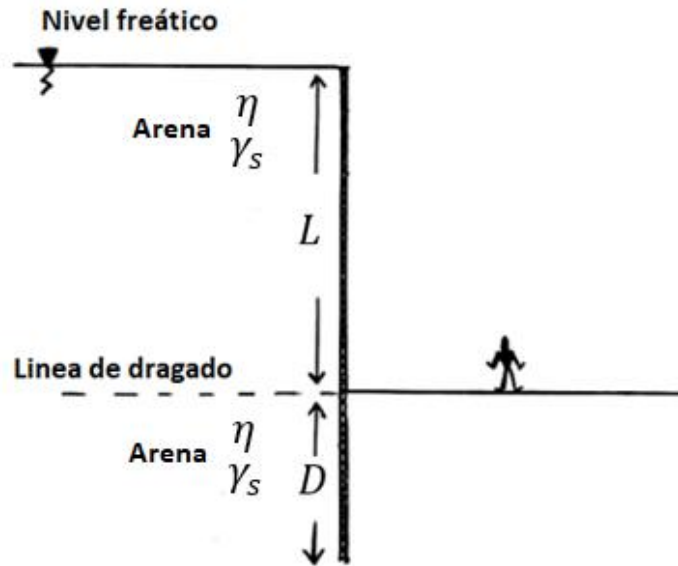


Figura 6.5.8 - Longitud de empotramiento para evitar licuación de suelos.
Fuente: Elaboración propia.

Además, Yepes [35] indica que, si se tiene el peso específico de las partículas sólidas del suelo y su porosidad (η), y considerando un coeficiente de seguridad $F.S$, la razón entre la altura de contención y la línea de filtración más corta del agua es $L/(L + 2D)$, se puede comparar con el gradiente crítico dividido por su coeficiente de seguridad. De este modo, se obtiene la longitud de empotramiento:

$$D = \frac{L}{2} * \left(\frac{\gamma_w * (F.S)}{(1 - \eta) * (\gamma_s - \gamma_w)} - 1 \right) \quad (ec. 6.5.8.1)$$

6.6 Procedimiento de cálculo para elementos de contención de suelos

Existen 3 tipos de empujes de suelos, donde el empuje predominante en el diseño depende de la estructura de contención. Para el caso de estructuras de contención flexibles como muros tablestacados o muros berlineses empotrados sin anclajes como se muestra en la figura 6.6.(a), se tiene una naturaleza de empujes para el diseño tanto pasivas como activas, donde ambos empujes tienen un coeficiente (K_a) y (K_p) inversamente proporcional entre sí, según Ribas [22].

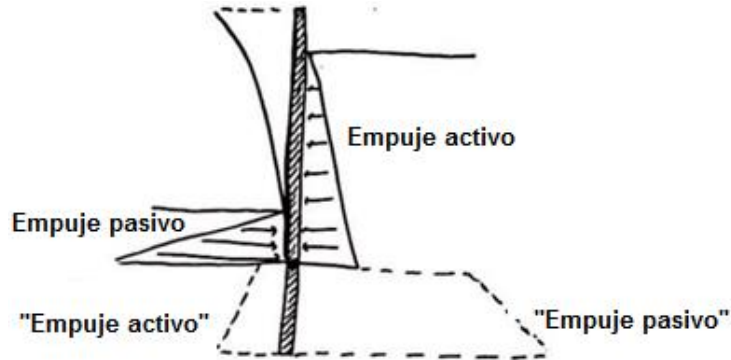


Figura 6.6.(a) - Empujes presentes en estructuras flexibles de contención de suelos.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 6.6.(b), se tiene una naturaleza de empujes para el diseño de estructuras de contención flexibles con anclajes, según Ribas [22].

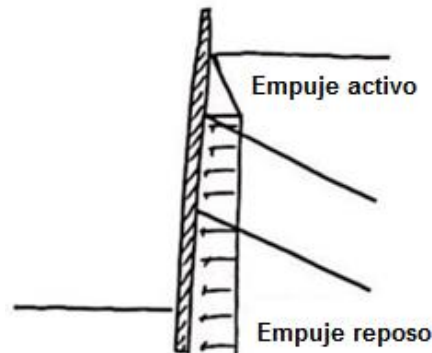


Figura 6.6.(b) - Naturaleza del empuje en estructuras flexibles de contención de suelos con anclajes.
Fuente: Elaboración propia.

6.6.1 Tablestaca en voladizo sin nivel freático que penetra en arenas

A continuación, a partir de la figura 6.6.1, se analizan los principios de diseño de muros de tablestaca sin nivel freático, donde se presenta el procedimiento para obtención del diagrama de presión, según Braja [12].

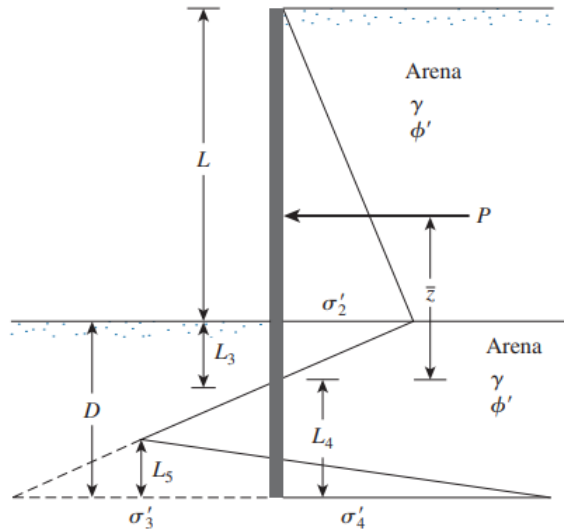


Figura 6.6.1 - Diagrama tablestaca en voladizo sin nivel freático que penetra arenas.
Fuente: Braja [12].

1. Braja [12] indica que deben calcularse los coeficientes tanto de empuje activo como de empuje pasivo a partir de los parámetros del ángulo de fricción interna de suelos.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{ec. 6.6.1.1})$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{ec. 6.6.1.2})$$

2. Braja [12] determina la intensidad de la presión activa a una profundidad de la línea de dragado, al nivel de la línea de dragado, las presiones hidrostáticas de los dos lados del muro tienen la misma magnitud y se cancelan entre sí.

$$\sigma'_2 = \gamma * L * K_a \quad (\text{ec. 6.6.1.3})$$

3. Braja [12] indica que la profundidad bajo la línea de dragado a la cual la presión neta es igual a cero es:

$$L_3 = \frac{L * K_a}{(K_p - K_a)} \quad (\text{ec. 6.6.1.4})$$

4. Braja [12] calcula a partir de los coeficientes de empuje activos y pasivos la intensidad de la presión de suelo, en función de las 2 áreas de presión determinadas por (\$L\$) y (\$L_3\$).

$$\sigma'_5 = \gamma * L * K_p + \gamma * L_3 * (K_p - K_a) \quad (\text{ec. 6.6.1.5})$$

5. Según Braja [12], se calcula el área del diagrama de presión.

$$P = 0.5 * \sigma'_2 * L + 0.5 * \sigma'_2 * L_3 \quad (ec. 6.6.1.6)$$

6. Braja [12] luego calcula la ubicación de la resultante de (P), en función del área de diagrama de presión.

$$z = \frac{L * (2 * K_p + K_a)}{3(K_p - K_a)} \quad (ec. 6.6.1.7)$$

7. Por otra parte, Braja [12], se calcula los coeficientes que acompañan a la ecuación de cuarto grado para la obtención de (L_4).

$$A_1 = \frac{\sigma'_5}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (ec. 6.6.1.8)$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (ec. 6.6.1.9)$$

$$A_3 = \frac{6P [2 * z * (K_p - K_a) + \sigma'_5]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (ec. 6.6.1.10)$$

$$A_4 = \frac{P [6 * z * \sigma'_5 + 4P]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (ec. 6.6.1.11)$$

8. Luego Braja [12] a partir de la ecuación de cuarto grado obtiene los valores teóricos para (L_4).

$$\text{solve } [L_4^4 + A_1L_4^3 - A_2L_4^2 - A_3L_4 - A_4 = 0, L_4] \quad (ec. 6.6.1.12)$$

9. Finalmente, según Braja [12] se determina la longitud total de la tablestaca a partir de la longitud de excavación más un aumento del 30% de la longitud de empotramiento.

$$L_{TOTAL} = L + 1.3 D \quad (ec. 6.6.1.13)$$

6.6.2 Muro Berlínés con 1 fila de anclajes que penetra en arenas

A continuación, a partir de figura 6.6.2, se analizan los principios de diseño de muro berlinés sin nivel freático que penetra arenas con una fila de anclajes; también se presentan el procedimiento para obtención del diseño de la viga, de los tablonos y de los anclajes, según Corsa [20].

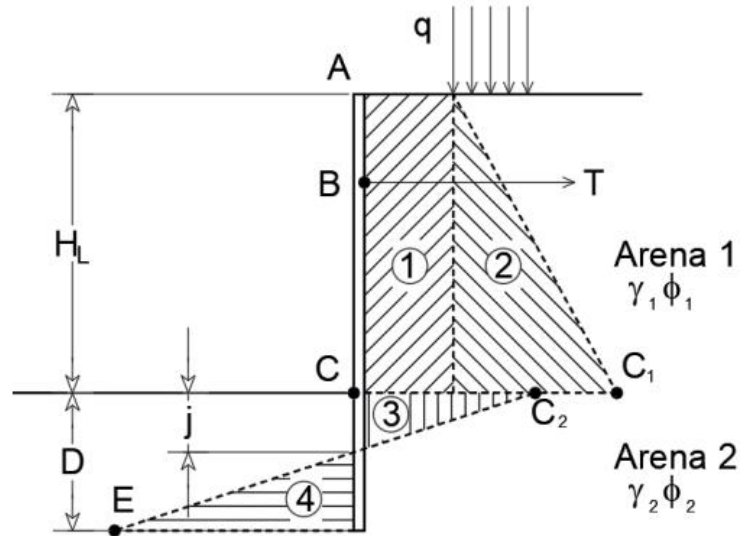


Figura 6.6.2 - Diagrama muro berlínés sin nivel freático que penetra arenas.
Fuente: Corsa [20].

Se presenta la metodología para la obtención de la longitud de empotramiento por debajo de la excavación requerida para asegurar la base del muro, además se determina la reacción del arriostre y el momento flector máximo del muro berlínés.

1. En primer lugar, Corsa [20] indica que debe asumirse la longitud de empotramiento inicial bajo el nivel o línea de dragado.
2. Corsa [20] calcula los coeficientes tanto de empuje activo como de empuje pasivo a partir del ángulo de fricción interna de suelos.

$$K_{a1} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1'}{2} \right) \quad (\text{ec. 6.6.2.1})$$

$$K_{p1} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1'}{2} \right) \quad (\text{ec. 6.6.2.2})$$

$$K_{a2} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_2'}{2} \right) \quad (\text{ec. 6.6.2.3})$$

$$K_{p2} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2'}{2} \right) \quad (\text{ec. 6.6.2.4})$$

3. Corsa [20] indica que se debe determinar las presiones de tierra a partir de coeficientes de empuje activos, de la sobrecarga y de los parámetros geométricos de la excavación.

$$P_A = q * K_{a1} \quad (ec. 6.6.2.5)$$

$$P_{C1} = K_{a1}(q + \gamma_1' * H_L) \quad (ec. 6.6.2.6)$$

$$P_{C2} = K_{a2}(q + \gamma_2' * H_L) \quad (ec. 6.6.2.7)$$

$$P_E = \gamma_2'(D - j) * (K_{p2} - K_{a2}) \quad (ec. 6.6.2.8)$$

4. Por otra parte, Corsa [20] determina la profundidad donde se localiza el cambio entre el empuje activo y el empuje pasivo, según la siguiente relación:

$$j = \frac{P_{C2}}{\gamma_2'(K_{p2} - K_{a2})} \quad (ec. 6.6.2.9)$$

5. Luego según Corsa [20], se calculan los empujes de cada zona para un muro de ancho unitario utilizando las áreas de presiones de tierra.

$$E_1 = P_A * H_L \quad (ec. 6.6.2.10)$$

$$E_2 = \frac{H_L(P_{C2} - P_A)}{2} \quad (ec. 6.6.2.11)$$

$$E_3 = \frac{j * P_{C2}}{2} \quad (ec. 6.6.2.12)$$

$$E_4 = \frac{P_E(D - j)}{2} \quad (ec. 6.6.2.13)$$

6. Corsa [20] clasifica los empujes resultantes en activos y pasivos.

$$E_a = E_1 + E_2 + E_3 \quad (ec. 6.6.2.14)$$

$$E_p = E_4 \quad (ec. 6.6.2.15)$$

7. Según Corsa [20], se comprueba la suposición inicial de la longitud de empotramiento inicial sea válida, luego se calcula la longitud total de empotramiento aumentando en un factor entre 20% y 30%.

$$FS_E = \frac{E_p}{E_a} \quad (ec. 6.6.2.16)$$

$$D_{EMPOTRAMIENTO} = 1,25 * D_{INICIAL} \quad (ec. 6.6.2.17)$$

8. Corsa [20] indica que se debe determinar mediante la diferencia de empujes activos y pasivos la fuerza que deberá soportar el arriostamiento.

$$T = Ep - Ea \quad (ec. 6.6.2.18)$$

9. Luego según Corsa [20], se debe calcular el momento flector máximo que se genera a la profundidad (x), donde la fuerza cortante es cero.

$$\text{solve} \left[T = P_A * x + \frac{P_{C1}-P_A}{2*H_L} * x^2, x \right] \quad (ec. 6.6.2.19)$$

10. Por otra parte, en Corsa [20], se establece el momento flector máximo a la profundidad (x) para cada prisma de empuje.

$$M_1 = \frac{P_A * x^2}{2} \quad (ec. 6.6.2.20)$$

$$M_2 = \frac{(P_{C1}-P_A) * x^3}{H_L * 3} \quad (ec. 6.6.2.21)$$

$$M_a = T * H_a \quad (ec. 6.6.2.22)$$

$$M_T = M_1 + M_2 - M_a \quad (ec. 6.6.2.23)$$

11. Finalmente, Corsa [20] determina la sección mínima que deberán tener las vigas del muro berlinés a partir del momento flector máximo actuante en cada viga.

$$M_{max} = \text{separación entre vigas} * M_T \quad (ec. 6.6.2.24)$$

$$f_b = 0.6 * f_y \quad (ec. 6.6.2.25)$$

$$S_{min} = \frac{M_{máx}}{f_b} \quad (ec. 6.6.2.26)$$

6.7 Descripción técnica de muro tablestacado y muro berlinés

Rojo [1] menciona que, a pesar de que ambos métodos de sostenimiento de suelo tienen en común el empuje de suelo que deben soportar, tienen una técnica constructiva distinta la cual implica maquinaria especializada para su correcto funcionamiento y un distinto procedimiento de instalación, diferencias las cuales repercuten directamente en los tiempos y los costos de la obra destinados al sistema de sostenimiento de suelo.

6.7.1 Descripción muro de tablestaca

El sistema de soporte de tablestacado consiste en un muro continuo conformado por perfiles de acero de ancho 1,5 metros aproximadamente, conectados entre sí, a través del borde en gancho que permite la unión entre los perfiles, hincados mediante vibración o golpeo, según Rojo [1].

En la figura 6.7.1 se muestra maquinaria especializada instalando un muro tablestacado, Rojo [1] menciona que esta corresponde ser una pieza prefabricada donde la dimensión longitudinal es muy superior a su sección transversal, las más utilizadas en la actualidad son las de acero, aunque también existen de hormigón, madera y de PVC, siendo generalmente un sistema de sostenimiento de carácter provisorio, aunque se tienen casos donde se instalan en forma permanente. El sistema pantalla completo de estacas conectadas unas a otra por las juntas de unión se denomina tablestacado.



Figura 6.7.1 - Instalación de tablestacas en Constitución.
Fuente: Mecanotubo Chile [3].

6.7.1.1 Utilización muro de tablestaca

Henríquez [2] menciona que se utiliza este sistema de sostenimiento lateral de suelo en zonas donde haya presencia de napa freática, ya que permite otorgar estanqueidad al sistema generando una gran resistencia al suelo y al agua presente en el suelo, recomendable su utilización en terrenos arenosos, granulares finos y suelos finos en general de fácil penetración, ya que su proceso de hincado puede verse afectado si se entierra en suelos gravosos o con bolones de roca, ya que pueden dañar la estructura en forma permanente, por lo cual, es de suma importancia evaluar el tipo de suelo previamente para verificar su correcto funcionamiento.

Rojo [1] argumenta que se utilizan mucho en obras portuarias donde se requiere generar una estanqueidad, o en obras donde es necesario generar una protección fluvial, aunque no es usual utilizar este tipo de soporte de suelo en excavaciones de edificios, puede utilizarse en forma temporal.

6.7.1.2 Tipos de muro de tablestacas

Rojo [1], indica que el desarrollo de materiales para la construcción de los tablestacados ha avanzado durante los últimos años, pudiéndose encontrar en el mercado actual tablestacas de aluminio, polímeros vinílicos (*PVC*) y compuestos de fibra de polímero reforzado (*FRP*).

Sin embargo, para el alcance de este estudio, el sistema tablestaca que se evaluará son los perfiles de acero que ofrece al mercado de la geotecnia la empresa “Mecanotubo Chile”, ya que actualmente abarca variadas soluciones para darle soporte a edificaciones y obras de infraestructura, cuenta con un sistema de hincado y retiro de tablestacas, entregando al mercado 3 modelos distintos a elegir en Chile, como se muestra en la tabla 6.7.1.2.(a).

Tabla 6.7.1.2.(a) - Algunos modelos de tablestacas comerciales ofrecidos en Chile.

Modelo tablestacado	Largo (m)	Ancho perfil (mm)	Alto pared (mm)	Peso (kg/m)	Área de la sección (cm ²)	Espesor (mm)	Calidad acero
HOESCH1805	12 - 19	1150	350	144	183	9,9 – 10,8	S 355 GP
AZ 26-700	12 - 19	1400	459	193.9	247	10 – 13,5	S 460 AP
KL III	6	700	150	61,5	78,3	8	S 275 JR

Fuente: Mecanotubo [3].

Hay distintos tipos de tablestaca y diferentes materiales el cual componen este elemento, pero solamente se estudiará la tablestaca más utilizada a nivel nacional, la cual corresponde a ser la que está compuesta por acero.

Según Henríquez [2], las tablestacas laminadas en caliente son más grandes y tienen un rango más amplio de resistencias, pudiendo trabajar en condiciones extremadamente severas en comparación con las laminadas en frío.

En la figura 6.7.1.2. se muestra un corte transversal del perfil tablestacado AZ 26 – 700 utilizados en los casos de estudio, las unidades están en milímetros, según Mecanotubo [3].

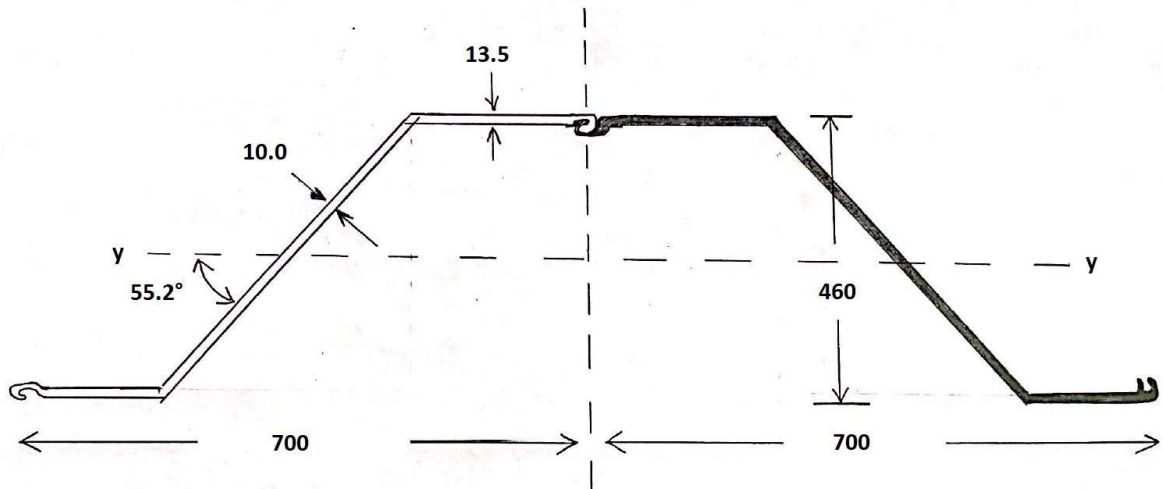


Figura 6.7.1.2 – Perfil transversal tablestacas AZ 26-700, unidades en (mm). Fuente: Elaboración propia.

En tabla 6.7.1.2.(b).se muestran algunas propiedades y valores constantes para perfiles tablestacados de acero.

Tabla 6.7.1.2.(b) - Valores constantes para perfil de acero.

Módulo de Young	$2,0 \times 10^5$	N/mm^2
Módulo de corte	$7,7 \times 10^4$	N/mm^2
Razón de Poisson	0,3	<i>adimensional</i>
Coefficiente de expansión térmica	12×10^6	$1/^\circ C$

Fuente: Technical Standards in Japan [15].

6.7.1.3 Proceso constructivo muro de tablestacas

Según Mecanotubo [3] para la correcta instalación se sugiere realizar previamente una estructura que sirva de guía, la cual se utiliza para el alineamiento de las tablestacas, dependiendo del tipo de terreno, vale decir, si es un terreno blando, es necesaria una estructura de guía, en caso contrario es conveniente una doble guía distanciadas por el espesor de la pared de la tablestaca más un par de centímetros, esto para evitar que se hinquen en forma incorrecta y que se desalineen. Muchas veces siendo ayudado en la hinca con inyección de agua para reducir el rozamiento entre la estructura y el suelo.

Además, Mecanotubo [3] argumenta que para facilitar el hincado se recurre a engrasar las juntas de unión para facilitar el deslizamiento entre estas, y para evitar deformaciones se utiliza sombreretes o casco de protección que distribuye la onda de choque de la maza al momento de golpearla y la almohadilla asegura el buen soporte del sombrerete con el borde superior de la tablestaca, reduciendo el ruido que emite el hincado.

A continuación, se enumeran los principales pasos a seguir en la instalación del tablestacado, según Mecanotubo [3].

1. La máquina engancha la tablestaca con cadenas, le levanta y le apoya contra otra tablestaca.
2. Se engancha la tablestaca y se aprieta con la pinza de sujeción.
3. Se inserta al riel de la tablestaca aladaña, se abre la pinza, se regula la tablestaca con nivel y se coloca vertical.
4. Se aprieta la pinza y se baja el martillo vibratorio hidráulico, el cual mediante vibración y presión va enterrando el perfil de tablestaca en el terreno, luego de 2 metros se revisa el nivel sin abrir la pinza.
5. Se sigue bajando con vibración, luego de 2 metros se revisa el nivel nuevamente.
6. Luego de 6 metros enterrada no se puede regular más el nivel y se vibra hasta la profundidad indicada por el proyectista.

En la figura 6.7.1.3.c se esquematiza el proceso constructivo de muro tablestacado, según Mecanotubo [3].



Figura 6.7.1.3 - Proceso instalación sistema sostenimiento tablestaca. Fuente: Mecanotubo [3].

6.7.1.4 Principales dificultades en la instalación de tablestacas

Como en todos los procesos constructivos, existen dificultades. Esta vez generados en la hincada de la tablestaca, donde los más recurrentes pueden describirse a continuación, según Rojo [1].

- Al ser hincadas no quedan alineadas en su lugar teórico, esto puede deberse a la presión que ejerce el suelo sobre las juntas, permitiendo que se abran y de esta forma no mantener su posición, también puede deberse debido a la presencia de obstáculos en el terreno.
- En caso de que el terreno el cual se está siendo preparado para excavación fuera relleno y se compacta durante el proceso de construcción, puede generar una distribución de presiones que es capaz de desacoplar las juntas.
- Puede también haber un vuelco de piezas sucesivas que se hincan, generándose un desalineamiento como efecto de abanico, producido por la presión del suelo sobre la tablestaca, esto puede generar que la longitud teórica en la superficie sea menor que la real y la longitud real en la base de la pantalla sea menor que la teórica.

6.7.1.5 Extracción muro de tablestaca

Rojo [1] menciona que, respecto a la extracción, generalmente se retiran debido a que su uso puede ser provisional. Con la intención de que su extracción permita la reutilización en otros proyectos se sugiere retirar en forma cuidadosa para evitar daños y torceduras de la tablestaca. Cabe mencionar, que en algunas oportunidades la extracción no se puede realizar, dado que muchas veces se corta la tablestaca al nivel de terreno dejando la longitud de empotramiento dentro del suelo, evitando la socavación del suelo.

Además, según Rojo [1], las mismas maquinarias para el hincado son los mismos para la extracción si esta fue introducida por vibrado, si el suelo es arenoso también se recomiendan la inyección de agua para sacar la pieza del terreno. Para la extracción de la tablestaca mediante martinets la fuerza de tracción que debe ejercer la grúa tiene que ser 3 veces mayor que el peso del extractor por golpeo más el peso de la tablestaca. Además, se indica que, si la extracción se realiza con vibración, la fuerza de tracción debe ser igual a la suma del peso del extractor más el peso de la tablestaca sumándole la cuarta parte de la fuerza centrífuga del vibrador.

6.7.1.6 Ventajas del sistema muro tablestacado

Rojo [1] indica que el sistema tablestacado se recomienda en obra para otorgar estanqueidad al sistema, es decir, se utiliza para sostenimiento lateral de suelos en donde haya presencia de napa freática. Es recomendable para suelos granulares fino, donde en suelos finos la profundidad que puede alcanzar depende netamente de la longitud del elemento tablestacado. No se recomienda para terrenos con gravas o bolones, ya que en el proceso de hinca se puede ver interrumpido. Altamente recomendable para obras portuarias u obras que requieren protecciones fluviales, no es usual utilizar este tipo de sostenimiento en excavaciones de edificios, aunque sí se puede utilizar de manera temporal.

Principales ventajas en el uso del tablestacado de acero, según Rojo [1]:

- Son relativamente ligeras permitiendo un fácil manejo en su instalación.
- Tienen una gran resistencia a la flexión generado por el empuje de suelos.
- Se produce una estanqueidad óptima, esto debido a las juntas que permiten una impermeabilización entre el suelo, por lo cual, es utilizable en presencia de nivel freático.
- Facilidad en la instalación, inclusive en suelos de dificultosa penetración, implicando una hinca fácil en muchos casos.
- Una vez que se instalan, se puede proceder inmediatamente a la excavación, debido a que son piezas prefabricadas y no necesitan estabilizarse una vez instaladas.

6.7.1.7 Desventajas del sistema muro tablestacado

Principales desventajas en el uso del tablestacado de acero, según Rojo [1]:

- En la instalación se pueden presentar problemas si hay presencia de materiales rocosos.
- En zonas húmedas pueden producirse corrosión en el almacenaje, por lo cual, se recomienda almacenar en lugares secos sin mucha re-oxigenación, ya que pueden deteriorar el elemento durante el almacenaje.
- Debe instalarse por personas que sepan el proceso de hincado, ya que pueden producirse problemas en la hinca al no mantener la ubicación teórica en las juntas.
- Debe construirse en su totalidad todo el sistema tablestacado para recién ahí comenzar la excavación en el terreno, muchas veces esto puede presentar una desventaja debido a que los tiempos son acotados en la construcción.

6.7.1.8 Ejemplo proyectos muro de tablestacas en Chile

A modo ilustrativo se presentan las figuras 6.7.1.8.(a) y 6.7.1.8.(b) que muestran los sistemas tablestacados en la región del Maule y región de Biobío en Chile, ambos proyectos se llevaron a cabo durante el año 2017.



Figura 6.7.1.8.(a) - Tablestacas borde costero en Constitución región del Maule, Chile. Máquina RTG. "Arrigoni Ingeniería y Construcción S.A". Fuente: Mecanotubo [3].



Figura 6.7.1.8.(b) - Tablestacas en Puerto Coronel región del Biobío, Chile. Máquina RTG. "Claro Vicuña Valenzuela S.A". Fuente: Mecanotubo [3].

6.7.2 Descripción técnica del muro berlines

El sistema de soporte denominado muro berlinés consiste en construir un muro continuo conformado mediante el hincado de perfiles (H) de acero que equidistan entre 1 - 3 metros aproximadamente, conectados por tablonces de madera, hormigón o acero, según Errazuriz [4].

En este trabajo de título se considera un muro berlinés conectado por tablonces de madera, los cuales se van colocando a medida que avanza la excavación. Muchas veces se utilizan anclajes de barras o cables, como se verá en los modelos desarrollados más adelante en software, en donde es necesaria la utilización de máquinas perforadoras. En la figura 6.7.2 se muestra un sistema de sostenimiento de suelos muro berlinés.



Figura 6.7.2 - Sostenimiento de suelo muro berlinés.
Fuente: "Proyectos Especiales, Ferrara".

6.7.2.1 Utilización del muro berlinés

Éste es conocido por ser un sistema de contención de suelos económico en comparación con otros métodos; su construcción es fácil y rápida, de baja complejidad. Este sistema se desarrolla en obras pequeñas y medianas para soportar suelos arenosos o finos, tanto de manera continua y temporal, en donde la profundidad de la excavación soportada por este método recomendada va en un rango de 3 a 8 metros. Debido a que se utilizan generalmente tablonces de madera para contener el suelo entre los perfiles de acero, estos son susceptible a que se filtre agua directamente a través del muro en caso se encuentre bajo una napa freática la excavación, en tales casos muchas veces es necesaria la utilización de un sistema de agotamiento del nivel freático, lo cual tiene una implicancia económica adicional en el proyecto, según Henríquez [2].

6.7.2.2 Materiales del muro berlinés

En la ejecución del muro berlinés se pueden utilizar distintos perfiles metálicos, pudiendo utilizarse perfil doble (T) o (H), y se unen con los tablonces mediante el uso de pequeñas cuñas, también se puede hacer un perfil compuesto por dos secciones (C) unidas entre sí con placas metálicas, según Alarcón [5].

Además, Alarcón [5] menciona que la función que cumplen los perfiles de acero es de recibir las cargas aplicadas por el empuje de suelo, mientras tanto que los tablonces de madera transmiten las cargas hacia los perfiles. Los tablonces recomendados son de largos entre 1 - 3 metros de largo y de 50 - 80 mm de espesor.

Para efectos de este estudio se trabajará con el perfil (IPN) 400 laminado, con una sección en forma de doble T , también llamada perfil I . Las caras exteriores de las alas son perpendiculares al alma y las interiores presentan una inclinación del 14% respecto de las exteriores, de esta forma se tiene un grueso creciente hacia el centro. Las uniones entre las caras interiores de las alas y entre las caras del alma están redondeadas, donde las alas tienen un canto con arista exterior viva y arista interior redondeada, muy utilizada en sistemas de sostenimiento de suelos. Cabe mencionar que los perfiles existentes en el mercado son muy variados, lo cual influye en una ventaja de este método, ya que los materiales necesarios son de fácil adquisición, según Alarcón [5].

En la figura 6.7.2.2.(a) se muestra el perfil utilizado en los casos de análisis para muro berlinés, mientras que en la figura 6.7.2.2.(b) se muestran vigas de madera de distintos espesores.



Figura 6.7.2.2.(a) – Viga IPN 400 de acero laminada en caliente ASTM A36.
Fuente: Profesional GNEE.



Figura 6.7.2.2.(b) – Vigas de madera de distintos espesores para muro berlinés.
Fuente: Grupo Pazos.

6.7.2.3 Proceso constructivo del muro berlinés

A continuación, se enumeran los principales pasos a seguir en la instalación del muro berlinés, según Alarcón [5].

1. Hincar los perfiles de acero a través de máquinas martinets, que hundan los perfiles de acero en forma vertical de forma que calcen los tablonces de madera y se respete la geometría estipulada por el proyectista.
2. Agotamiento de la napa freática si es necesario, utilizando sistemas de bombeo de agua, en forma de que funcione eficientemente el muro berlinés.
3. Excavación del suelo mediante máquinas excavadoras, hasta la profundidad definida por el proyectista e ir colocando los tablonces entre los perfiles de acero.
4. En caso de ser necesario y así determine el proyectista se deben colocar anclajes mediante máquinas perforadoras a medidas que avanza la excavación.
5. Se debe rellenar la zona excavada detrás de los tablonces, esto para disminuir la presión de poros del suelo en caso de excavar más suelo de la cuenta.
6. Se debe colocar longuerinas entre perfiles con la intención de fijar los anclajes a la altura correspondiente y a lo largo del muro berlinés, para luego tensar los anclajes de forma que cumplan con su propósito según lo especificado en el diseño.

En la figura 6.7.2.3 se esquematiza el proceso constructivo de muro berlines, según Alarcón [5].

 <p>1. Hincado del perfil de acero con maquinaria especializada.</p>	 <p>2. Agotamiento napa freática.</p>
 <p>3. Excavación del suelo a medida que se avanza en el muro berlines.</p>	 <p>4. Perforación y colocación de anclajes cuando así lo requiera el proyecto.</p>
 <p>5. Relleno en la zona detrás del tablón para disminuir presión de poros.</p>	 <p>6. Colocación de longuerinas y tensado de anclajes.</p>

Tabla 6.7.2.3 - Proceso instalación sistema sostenimiento muro berlines. Fuente: Alarcón [5].

6.7.2.4 Retiro del muro berlinés

El desmontaje se debe iniciar por la parte inferior de la excavación trabajando desde afuera de la zanja, levantando con ganchos o cuerdas el material y con gran precaución, ya que las condiciones finales del terreno pueden ser peores que las condiciones iniciales, según Alarcón [5].

6.7.2.5 Ventajas del sistema muro berlinés

Además, Alarcón [5] indica que en aquellos casos en que no sea estrictamente necesario un muro impermeable y rígido, el muro berlinés es la solución más económica y flexible. Al tener permeabilidad, impide el aumento de presiones hidráulicas perjudiciales detrás del muro, si la excavación se encuentra por debajo de la napa freática se debe recurrir al uso de sistemas de agotamiento de napa.

Principales ventajas de utilizar el sistema de sostenimiento muro berlinés, según Alarcón [5]:

- Este método es de fácil construcción debido a la simplicidad en su armado, esto es fundamental para poder emplearlo y capacitar personal en forma rápida para su ejecución.
- Corresponde ser un sistema de bajo costo en comparación con otros métodos convencionales.
- Otra ventaja fundamental es el rápido armado y a medida que avanza la excavación, donde el tiempo de ejecución en la construcción es muchas veces el factor predominante.
- La utilización de este método está asociado generalmente a suelos arenosos y finos.

6.7.2.6 Desventajas del sistema muro berlinés

Principales desventajas de utilizar este sistema de sostenimiento, según Alarcón [5]:

- No es recomendable en suelos gruesos o granulares.
- Se utiliza generalmente en obras pequeñas o medianas de entre 3 y 8 metros de profundidad, aunque existen proyectos mayores donde se han aplicado, pero deben realizarse con cuidados especiales y bastantes procesos de excavación.
- En suelos con un alto nivel freático no es recomendable, no solo porque existen costos asociados a la disminución del nivel freático, sino también que existe la posibilidad que esos suelos se sigan cargando con nivel freático, elevando los costos del procedimiento.

6.7.2.7 Ejemplos de proyectos de muro berlinés en Chile

A modo ilustrativo se presentan 3 obras de sistemas muro berlinés en la región Valparaíso de Chile, por la empresa de ingeniería y obras geotécnicas “Ferrara”, en las figuras 6.7.2.7.(a) y 6.7.2.7.(b).



Figura 6.7.2.7.(a) - Muro berlinés, edificio CPECH en Viña del Mar, región de Valparaíso, Chile. Fuente: Inmobiliaria Metropolitana”.



Figura 6.7.2.7.(b) - Muro berlinés, edificio BORDEMAR en Reñaca, región de Valparaíso, Chile. “Inmobiliaria Bezanilla”. Fuente: “Ferrara”.

6.8 Maquinaria en ambos sistemas de sostenimiento de suelos

6.8.1 Máquina excavadora

En la figura 6.8.1.(a), se observa la máquina excavadora “Kobelco SK210” con función hidráulica, es ideal para obras livianas, aunque presenta limitaciones para hincar tablestacas muy largas e inexactitud para hincar en forma vertical el perfil tablestacado de obras de mucha profundidad, según Rojo [1].

Estas máquinas encargadas del movimiento de tierras se utilizan durante distintas etapas de construcción, debido a que se usan para la excavación del terreno donde se desarrollará la obra. Esta máquina consta de una pala accionada hidráulicamente y está montada sobre orugas, excava tanto el suelo sobre y bajo la cota del terreno, se pueden utilizar en diversos suelos, ya sea, gravosos, arenosos, suelos con contenido de finos, pero no se recomienda para uso en rocas para evitar daños en la pala de la excavadora. En caso de que se requiera ejercer más fuerza para excavar, esta situación se puede dar en suelos duros o donde no se logra una buena posición de sujeción de la máquina con el suelo que la soporta, se puede desplegar unos estabilizadores laterales, que entregan fijación al terreno y se logra que la máquina quede horizontal, según Rojo [1].

En la figura 6.8.1.(b) se muestra máquina excavadora “Caterpillar 320” sin la pala, de esta forma es posible instalar un vibro martillo hidráulico para instalación de tablestacas o perfiles para un muro berlínés.



Figura 6.8.1.(a) – Máquina excavadora “Kobelco SK210”. Fuente: Archivo propio.



Figura 6.8.1.(b) – Máquina excavadora “Caterpillar 320”. Fuente: Archivo propio.

6.8.2 Vibrador y grúa

En la figura 6.8.2.(a), en la máquina “Hyundai” se observa el martillo vibratorio hidráulico colgando de la grúa con unidad hidráulica aparte. En los sistemas de vibración, con los vibros de alta frecuencia y regulación continua hincan paredes de tablestacas, cuando las capas duras de suelo dificultan la introducción de las paredes de tablestacas con el vibro, se puede utilizar la máquina “RTG RG 19T”, para montar una perforadora simple y una barrera helicoidal. En el caso de la hinca de pilotes se pueden utilizar martillos hidráulicos como martinete diésel para instalación de perfiles a presión o martillo vibratorio hidráulico, según Mecanotubo [3].

En la figura 6.8.2.(b) se muestra el vibro martillo hidráulico de tablestacas de la serie FYV de la marca FANYATOP, que es apto para el apilado y tracción en diferentes condiciones geológicas, a excepción de capa de roca dura. Es un martillo perforador y extractor, ampliamente utilizado en distintos proyectos de cimentación. Licua el suelo alrededor del pilote mediante una fuerza de excitación periódica, de modo que se reduce la fricción entre el pilote y el suelo. La pila se hunde en el suelo por su propio peso y el peso del vibro martillo. Si es necesario, se puede aplicar fuerza adicional hacia abajo. Si se aplica una fuerza hacia arriba a la pila, esta se puede sacar del suelo. El vibro martillo hidráulico casi no produce ruido ni contaminación cuando se apila y tiene la ventaja que puede funcionar bajo el agua. Es fácil de instalar en el brazo de una excavadora mediante el uso de la fuerza motriz del propio sistema hidráulico de la excavadora, según Mecanotubo [3].

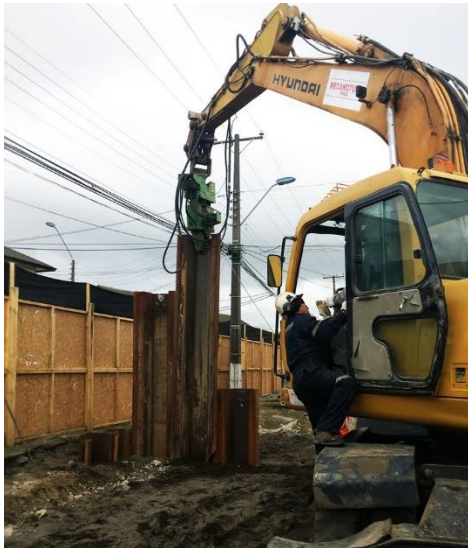


Figura 6.8.2.(a) – Máquina Hyundai con martillo vibratorio hidráulico, en Villa Alemana.
Fuente: “Mecanotubo Chile”. 2022.



Figura 6.8.2.(b) – Martillo vibratorio hidráulico.
Fuente: “Fanya”. 2022.

6.8.3 Máquina para hincado y extracción de tablestacas

En las figuras 6.8.3.(a) y 6.8.3.(b) se muestra la máquina “RTG RG 19T”, que se utiliza para el hincado y extracción de tablestacas, el cual mejora la productividad y la seguridad de una obra. Su principal característica es que se requieren menores tiempos de ejecución y reducción de trabajadores para su operación, solo 2 personas. Esta máquina cuenta con un mástil telescópico diseñado para transferir altas fuerzas de tracción. Con el sistema de vibración, el hincado de perfiles se realiza mediante un vibrohincador, según Mecanotubo [3].



Figura 6.8.3.(a) – Máquina RTG RG 19T instalando una tablestaca, Constitución. Fuente: “Mecanotubo Chile”. 2022.



Figura 6.8.3.(b) – Detalle de máquina RTG RG 19T, Constitución. Fuente: “Mecanotubo Chile”. 2022.

7 Casos de estudio y resultados

7.1 Análisis de sensibilidad en sistema tablestacado para distintas alturas de contención, tipos de suelos y nivel freático, con sollicitación sísmica

Para la modelación de los muros de contención, se utiliza el programa GEO 5 V. 2022, versión estudiante, para alturas de contención de 3 y 5 metros, donde se obtienen los resultados de la verificación de muros pantalla para estructuras de 12, 15 y 19 metros de longitud, para suelos arenosos y suelos cohesivos, sin nivel freático y con variación en los niveles del mismo por delante y detrás de la estructura, a fin de dar a entender el comportamiento y ver si una sección será satisfactoria según las condiciones de excavación, tipo de suelo y nivel freático.

Se asumen las siguientes consideraciones, según las recomendaciones del profesor guía:

- Todos los modelos se considera una sobrecarga permanente de $15 \frac{kN}{m^2}$
- Todos los modelos se considera un empuje sísmico $k_v = 0$, $k_h = 0,2$

Las propiedades consideradas de los suelos, según las recomendaciones del profesor guía y la comisión de título:

- Suelos no cohesivos:

No cohesivo tipo 1: Peso unitario $14 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 30° , cohesión de suelo 0 kPa , ángulo de fricción estructura - suelo 14° , suelo granular, peso unitario de suelo saturado $19 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson 0,25, módulo edométrico 15 MPa . Suelo considerado hasta los 6 m de profundidad.

No cohesivo tipo 2: Peso unitario $17 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 35° , cohesión de suelo 0 kPa , ángulo de fricción estructura suelo 14° , suelo granular, peso unitario de suelo saturado $22 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson 0,3, módulo edométrico 65 MPa . Suelo considerado desde los 6 m de profundidad.

- Suelos cohesivos:

Peso unitario $17 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 24° , cohesión de suelo 75 kPa , ángulo de fricción estructura suelo 14° , coeficiente de Poisson 0,4, módulo edométrico 15 MPa .

Las propiedades consideradas del tablestacado, según recomendaciones del profesor guía:

- Se analizará 1 solo tipo de tablestaca, modelo AZ 26-700, acero EN 10248-1: S 355 GP.

“GEO 5 V. 2022 es un conjunto de soluciones de software de gran alcance para resolver problemas geotécnicos por métodos analíticos tradicionales y por el método de elementos finitos, este programa proporciona un avanzado diseño de muros de contención por el método de análisis no lineal elástico - plástico. Permite el modelado del comportamiento real de la estructura utilizando etapas de construcción, cálculo de deformación y presiones actuando sobre la estructura, la verificación de la estabilidad interna de los anclajes, de secciones transversales, y la capacidad portante de los anclajes, Finesoftware [22].”

Se realiza un análisis según la norma *LRFD – Standard* (diseño por factor de carga y resistencia), la cual viene incluida en el software GEO 5 V. 2022. El análisis según *LRFD* introduce dos tipos de coeficientes de diseño modificando la magnitud de la carga (factores de carga) y coeficiente de reducción de resistencia del suelo (factores de resistencia), *LRFD* se implementa en el programa para realizar análisis de muros o estructuras de contención, según Finesoftware [22].

Las consideraciones para los casos de estudio, según las recomendaciones del profesor guía:

- Para las alturas de contención de 3 y 5 metros de profundidad, se muestra la comparación para 4 casos donde se va disminuyendo la napa delante y detrás de la estructura, con el nivel freático variando 1, 3 y 5 metros bajo la cota de terreno, delante y por detrás de la estructura, también se incluye el caso sin nivel freático. Además, se varía la longitud de la tablestaca, para los casos de 12, 15 y 19 metros.
- Para los casos donde el análisis se indica con (-), corresponde ser casos donde la estructura no es estable bajo los criterios de la configuración de análisis, por lo que se recomienda cambiar la sección o utilizar otra estructura de contención de suelos.

Las consideraciones para los anclajes, según recomendaciones del profesor guía:

- Para el anclaje se asume a una profundidad de 1,5 *m*, longitud libre de 9,5 *m*, longitud de raíz 3,0 *m*, pendiente 15°, espaciados cada 2,5 *m*, donde se considera un diámetro de 32 *mm*, y un módulo de elasticidad de 210000 *MPa*, y la fuerza de tesado de 240 *kN*. Se consideraron 3 etapas de construcción, donde se varía el estrato del terreno a 2,5 *m*, luego se colocan los anclajes y en la tercera etapa se vuelve a excavar hasta los 5 metros y ahí recién se ingresa el sismo, si consideramos el sismo desde la primera etapa de construcción, todos los resultados estudiados son inestables.

En la figura 7.1 se muestra el perfil tablestacado para una altura de contención de 3 metros en suelos arenosos con el software GEO 5. V. 2022.

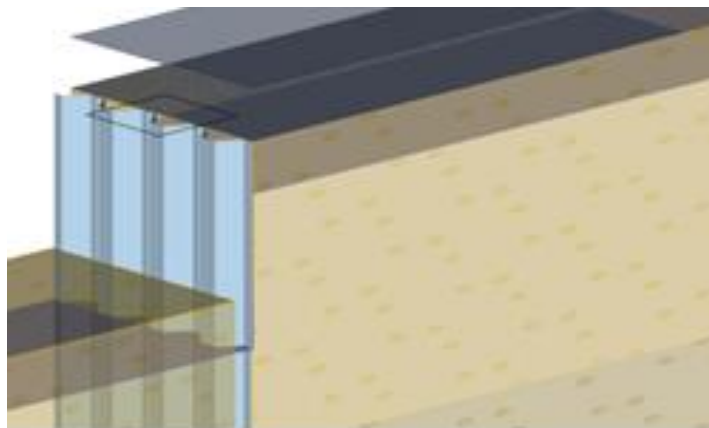


Figura 7.1 – Altura de contención de 3 metros tablestacado suelos arenosos. Fuente: Elaboración propia.

7.1.1 Casos de alturas de contención 3 metros, para muro tablestacado

A continuación, se presentan los resultados para alturas de contención de 3 metros para suelos arenosos con muro tablestacado. A partir de los resultados obtenidos en GEO 5 V. 2022, se muestra la tabla 7.1.1.(a), respecto al comportamiento del muro tablestacado en los suelos arenosos para muros de contención de 3 metros sin anclajes, podemos apreciar que los resultados fueron satisfactorios solamente en 2 casos. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

- Análisis de sensibilidad para altura de contención de 3 metros:

Tabla 7.1.1.(a) - Suelos arenosos altura de contención de 3 metros, muro tablestacado, en condición sísmica.

Modelos			Análisis			Solicitaciones		
Largo tablestaca (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	4	-	-	-	-	-	-
	3	6	-	-	-	-	-	-
	5	8	359,40	817,05	260,1	88,5	21,2	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	397,11	893,10	270,4	96,8	23,5	Satisfactorio
15	1	4	-	-	-	-	-	-
	3	6	-	-	-	-	-	-
	5	8	463,18	1238,53	523,2	134,2	27,4	Inaceptable
	Sin napa	Sin napa	537,60	1362,41	517,1	147,6	31,8	Inaceptable
19	1	4	-	-	-	-	-	-
	3	6	-	-	-	-	-	-
	5	8	786,52	2293,54	1467,4	248,5	46,5	Inaceptable
	Sin napa	Sin napa	804,62	2197,14	1112,1	238,0	47,5	Inaceptable

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, en la tabla 7.1.1.(b), se verifica que no exista fallo por flujo de agua bajo el tablestacado para suelos arenosos en alturas de contención 3 metros.

Tabla 7.1.1.(b) – Verificación del fondo para suelos arenosos altura de contención de 3 metros, muro tablestacado, en condición sísmica.

Modelos			Verificación fallo por flujo de agua			
Largo tablestaca (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Gradiente hidráulica crítica i_c	Gradiente hidráulica i	Factor de seguridad $F.S$ $\frac{i_c}{1,25} > i$	Verificación
12	1	4	-	-	-	-
	3	6	-	-	-	-
	5	8	0,90	0,27	0,72 > 0,27	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-
15	1	4	-	-	-	-
	3	6	-	-	-	-
	5	8	0,90	0,18	0,72 > 0,18	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-
19	1	4	-	-	-	-
	3	6	-	-	-	-
	5	8	0,90	0,12	0,72 > 0,12	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto al comportamiento del muro tablestacado en los suelos cohesivos para muros de contención de 3 metros sin anclajes, se muestra la tabla 7.1.1.(c). Se aprecia que los resultados fueron satisfactorios en todos los casos. A medida que se deprime la napa freática, existe una disminución de la máxima fuerza de corte, disminución del momento máximo y disminución del desplazamiento máximo, además se observa que al no existir nivel freático los esfuerzos y desplazamientos máximos son menores que si se estuviera en presencia de abundante nivel freático, pero son mayores en comparación con una napa freática muy rebajada. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

Tabla 7.1.1.(c) - Suelos cohesivos altura de contención de 3 metros, muro tablestacado, en condición sísmica.

Modelos			Análisis			Solicitaciones		
Largo tablestaca (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	4	144,39	262,67	43,0	28,5	8,5	Satisfactorio
	3	6	69,89	143,23	22,2	15,5	4,1	Satisfactorio
	5	8	77,79	160,99	20,8	17,4	4,6	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	93,44	191,94	26,4	20,8	5,5	Satisfactorio
15	1	4	176,70	396,64	78,8	43,0	10,4	Satisfactorio
	3	6	85,14	174,54	28,2	18,9	5,0	Satisfactorio
	5	8	92,74	190,25	25,2	20,6	5,5	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	120,14	275,22	41,2	29,8	7,1	Satisfactorio
19	1	4	218,54	796,13	260,1	86,3	12,9	Satisfactorio
	3	6	105,77	250,76	45,1	27,2	6,2	Satisfactorio
	5	8	113,23	244,53	35,0	26,5	6,7	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	155,92	490,40	96,7	53,1	9,2	Satisfactorio

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, en la tabla 7.1.1.(d), se verifica que no exista fallo por flujo de agua bajo el tablestacado para suelos cohesivos en alturas de contención 3 metros.

Tabla 7.1.1.(d) – Verificación del fondo para suelos cohesivos, altura de contención de 3 metros, muro tablestacado, en condición sísmica.

Largo tablestaca (m)	Modelos		Verificación fallo por flujo de agua			Verificación
	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Gradiente hidráulica crítica i_c	Gradiente hidráulica i	Factor de seguridad $F.S$ $\frac{i_c}{1,25} > i$	
12	1	4	1,00	0,16	0,80 > 0,16	Satisfactorio
	3	6	1,00	0,20	0,80 > 0,20	Satisfactorio
	5	8	1,00	0,27	0,80 > 0,27	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-
15	1	4	1,00	0,12	0,80 > 0,12	Satisfactorio
	3	6	1,00	0,14	0,80 > 0,14	Satisfactorio
	5	8	1,00	0,18	0,80 > 0,18	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-
19	1	4	1,00	0,09	0,80 > 0,09	Satisfactorio
	3	6	1,00	0,10	0,80 > 0,10	Satisfactorio
	5	8	1,00	0,12	0,80 > 0,12	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

7.1.2 Casos de altura de contención 5 metros sin anclajes, para muro tablestacado

A continuación, se presentan los resultados para alturas de contención de 5 metros sin anclajes, para muro tablestacado. A partir de los resultados obtenidos en GEO 5 V. 2022, se muestra la tabla 7.1.2.(a), respecto al comportamiento del muro tablestacado en los suelos arenosos para muros de contención de 5 metros sin anclajes, la sección es inestable en los casos analizados, el perfil de tablestaca comercial analizado no resiste las solicitaciones superando su capacidad a flexión para casos sin nivel freático con longitud del elemento de 15 y 19 metros. Cabe mencionar que el parámetro que controla la estabilidad en estos casos es el sismo considerado. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

- Análisis de sensibilidad para altura de contención de 5 metros, sin anclajes:

Tabla 7.1.2.(a) - Resultados para suelos arenosos, altura de contención de 5 metros, sin anclajes, muro tablestacado.

Largo tablestaca (m)	Modelos		Análisis			Solicitaciones		
	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	6	-	-	-	-	-	-
	3	8	-	-	-	-	-	-
	5	10	-	-	-	-	-	-
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-	-	-
15	1	6	-	-	-	-	-	-
	3	8	-	-	-	-	-	-
	5	10	-	-	-	-	-	-
	Sin napa	Sin napa	831,28	1953,59	1049,1	211,7	49,9	Inaceptable
19	1	6	-	-	-	-	-	-
	3	8	-	-	-	-	-	-
	5	10	-	-	-	-	-	-
	Sin napa	Sin napa	1046,31	3027,58	2001,8	328,0	61,8	Inaceptable

Fuente: Elaboración propia.

En relación con el comportamiento del muro tablestacado en los suelos cohesivos para muros de contención de 5 metros sin anclajes, se muestra que los resultados fueron satisfactorios en la mayoría de los casos, según tabla 7.1.2.(b). A medida que se deprime la napa freática, existe una disminución de la máxima fuerza de corte, del momento máximo y del desplazamiento máximo, además se observa que al no existir nivel freático los esfuerzos y desplazamientos máximos son menores que si se estuviera en presencia de abundante nivel freático, pero son mayores en comparación con una napa freática muy rebajada. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

Tabla 7.1.2.(b) - Resultados para suelos cohesivos, altura de contención de 5 metros, sin anclajes, muro tablestacado.

Modelos			Análisis			Solicitaciones		
Largo tablestaca (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	6	360,85	1038,86	343,8	113,6	21,3	Inaceptable
	3	8	192,45	526,16	124,1	57,0	11,4	Satisfactorio
	5	10	132,99	424,83	91,3	46,0	7,9	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	140,98	451,31	94,6	48,9	8,3	Satisfactorio
15	1	6	412,85	1477,12	600,7	160,0	24,4	Inaceptable
	3	8	229,89	694,38	185,8	75,2	13,6	Satisfactorio
	5	10	154,68	517,45	121,6	56,1	9,1	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	198,14	645,82	156,7	70,0	11,7	Satisfactorio
19	1	6	654,17	2502,77	1564,0	271,2	38,7	Inaceptable
	3	8	288,75	1055,30	372,0	114,3	17,1	Inaceptable
	5	10	199,66	699,88	198,00	75,8	11,8	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	306,96	1027,17	330,6	111,3	18,1	Inaceptable

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, en la tabla 7.1.2.(c), se verifica que no exista fallo por flujo de agua bajo el tablestacado para suelos cohesivos en alturas de contención 5 metros.

Tabla 7.1.2.(c) – Verificación del fondo para suelos cohesivos, altura de contención de 5 metros sin anclaje, muro tablestacado, en condición sísmica.

Modelos			Verificación de fallo por flujo de agua			
Largo tablestaca (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Gradiente hidráulica crítica i_c	Gradiente hidráulica i	Factor de seguridad $F.S$ $\frac{i_c}{1,25} > i$	Verificación
12	1	6	1,00	0,29	0,80 > 0,29	Satisfactorio
	3	8	1,00	0,38	0,80 > 0,38	Satisfactorio
	5	10	1,00	0,56	0,80 > 0,56	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-
15	1	6	1,00	0,22	0,80 > 0,22	Satisfactorio
	3	8	1,00	0,26	0,80 > 0,26	Satisfactorio
	5	10	1,00	0,33	0,80 > 0,33	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-
19	1	6	1,00	0,16	0,80 > 0,16	Satisfactorio
	3	8	1,00	0,19	0,80 > 0,19	Satisfactorio
	5	10	1,00	0,22	0,80 > 0,22	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

7.1.3 Casos de altura de contención 5 metros con anclajes, para muro tablestacado

A partir de los resultados obtenidos en GEO 5 V. 2022, se muestra la tabla 7.1.3.(a), que muestra el comportamiento del muro tablestacado en suelos arenosos para muros de contención de 5 metros con anclajes, los casos son aceptables 7 de los casos, en los casos inaceptables se sugiere aumentar la sección transversal del tablestacado en caso de que el perfil comercial analizado no resista las solicitaciones y supere su capacidad a flexión. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

- Análisis de sensibilidad para altura de contención de 5 metros, con anclajes:

Tabla 7.1.3.(a) - Resultados para suelos arenosos en altura de contención de 5 metros con anclajes, muro tablestacado.

Modelos			Análisis			Solicitaciones		
Largo tablestaca (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	6	334,03	757,59	99,5	82,1	19,7	Inaceptable
	3	8	173,41	343,59	33,8	37,2	10,2	Inaceptable
	5	10	115,56	154,04	14,6	16,7	6,8	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	105,21	142,59	14,0	15,4	6,2	Aceptable
15	1	6	444,14	1126,17	168,8	122,0	26,2	Inaceptable
	3	8	235,97	520,97	56,2	56,4	13,9	Aceptable
	5	10	156,86	252,61	24,9	27,4	9,3	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	141,46	205,44	21,5	22,3	8,4	Aceptable
19	1	6	591,59	1660,49	290,4	179,9	35,0	Inaceptable
	3	8	393,96	1096,45	158,6	118,8	23,3	Inaceptable
	5	10	221,51	484,85	54,1	52,5	13,1	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	202,62	321,80	39,3	34,9	12,0	Aceptable

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en la tabla 7.1.3.(b) se muestran los resultados para la verificación interna de los anclajes, se tiene una estabilidad aceptable de la estructura para casos donde la longitud de empotramiento es menor y hay una depresión significativa del nivel freático.

Tabla 7.1.3.(b) - Resultados verificación interna de anclajes para altura de contención de 5 metros, suelos arenosos, muro tablestacado.

Modelos			Verificación estabilidad interna anclajes		
Largo tablestaca (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Fuerza anclaje especificada (kN)	Fuerza máx. permitida en anclaje (kN)	Verificación
12	1	6	992,65	779,56	Inaceptable
	3	8	551,43	660,14	Aceptable
	5	10	388,66	527,39	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	400,27	479,64	Aceptable
15	1	6	1309,79	1035,79	Inaceptable
	3	8	733,61	750,08	Aceptable
	5	10	509,48	570,16	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	522,81	476,94	Inaceptable
19	1	6	1723,81	1507,52	Inaceptable
	3	8	1169,57	973,35	Inaceptable
	5	10	728,88	641,59	Inaceptable
	Sin napa	Sin napa	719,42	405,73	Inaceptable

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a los suelos cohesivos, los casos del muro tablestacado de 5 metros de altura de contención con anclajes, se muestran en la tabla 7.1.3.(c), con resultados aceptables en todos los casos. A medida que disminuye la profundidad de la napa freática, hay una disminución de la máxima fuerza de corte, del momento máximo y del desplazamiento máximo, además se muestra que al no existir nivel freático los esfuerzos y desplazamientos máximos son menores que si se estuviera en presencia de abundante nivel freático, pero son mayores en comparación con una napa freática muy rebajada. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

Tabla 7.1.3.(c) - Resultados para suelos cohesivos para altura de contención de 5 metros, con anclajes, muro tablestacado.

Modelos			Análisis			Dimensionado		
Largo tablestaca (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	6	123,39	108,34	11,9	11,7	7,3	Aceptable
	3	8	68,78	73,76	4,7	8,0	4,1	Aceptable
	5	10	53,93	37,40	3,6	4,1	3,2	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	62,13	38,42	3,2	4,2	3,7	Aceptable
15	1	6	146,14	120,16	17,8	13,0	8,6	Aceptable
	3	8	83,71	90,91	6,7	9,8	4,9	Aceptable
	5	10	58,33	35,52	3,9	3,9	3,4	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	75,65	48,45	8,4	5,2	4,5	Aceptable
19	1	6	202,85	194,96	27,3	21,1	12,0	Aceptable
	3	8	106,82	110,36	10,6	12,0	6,3	Aceptable
	5	10	72,20	42,55	5,4	4,6	4,3	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	96,51	75,88	15,6	8,2	5,7	Aceptable

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en la tabla 7.1.3.(d) se muestran los resultados para la verificación interna de los anclajes para un muro tablestacado con altura de contención de 5 metros en suelos cohesivos, donde se tiene una estabilidad aceptable a la estructura para todos los casos.

Tabla 7.1.3.(d) - Resultados verificación interna de anclajes para altura de contención de 5 metros, suelos cohesivos, muro tablestacado.

Modelos			Verificación estabilidad interna anclajes		
Largo tablestaca (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Fuerza anclaje (kN)	Fuerza máx. permitida en anclaje (kN)	Verificación
12	1	6	435,02	1267,56	Aceptable
	3	8	274,83	1254,83	Aceptable
	5	10	259,93	1315,83	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	290,52	1329,65	Aceptable
15	1	6	527,88	1326,17	Aceptable
	3	8	323,97	1246,18	Aceptable
	5	10	269,24	1298,56	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	360,09	1311,53	Aceptable
19	1	6	707,31	1456,32	Aceptable
	3	8	410,93	1246,92	Aceptable
	5	10	330,82	1264,22	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	460,21	1276,35	Aceptable

Fuente: Elaboración propia.

7.2 Análisis de sensibilidad en sistema muro berlinés para distintas alturas de contención, tipos de suelos y nivel freático, con sollicitación sísmica

Se presenta un análisis de sensibilidad con la utilización del programa GEO 5 V. 2022, versión estudiante, para excavaciones de 3 y 5 metros, donde se obtienen los resultados de la verificación de muros pantalla para estructuras de 12, 15 y 19 metros, para suelos arenosos y suelos cohesivos por separado, sin nivel freático y con variación en los niveles del mismo por delante y detrás de la estructura, a fin de dar a entender el comportamiento y ver en forma expedita si una sección será satisfactoria según las condiciones de excavación, tipo de suelo y nivel freático.

Se presenta el análisis de sensibilidad bajo las siguientes consideraciones, según recomendaciones del profesor guía:

- Todos los modelos se considera una sobrecarga permanente de $15 \frac{kN}{m^2}$
- Todos los modelos se considera un empuje sísmico $k_v = 0$, $k_h = 0,2$

Las propiedades consideradas de los suelos, según recomendaciones del profesor guía y la comisión de título:

- Suelos no cohesivos:
 - No cohesivo tipo 1: Peso unitario $14 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 30° , cohesión de suelo 0 kPa , ángulo de fricción estructura - suelo $7,5^\circ$, suelo granular, peso unitario de suelo saturado $19 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson 0,25; módulo edométrico 15 MPa . Suelo considerado hasta los 6 m de profundidad.
 - No cohesivo tipo 2: Peso unitario $17 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 35° , cohesión de suelo 0 kPa , ángulo de fricción estructura suelo $7,5^\circ$, suelo granular, peso unitario de suelo saturado $22 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson 0,3; módulo edométrico 65 MPa . Suelo considerado desde los 6 m de profundidad.
- Suelos cohesivos:
 - Peso unitario $17 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 24° , cohesión de suelo 75 kPa , ángulo de fricción estructura suelo $7,5^\circ$, coeficiente de Poisson 0,4; módulo edométrico 15 MPa .

Las propiedades consideradas del muro berlinés, según las recomendaciones del profesor guía:

- Se analizará 1 solo tipo perfil sección (IPN) 400 acero estructural EN 10210-1: S355 espaciados cada 2 m .

“GEO 5 V. 2022 es un conjunto de soluciones de software de gran alcance para resolver problemas geotécnicos por métodos analíticos tradicionales y por el método de elementos finitos, este programa proporciona un avanzado diseño de muros de contención por el método de análisis no lineal elástico - plástico. Permite el modelado del comportamiento real de la estructura utilizando etapas de construcción, cálculo de deformación y presiones actuando sobre la estructura, la verificación de la estabilidad interna de los anclajes, de secciones transversales, y la capacidad portante de los anclajes, Finesoftware [22].”

Se realiza un análisis según la norma *LRFD – Standard* (diseño por factor de carga y resistencia), la cual viene incluida en el software GEO 5 V. 2022. El análisis según *LRFD* introduce dos tipos de coeficientes de diseño modificando la magnitud de la carga (factores de carga) y coeficiente de reducción de resistencia del suelo (factores de resistencia), *LRFD* se implementa en el programa para realizar análisis de muros o estructuras de contención, según Finesoftware [22].

Las consideraciones para el análisis de sensibilidad según recomendaciones del profesor guía:

- Para la excavación de 3 y 5 metros de profundidad, se muestra la comparación para 4 casos donde se va disminuyendo o la napa delante y detrás de la estructura, con el nivel freático variando 1, 3 y 5 metros bajo la cota de terreno, delante y por detrás de la estructura, también se incluye el caso sin nivel freático. Además, se varía la longitud del perfil *I*, para casos de 12, 15 y 19 metros.
- Para los casos donde el análisis se indica con (-), corresponde ser casos donde la estructura no es estable bajo los criterios de la configuración de análisis, donde se recomienda cambiar la sección u utilizar otra estructura de contención de suelos.

Las consideraciones para los anclajes, según recomendaciones del profesor guía:

- Para el anclaje se considera a una profundidad de 1,5 *m*, longitud libre de 9,5 *m*, longitud de raíz 3,0 *m*, pendiente 15°, espaciados cada 2,5 *m*, donde se considera un diámetro de 32 *mm*, y un módulo de elasticidad de 210000 *MPa*, y la fuerza de tesado de 240 *kN*. Se consideraron 3 etapas de construcción, donde se varía el estrato del terreno a 2,5 *m*, luego se colocan los anclajes y en la tercera etapa se vuelve a excavar hasta los 5 metros y ahí recién se ingresa el sismo, si consideramos el sismo desde la primera etapa de construcción, todos los resultados estudiados son inestables.

En la figura 7.2 se muestra el perfil (*IPN*) 400 para una altura de contención de 3 metros en suelos arenosos con el software GEO 5. V. 2022.

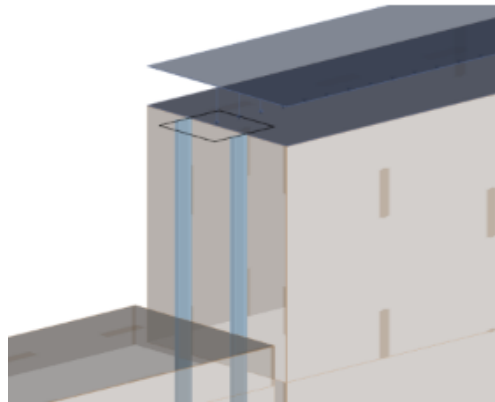


Figura 7.2 – Altura de contención 3 metros, para muro berlinés en suelos arenosos.
Fuente: Elaboración propia.

7.2.1 Casos de altura de contención 3 metros, para muro berlinés

A continuación, se presentan los resultados para alturas de contención de 3 metros para suelos arenosos, con muro berlinés. A partir de los resultados obtenidos en GEO 5 V. 2022, se muestra la tabla 7.2.1.(a), respecto al comportamiento del muro berlinés en los suelos arenosos para muros de contención de 3 metros sin anclajes, podemos apreciar que los resultados fueron inaceptables en todos los casos. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

- Análisis de sensibilidad para altura de contención de 3 metros:

Tabla 7.2.1.(a) - Suelos arenosos para altura de contención de 3 metros, muro berlinés.

Modelos			Análisis			Solicitaciones		
Largo perfil (IPN) 400 (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	4	-	-	-	-	-	-
	3	6	-	-	-	-	-	-
	5	8	-	-	-	-	-	-
	Sin napa	Sin napa	-	-	-	-	-	-
15	1	4	-	-	-	-	-	-
	3	6	-	-	-	-	-	-
	5	8	349,47	929,17	2038,5	359,7	69,5	Inaceptable
	Sin napa	Sin napa	394,23	1030,67	2018,4	399,0	78,4	Inaceptable
19	1	4	-	-	-	-	-	-
	3	6	-	-	-	-	-	-
	5	8	472,73	1414,56	4234,3	574,6	94,0	Inaceptable
	Sin napa	Sin napa	545,09	1515,17	3793,7	586,6	108,4	Inaceptable

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto al comportamiento del muro berlinés en los suelos cohesivos para muros de contención de 3 metros sin anclajes, se muestra la tabla 7.2.1.(b). Se aprecia que los resultados fueron satisfactorios en solo 5 casos. A medida que se deprime la napa freática, existe una disminución de la máxima fuerza de corte, disminución del momento máximo y disminución del desplazamiento máximo.

Tabla 7.2.1.(b) - Suelos cohesivos para altura de contención de 3 metros, muro berlinés.

Modelos			Análisis			Solicitaciones		
Largo perfil (IPN) 400 (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	4	139,14	350,94	290,1	135,9	27,7	Inaceptable
	3	6	67,75	148,77	74,3	57,6	13,5	Satisfactorio
	5	8	75,40	164,66	78,7	63,7	15,0	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	90,58	215,08	119,3	83,3	18,0	Satisfactorio
15	1	4	174,64	541,54	646,0	209,7	34,7	Inaceptable
	3	6	82,53	199,83	118,2	77,4	16,4	Satisfactorio
	5	8	89,89	210,66	115,2	81,6	17,9	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	117,40	320,87	228,6	124,2	23,4	Inaceptable
19	1	4	266,95	909,82	1722,7	352,2	53,1	Inaceptable
	3	6	102,54	292,43	230,6	113,2	20,4	Inaceptable
	5	8	109,76	287,28	197,2	111,2	21,8	Inaceptable
	Sin napa	Sin napa	179,10	521,93	533,9	202,1	35,6	Inaceptable

Fuente: Elaboración propia.

7.2.2 Casos altura de contención 5 metros sin anclajes, para muro berlinés

A continuación, se presentan los resultados para alturas de contención de 5 metros sin anclajes, para muro berlinés. A continuación, se presentan los resultados para excavaciones de 5 metros de profundidad sin anclajes, donde se observa que la sección es inaceptable en todos los casos analizados de suelos cohesivos. Cabe mencionar que el parámetro que controla la estabilidad en estos casos es el sismo considerado. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

- Análisis de sensibilidad para altura de contención de 5 metros, sin anclajes:

Tabla 7.2.2 – Resultados de suelos cohesivos para altura de contención de 5 metros, sin anclajes, muro berlinés.

Modelos			Análisis			Solicitaciones		
Largo perfil (IPN) 400 (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	6	-	-	-	-	-	-
	3	8	293,66	653,38	1411,7	252,9	58,4	Inaceptable
	5	10	171,51	482,51	544,3	186,8	34,1	Inaceptable
	Sin napa	Sin napa	181,77	511,34	570,2	198,0	36,2	Inaceptable
15	1	6	-	-	-	-	-	-
	3	8	267,16	877,50	1525,8	339,7	53,2	Inaceptable
	5	10	200,91	598,46	785,1	231,7	40,0	Inaceptable
	Sin napa	Sin napa	245,82	748,86	1063,0	289,9	48,9	Inaceptable
19	1	6	-	-	-	-	-	-
	3	8	369,10	1339,88	3337,1	518,7	73,4	Inaceptable
	5	10	252,17	814,69	1355,6	315,4	50,2	Inaceptable
	Sin napa	Sin napa	353,62	1169,14	2264,5	452,6	70,4	Inaceptable

Fuente: Elaboración propia.

Nota: Con respecto a los suelos arenosos, la estructura es inestable bajo los criterios de la configuración de análisis y bajo los supuestos iniciales de las condiciones de terreno en todos los casos estudiados, que son los mismos casos de la tabla 7.2.2, pero con suelos arenosos. Para los casos donde el análisis se indica con (-), corresponde ser casos donde la estructura no es estable bajo los criterios de la configuración de análisis, donde se recomienda cambiar la sección, disminuir la distancia entre los perfiles o la utilización de anclajes para dar mayor soporte.

7.2.3 Casos de altura de contención 5 metros con anclajes, para muro berlinés

A continuación, se presentan los resultados para altura de contención de 5 metros, con 1 fila de anclajes, para muro berlinés. A partir de los resultados obtenidos en GEO 5 V. 2022, se presenta la tabla 7.2.3.(a), donde se muestra que la sección es satisfactoria en 6 de los casos analizados en suelos arenosos. Existe una disminución de la máxima fuerza de corte, momento y desplazamiento máximos a medida que se rebaja el nivel freático. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

Tabla 7.2.3.(a) - Resultados para suelos arenosos para altura de contención de 5 metros, con anclajes, muro berlinés.

Modelos			Análisis			Solicitaciones		
Largo perfil (IPN) 400 (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	6	-	-	-	-	-	-
	3	8	144,48	232,87	86,3	90,2	28,7	Inaceptable
	5	10	94,35	97,53	37,6	37,8	18,8	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	105,05	106,07	41,1	41,1	20,9	Satisfactorio
15	1	6	-	-	-	-	-	-
	3	8	177,87	303,20	115,0	117,4	35,4	Inaceptable
	5	10	119,61	147,72	54,1	57,2	23,8	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	130,61	145,69	52,9	56,4	26,0	Satisfactorio
19	1	6	-	-	-	-	-	-
	3	8	242,00	454,06	202,1	175,8	48,1	Inaceptable
	5	10	154,65	220,24	84,3	85,3	30,8	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	167,92	203,56	74,6	78,8	33,4	Satisfactorio

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a la estabilidad interna del anclaje, se muestra la tabla 7.2.3.b, donde se verifica que el anclaje seleccionado es aceptable en la mayoría de los casos para suelos arenosos, donde existe una disminución de la fuerza de anclaje especificada y una disminución de la fuerza máxima permitida en el anclaje a medida que se rebaja el nivel freático.

Tabla 7.2.3.(b) - Resultados verificación interna de anclajes para altura de contención de 5 metros, suelos arenosos, muro berlinés.

Modelos			Verificación estabilidad interna anclajes		
Largo perfil (IPN) 400 (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Fuerza anclaje especificada (kN)	Fuerza máx. permitida en anclaje (kN)	Verificación
12	1	6	-	-	-
	3	8	506,48	650,57	Aceptable
	5	10	381,41	529,39	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	416,50	499,74	Aceptable
15	1	6	-	-	-
	3	8	601,41	715,63	Aceptable
	5	10	455,83	572,33	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	498,90	496,34	Inaceptable
19	1	6	-	-	-
	3	8	785,31	853,82	Aceptable
	5	10	566,14	604,49	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	631,21	471,33	Inaceptable

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 7.2.3.(c), se muestran los resultados para suelos cohesivos, para una altura de contención de 5 meros con anclajes, la sección es satisfactoria en todos casos analizados en suelos cohesivos. A medida que se deprime la napa freática, existe una disminución de la máxima fuerza de corte, disminución del momento máximo y disminución del desplazamiento máximo, además se observa que al no existir nivel freático los esfuerzos y desplazamientos máximos son menores que si se estuviera en presencia de abundante nivel freático, pero son mayores en comparación con una napa freática muy rebajada. Las unidades de máxima fuerza de corte y momento máximo son por metro lineal de muro.

Tabla 7.2.3.(c) - Resultados para suelos cohesivos para altura de contención de 5 metros, con anclajes, muro berlinés.

Modelos			Análisis			Solicitaciones		
Largo perfil (IPN) 400 (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación
12	1	6	121,74	110,10	18,7	42,6	24,2	Satisfactorio
	3	8	63,11	50,94	7,1	19,7	12,6	Satisfactorio
	5	10	50,59	40,34	3,7	15,6	10,1	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	59,45	37,39	4,5	14,5	11,8	Satisfactorio
15	1	6	154,22	144,41	27,6	55,9	30,7	Satisfactorio
	3	8	76,95	71,33	10,2	27,6	15,3	Satisfactorio
	5	10	55,04	39,60	4,0	15,3	11,0	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	76,72	46,96	10,0	18,2	15,3	Satisfactorio
19	1	6	206,53	213,73	46,6	82,7	41,1	Satisfactorio
	3	8	104,84	110,31	17,5	42,7	20,9	Satisfactorio
	5	10	67,99	41,56	6,6	16,1	13,5	Satisfactorio
	Sin napa	Sin napa	101,94	59,92	17,2	23,2	20,3	Satisfactorio

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a la estabilidad interna del anclaje, se muestra la tabla 7.2.3.(d), donde se verifica que el anclaje seleccionado es aceptable en todos los casos para suelos cohesivos, donde existe una disminución de la fuerza de anclaje especificada y una disminución de la fuerza máxima permitida en el anclaje a medida que se rebaja el nivel freático.

Tabla 7.2.3.(d) - Resultados verificación interna de anclajes para altura de contención de 5 metros, suelos cohesivos, muro berlinés.

Modelos			Verificación estabilidad interna anclajes		
Largo perfil (IPN) 400 (m)	Nivel freático detrás de la estructura (m)	Nivel freático delante de la estructura (m)	Fuerza anclaje (kN)	Fuerza máx. permitida en anclaje (kN)	Verificación
12	1	6	426,39	1260,07	Aceptable
	3	8	282,71	1261,30	Aceptable
	5	10	260,20	1322,32	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	279,88	1335,63	Aceptable
15	1	6	543,03	1292,84	Aceptable
	3	8	315,85	1252,85	Aceptable
	5	10	268,27	1311,57	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	357,84	1320,81	Aceptable
19	1	6	709,93	1380,87	Aceptable
	3	8	401,68	1246,25	Aceptable
	5	10	316,38	1285,99	Aceptable
	Sin napa	Sin napa	467,81	1298,39	Aceptable

Fuente: Elaboración propia.

7.3 Análisis de sensibilidad para muro tablestacado en voladizo sin nivel freático que penetra en arenas

A continuación, se muestra la variación de la profundidad de penetración D (m) para distintos valores del ángulo de fricción interna del suelo, para un muro tablestacado en voladizo sin nivel freático que penetra arenas y con las consideraciones iniciales de la tabla 7.3. Para el caso de las arenas según Alarcón [5], el ángulo de fricción varía entre 26° y 45° .

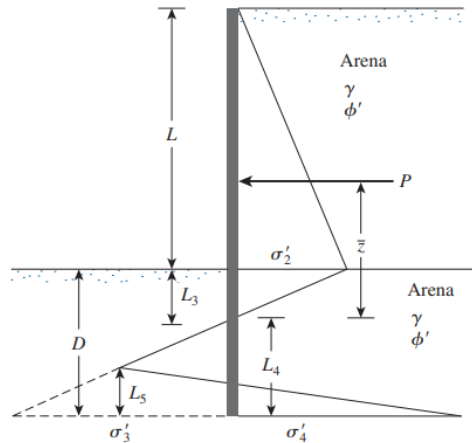


Figura 7.3.(a) - Diagrama tablestaca en voladizo sin nivel freático que penetra arenas. Fuente: Braja [12].

Tabla 7.3 - Condiciones iniciales para realizar el análisis de sensibilidad.

Datos geotécnicos		
Peso específico	15,9	[KN/m ³]
Ángulo de fricción interna suelo	Entre 26° y 45°	
Datos geométricos		
L	5	m

Fuente: Braja [12]

En la figura 7.3.(b) se muestran los resultados obtenidos en una planilla de cálculo adjunta en el anexo, hay una reducción de la profundidad de penetración hasta $D = 3,12$ (m), a medida que aumenta el ángulo de fricción interna.

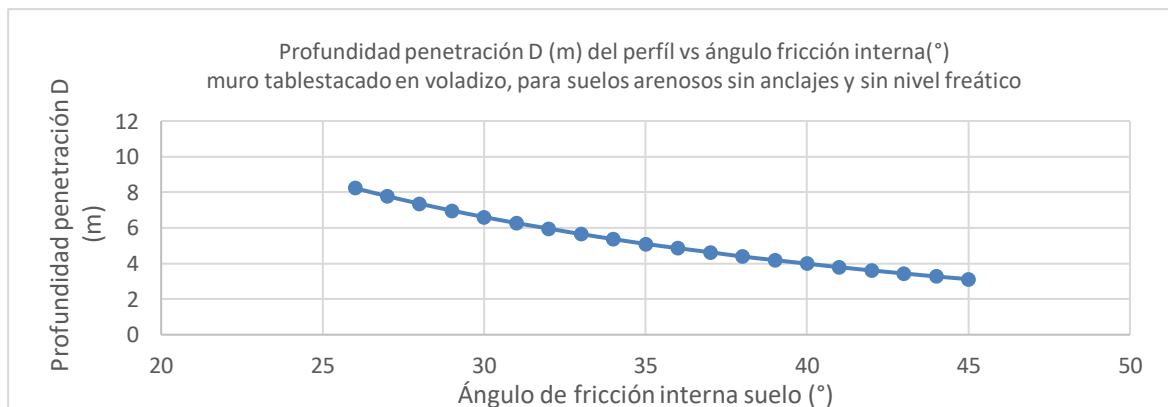


Figura 7.3.(b) - Variación profundidad penetración para tablestaca con respecto al ángulo de fricción interna del suelo. Fuente: Elaboración propia.

7.4 Análisis de sensibilidad para muro berlinés con 1 fila de anclajes que penetra en arenas

A continuación, se muestra la variación del factor de seguridad $F.S$ en muro berlinés con 1 fila de anclajes para distintos valores de la sobrecarga aplicada en la superficie de la figura 7.4.(a). Con las consideraciones iniciales de la tabla 7.4.

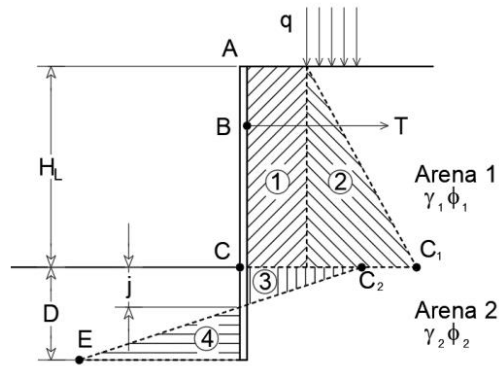


Figura 7.4.(a) - Diagrama muro berlinés sin nivel freático que penetra arenas.
Fuente: Corsa [20].

Tabla 7.4 - Condiciones iniciales para realizar el análisis de sensibilidad.

Datos geotécnicos		
Peso específico saturado arena 1	11,75	$[kN/m^3]$
Ángulo de fricción interna arena 1		30°
Peso específico saturado arena 2	11,75	$[kN/m^3]$
Ángulo de fricción interna arena 2		34°
Datos geométricos		
q	Entre 0 y 20,59 $[kN/m^2]$	
HL	6	m
Ha	1,5	m
S	2	m
D	3,1	m

Fuente: Corsa [20]

En la figura 7.4.(b) se muestran los resultados obtenidos en una planilla de cálculo adjunta en el anexo, hay una reducción del factor de seguridad hasta $F.S = 1,5$ a medida que aumenta la sobrecarga en la superficie del muro berlinés.

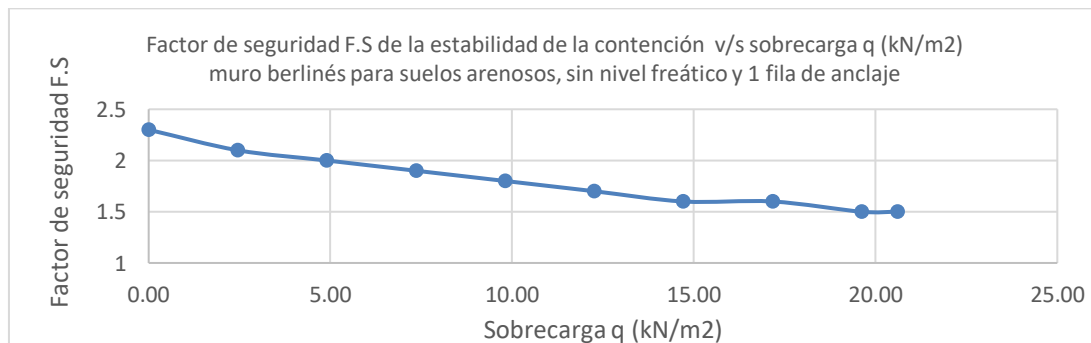


Figura 7.4.(b) - Variación de factor de seguridad $F.S$ con respecto a la sobrecarga aplicada en muro berlinés con 1 fila de anclaje. Fuente: Elaboración propia.

7.5 Comparación de resultados obtenidos en planilla de cálculo v/s resultados obtenidos en software GEO5 V. 2022 para un muro tablestacado en voladizo sin nivel freático que penetra arenas

A continuación, se presenta una comparativa entre los resultados obtenidos por una planilla de cálculo adjunta en el anexo y los resultados obtenidos por el software GEO 5 V.2022, para un muro tablestacado en voladizo sin nivel freático que penetra arenas mostrado en la figura 7.5.(a).

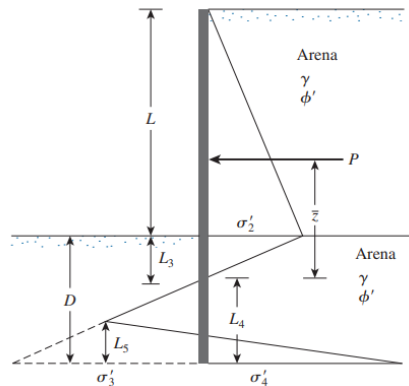


Figura 7.5.(a) - Diagrama tablestaca en voladizo con nivel freático que penetra arenas.
Fuente: Braja[12]

Tabla 7.5 - Condiciones iniciales para realizar el análisis de sensibilidad.

Datos geotécnicos		
Peso específico	15,9	kN/m^3
Ángulo de fricción interna suelo	Entre 26° y 45°	
Datos geométricos		
L	5	m

Fuente: Braja [12].

En la figura 7.5.(b), se muestra la variación entre los resultados obtenidos en una planilla de cálculo adjunta en el anexo y los resultados obtenidos por el software GEO5 V. 2022. Existe una similitud en los momentos máximos asociados, donde la mayor diferencia es de un 24% para ángulos de fricción interna de 26° .

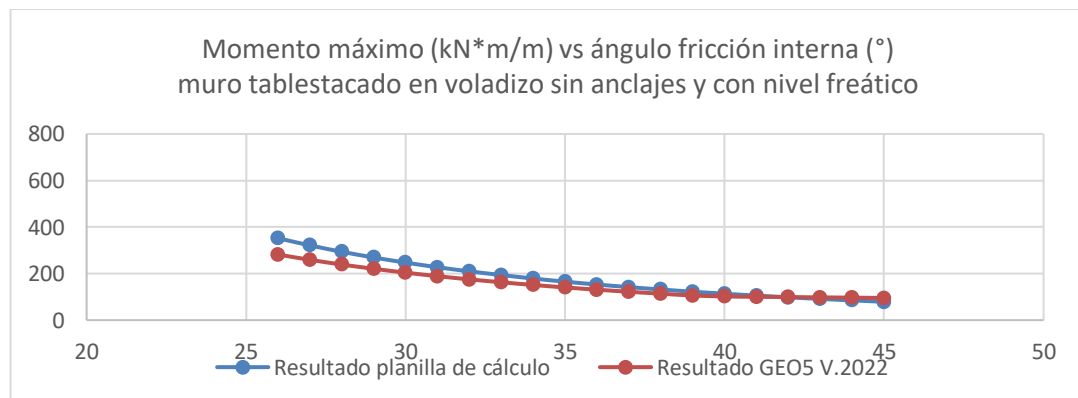


Figura 7.5.(b) – Comparativa entre variaciones del momento máximo (kNm/m) vs ángulo de fricción interna, calculados mediante planilla de cálculo y GEO5. V.2022. Fuente: Elaboración propia.

7.6 Análisis de sensibilidad la variación de cohesión y su efecto en muros de contención

A continuación, a partir de los resultados obtenidos con el software GEO5 V.2022 para un caso puntual de tablestacado 12 metros de longitud, con una excavación de 3 metros de profundidad, sin nivel freático, con la planilla de cálculo adjunta en anexos. En tabla 7.6 se presenta la variación de la fuerza de corte (kN/m), momento máximo (kNm/m), desplazamiento máximo (mm) y el factor de seguridad en función de distintos valores para la cohesión.

Tabla 7.6 - Resultados obtenidos para un caso puntual tablestacado con distintos valores de cohesión.

Suelo	Cohesión (kPa)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	F.S SF_p	Solicitación	
						% Flexión	% Corte
No cohesivo	0	397,11	893,10	270,4	2,12	96,8	23,5
Suave o muy suave	12	208,90	459,76	98,1	3,75	49,8	12,3
Suelo cohesivo medio	24	139,16	289,03	49,6	5,10	31,3	8,2
Suelo cohesivo rígido	48	71,76	160,67	23,7	6,98	17,4	4,2
Suelo cohesivo duro	96	71,76	146,57	20,9	10,40	15,9	4,2

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.6.(a) se muestra la variación de la solicitación del elemento tablestacado a flexión y corte, donde se ve una disminución significativa a medida que se considera mayor grado de cohesión del suelo, por consiguiente, al considerar la cohesión nula, se estaría por el lado de la seguridad.

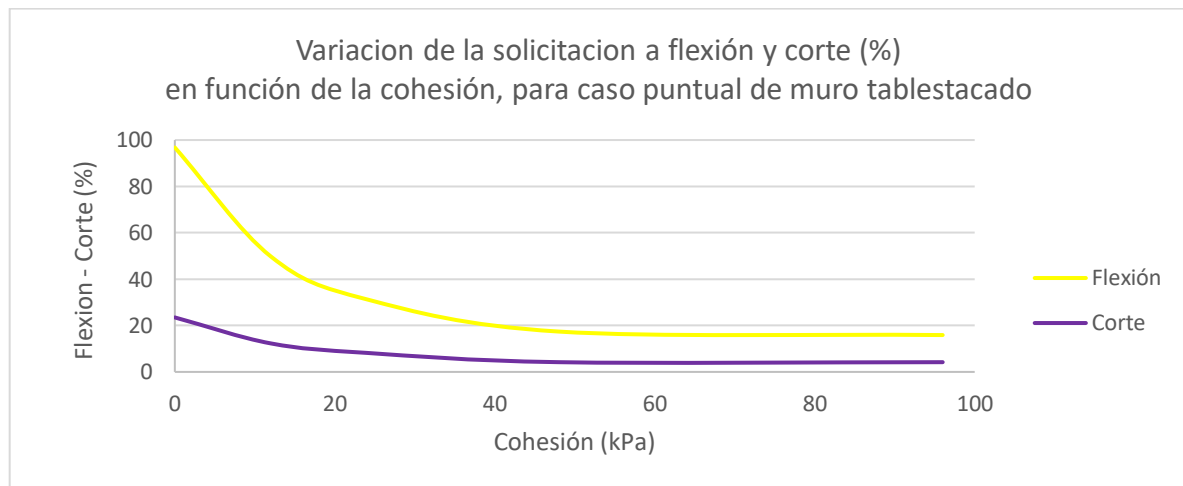


Figura 7.6.(a) - Variación de la solicitación a flexión y corte para elemento tablestacado, en función de la cohesión (kPa) para caso puntual de muro tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.6.(b) se muestra la variación de la fuerza de corte (kN/m) en función de la cohesión del suelo, en donde se ve una disminución del corte máximo a medida que aumenta la cohesión del suelo.

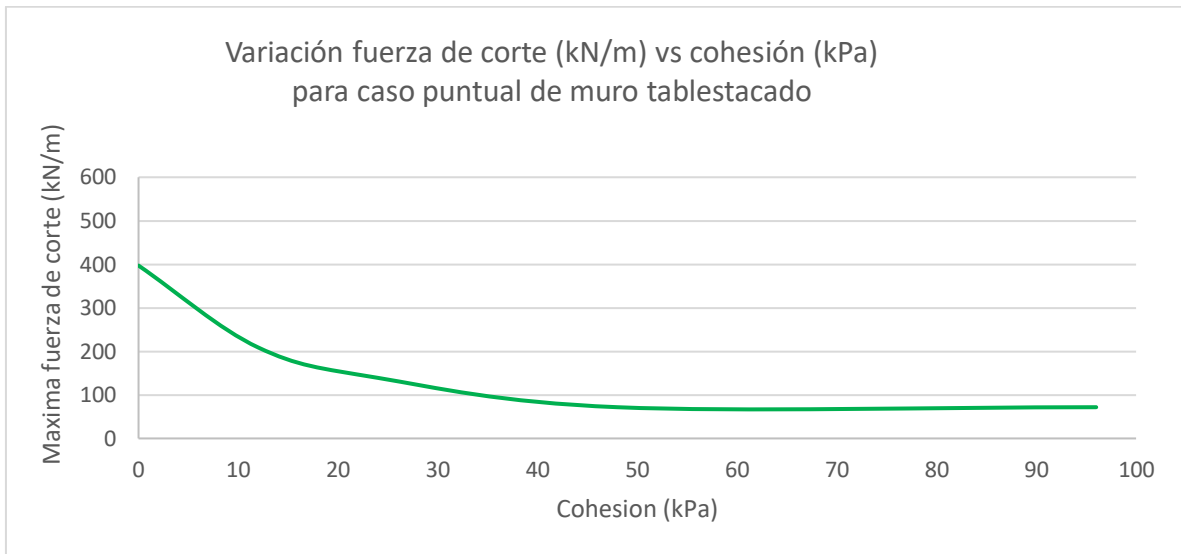


Figura 7.6.(b) - Variación fuerza de corte (kN/m) vs cohesión (kPa) para caso puntual tablestacado.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.6.(c) se muestra la variación del momento máximo (kNm/m) en función de la cohesión del suelo, en donde se ve una disminución del momento máximo a medida que aumenta la cohesión del suelo.

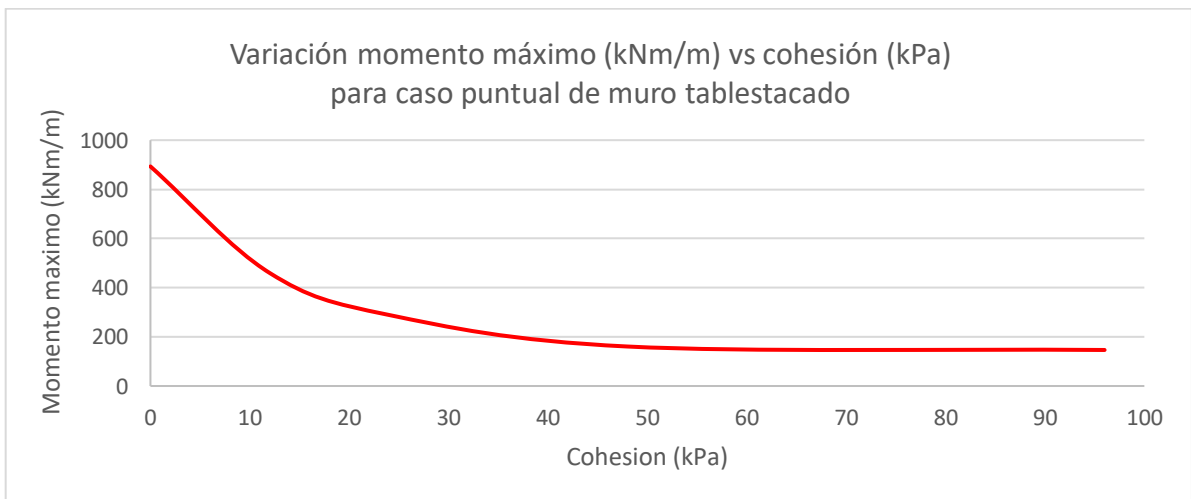


Figura 7.6.(c) - Variación momento máximo (kNm/m) vs cohesión (kPa) para caso puntual tablestacado.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.6.(d) se muestra la variación del desplazamiento máximo (mm) en función de la cohesión del suelo, en donde se ve una disminución del desplazamiento máximo a medida que aumenta la cohesión del suelo.

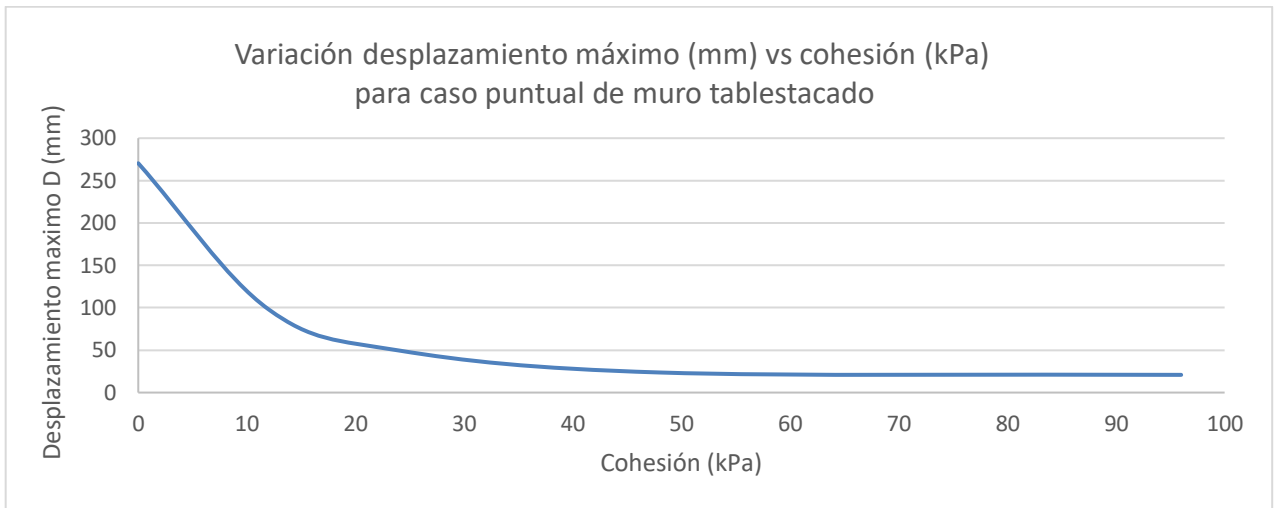


Figura 7.6.(d) - Variación desplazamiento máximo D (mm) vs cohesión (kPa) para caso puntual tablestacado.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.6.(e) se muestra la variación del factor de seguridad en función de la cohesión del suelo, en donde se ve un aumento del factor de seguridad asociado a medida que aumenta la cohesión del suelo.

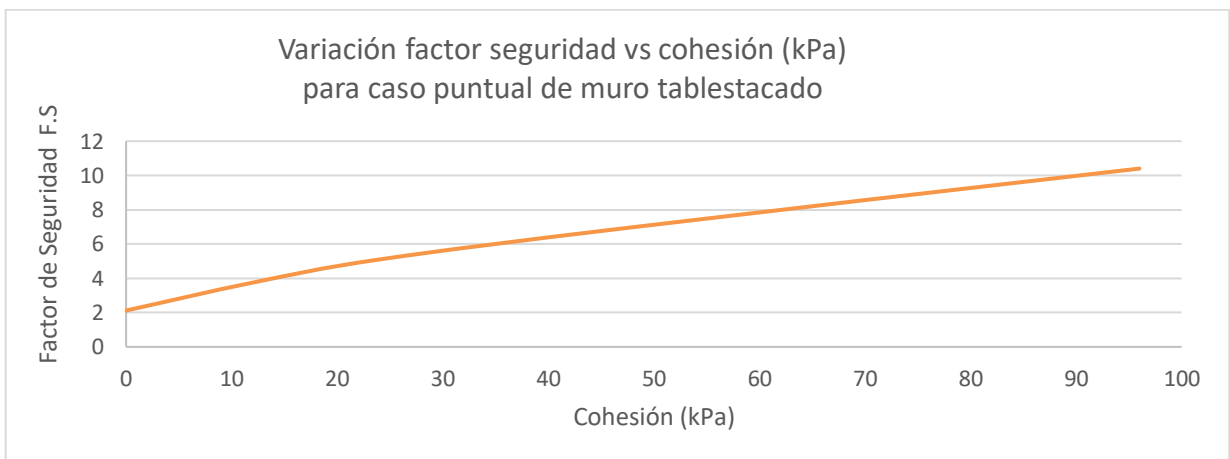


Figura 7.6.(e) - Variación factor de seguridad vs cohesión (kPa) para caso puntual tablestacado.
Fuente: Elaboración propia.

7.7 Análisis teórico red de flujo caso puntual tablestacado

A continuación, se determina el caudal de infiltración, el valor de la sub-presión delante de la estructura de contención, esfuerzo cortante en un punto (M) sobre la red de flujo y se verifica si existe la posibilidad de licuación de suelos a la salida del agua, para un caso puntual de tablestacado en una excavación en un suelo arenoso con peso específico saturado $\gamma_{SAT} = 15,8 \text{ [kN/m}^3\text{]}$, conductividad hidráulica $k = 2,2 \times 10^{-5} \text{ [cm/s]}$ y cohesión 5 [kPa] con la topografía asociada a la tabla 7.7. Los parámetros de suelos fueron obtenidos de Cernica [34].

Tabla 7.7 - Datos topográficos excavación y red de flujo para caso puntual de tablestacado.

Punto	Altura de elevación (m)	Altura disipada (m)	Altura total (m)	Altura de presión (m)
9	87,40	4,90	95,10	7,70
10	89,40	5,60	94,40	5,00
11	91,40	6,30	93,70	2,30
12	93,00	7,00	93,00	0

Fuente: Cernica [34].

Se dibujan las líneas de flujo y equipotenciales para el caso puntual de excavación en tablestacado en la figura 7.7, con las cotas asociadas a cada punto según tabla 7.7.

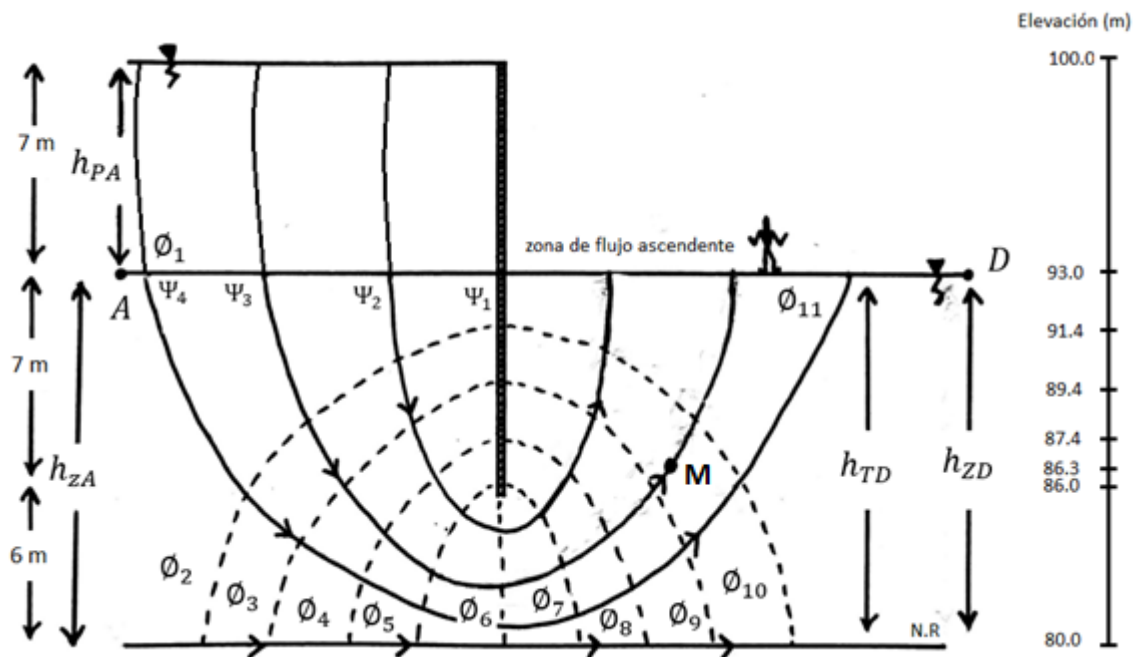


Figura 7.7 - Líneas de flujo y equipotenciales con cotas para caso puntual tablestacas.

Fuente: Elaboración propia.

Se pueden determinar los parámetros que permiten resolver los requerimientos de este caso puntual de excavación con estructura de contención tablestacado:

- Número de líneas de flujo: 5
- Número de líneas equipotenciales: 11

Por lo tanto, $n_f = 4$; $n_e = 10$

Por otra parte, según Cernica [34] se obtiene la altura total en el punto (A), a partir de la altura geométrica y de energía en dicho punto según:

$$h_{TA} = h_{ZA} + h_{PA} \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.5.2)}$$

$$20 (m) = 13(m) + 7(m)$$

Además, según Cernica [34] se determina la cantidad de energía total disipada, considerando la energía inicial en el punto (A) y la energía final en el punto (D) a la salida del agua:

$$\Delta H = h_{TA} - h_{TD} \quad \text{(ec. 7.7.1)}$$

$$\Delta H = 20 (m) - 13 (m)$$

$$\Delta H = 7 (m)$$

Por lo tanto, las pérdidas de energía entre líneas equipotenciales son, según Cernica [34]:

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{n_e} \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.5.2)}$$

$$\Delta h = 0,7 (m)$$

7.7.1 Cálculo del caudal de infiltración por delante de la tablestaca

Cernica [34] indica que se puede obtener el caudal de infiltración por delante de la tablestaca de la forma:

$$q = \frac{n_f}{n_e} * k * \Delta H \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.4.5)}$$

$$q = \left(\frac{4}{10} * 2,2 * 10^{-5} * 7 \right) [cm/s] * [m]$$

$$q = 6,16 * 10^{-7} \left[\frac{m^2}{s} \right]$$

$$Q = 6,16 * 10^{-7} \left[\frac{m^3}{s} \right] x [\text{metro lineal de tablestaca}]$$

Corresponde ser el valor del caudal de infiltración en la zona de flujo ascendente.

7.7.2 Cálculo del valor de la sub-presión por delante de tablestaca

La sub-presión delante de la tablestaca, corresponde estar entre los puntos 8 y 12, esta sub-presión se aproxima mediante el área achurada de la figura 7.7.2, en la tabla 7.7.2 se resumen los resultados obtenidos para los valores de alturas y energías en dichos puntos, según Cernica [34].

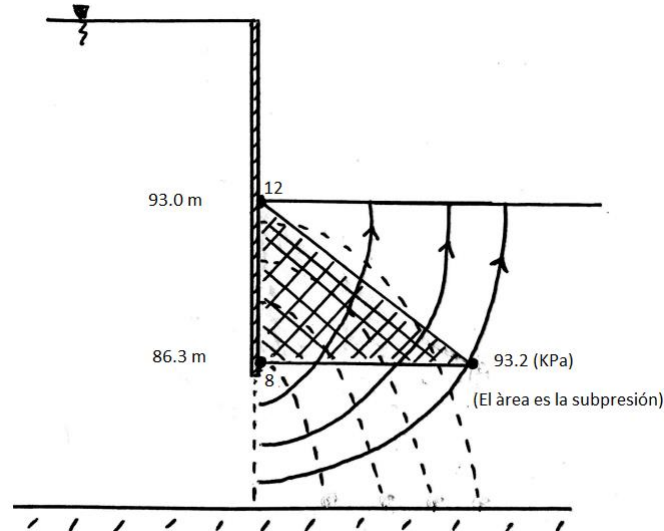


Figura 7.7.2 - Esquema sub-presión delante tablestaca. Fuente: Elaboración propia.

$$H_{T(i)} = \phi_1 - \Delta h * n_{ei} \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.5.1)}$$

$$H_{T(8)} = (20 - 0,7 * (6)) [m]$$

$$H_{T(12)} = (20 - 0,7 * (10)) [m]$$

$$h_{p(8)} = h_{T(8)} - h_{z(8)} \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.5.2)}$$

$$h_{p(8)} = 15,8 - 6,3 = 9,5 [m]$$

$$h_{p(12)} = 13 - 13 = 0 [m]$$

Tabla 7.7.2 - Resultados altura total, altura geométrica y presión de poros a distinta profundidad.

Punto	n_{ei}	$h_z [m]$	$h_T [m]$	$h_p [m]$	$u [kPa]$
8	6	6,3	15,8	9,5	93,2
12	10	13	13	0	0

Fuente: Elaboración propia

El valor aproximado de la sub-presión corresponde ser el área achurada de la figura 7.7.2, según Cernica [34]:

$$U = \frac{93,2 * (93 - 86,3)}{2} [kPa * m] \quad \text{(ec. 7.7.2.1)}$$

Como:

$$1 [Pa] = \left[\frac{N}{m^2} \right] \quad \text{(ec. 7.7.2.1)}$$

Entonces:

$$U = 312,2 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Es el valor de la sub-presión delante de la tablestaca asociada al flujo bidimensional.

7.7.3 Cálculo del esfuerzo cortante en un punto (M) sobre la red de flujo

Según Cernica [34], se determina la altura de presión y altura total en función de las pérdidas de carga asociadas hasta ese punto (M):

$$H_{T(M)} = \phi_1 - \Delta h * n_{ei} \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.5.1)}$$

$$H_{T(M)} = (20 - 0,7 * 7,5) [m]$$

$$H_{T(M)} = 14,75 [m]$$

$$h_{P(M)} = h_{T(M)} - h_{z(M)} \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.5.2)}$$

$$h_{P(M)} = 7,35 [m]$$

$$u = h_p * \gamma_w \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.5.3)}$$

$$u = 7,35 [m] * 9,81 \left[\frac{N}{m^3} \right]$$

$$u = 72,1 [kPa]$$

En la tabla 7.7.3 se muestran los resultados de la altura total, geométrica y presión de poros en el punto (M), según Cernica [34].

Tabla 7.7.3 - Resultados altura total, altura geométrica y presión de poros en punto M.

Punto	n_{ei}	$h_z [m]$	$h_T [m]$	$h_p [m]$	$u [kPa]$
M	7,5	7,4	14,75	7,35	72,1

Fuente: Elaboración propia

A partir de las condiciones iniciales, como el peso específico saturado del suelo y la profundidad del punto (M), determinamos el esfuerzo total en ese punto, según Cernica [34].

$$\sigma_M = \gamma_{Sat} * Z_M \quad \text{(ec. 7.7.3.1)}$$

$$\sigma_M = 15,8 * (93 - 87,4) \left[\frac{kN}{m^3} * m \right]$$

$$\sigma_M = 88,5 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$\sigma_M = 88,5 [kPa]$$

Por lo tanto, la resistencia al corte, que depende del esfuerzo, la presión de poros, el ángulo de fricción interna del suelo y la cohesión, según Cernica [34]:

$$\tau = (\sigma - u) * \tan \phi' + c \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.5.3)}$$

$$\tau = ((88,5 - 72,1) * \tan 18^\circ + 5) [kPa]$$

$$\tau = 10,33 [kPa]$$

Es el valor de la resistencia al corte en condición drenada o condición efectiva asociada al flujo bidimensional en el punto (M).

7.7.4 Determinación del fenómeno de licuación de suelos a la salida del agua

Para verificar si existe o no la posibilidad de presentarse licuación de suelos o ebullición de arenas, determinamos el factor de seguridad y verificamos que sea mayor a 1,25, según Cernica [34].

$$F.S = \frac{i_c}{i} \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.7.5)}$$

Cernica [34] indica que, es necesario obtener los valores tanto del gradiente a la salida y del gradiente crítico, donde el esfuerzo efectivo del suelo es nulo a la salida del agua.

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{SAT} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{(15,8 - 9,81) \left[\frac{kN}{m^3} \right]}{9,81 \left[\frac{kN}{m^3} \right]} \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.7.3)}$$
$$i_c = 0,61$$

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta e} = \frac{0,7 [m]}{(93,0 - 91,4)[m]} = 0,44 \quad \text{A partir de la ecuación (ec. 6.5.7.4)}$$

$$F.S = \frac{i_c}{i} = \frac{0,61}{0,44}$$

$$F.S = 1,39$$

Debido a que $F.S > 1,25$ no hay posibilidad licuación de suelos, según Cernica [34].

7.7.5 Verificación del caudal de infiltración en red de flujo para un caso puntual tablestacado con Rocscience

Se verifican los resultados obtenidos a través del software Rocscience en la figura 7.7.5, para la forma de la red de flujo y el caudal de infiltración. Se analiza el caso puntual de tablestacado en una excavación en un suelo arenoso con peso específico saturado $\gamma_{SAT} = 15,8 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$, conductividad hidráulica $k = 2,2 \times 10^{-5} \left[\frac{cm}{s} \right]$ y cohesión $5 \left[kPa \right]$, con la topografía asociada a la tabla 7.7.5.(a). Los parámetros de suelo fueron obtenidos de Cernica [34]

Tabla 7.7.5.(a) - Datos topográficos excavación y red de flujo para caso puntual de tablestacado.

Punto	Altura de elevación (m)	Altura disipada (m)	Cabeza total (m)	Altura de presión (m)
9	87,40	4,90	95,10	7,70
10	89,40	5,60	94,40	5,00
11	91,40	6,30	93,70	2,30
12	93,00	7,00	93,00	0

Fuente: Cernica [34].

“Slide es un software de análisis de estabilidad de taludes en 2D, el cual incluye análisis de agua subterránea por elementos finitos, es un software potente y flexible desarrollado por Rocscience, el cual tiene aplicaciones en la ingeniería civil, minera y geotécnica, Rocscience [36].”

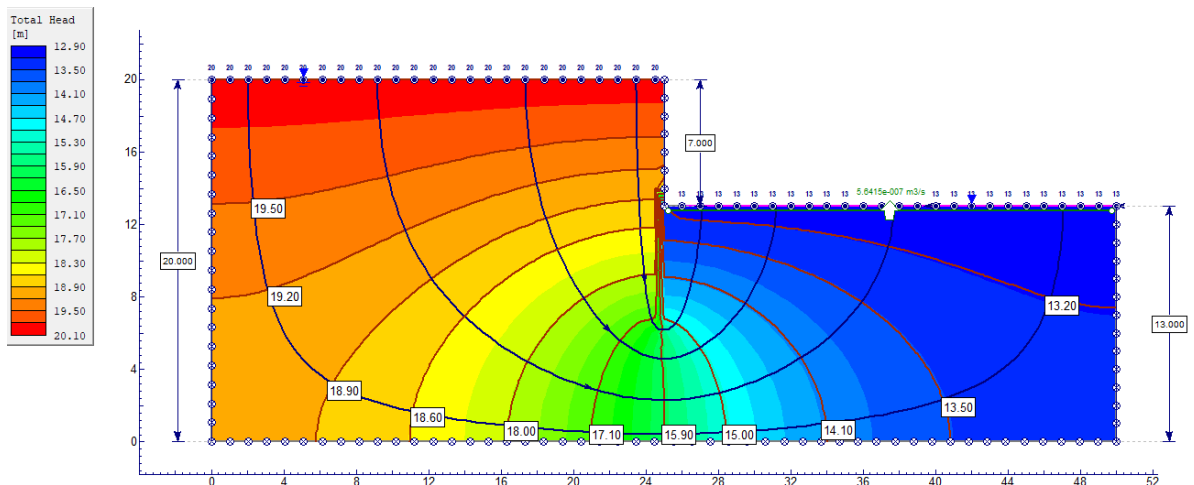


Figura 7.7.5 - Red de flujo y caudal de infiltración caso puntual tablestacado.

Fuente: Elaboración propia.

Existe una disminución de un 8,4 % del caudal de infiltración calculado teóricamente en comparación con el calculado con el software de Rocscience.

Tabla 7.7.5.(b) – Comparativa del caudal de infiltración resultados teóricos vs resultados obtenidos con software Rocscience del caudal de infiltración para un caso puntual de tablestacado.

Caudal de infiltración	Resultados teóricos	Resultados Rocscience
	$Q_{teórico} = 6,16 \times 10^{-7} \left[\frac{m^3}{s} \right]$	$Q_{rocscience} = 5,64 \times 10^{-7} \left[\frac{m^3}{s} \right]$

Fuente: Elaboración propia

7.7.6 Análisis red de flujo considerando una variación en la profundidad de excavación

A continuación, se presentan las variaciones del caudal de infiltración, del valor de la sub-presión delante de la estructura de contención, del esfuerzo cortante en un punto (M) sobre la red de flujo, del resistencia al corte en un punto (M) y se verifica si existe la posibilidad de licuación de suelo a la salida del agua, para distintas profundidades de excavación entre los 3 y 10 metros, para un caso puntual de tablestacado en una excavación en un suelo arenoso con peso específico saturado $\gamma_{SAT} = 15,8 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$, conductividad hidráulica $k = 2,2 \times 10^{-5} [cm/s]$ y cohesión $5 [kPa]$. Los parámetros de suelo fueron obtenidos de Cernica [34] y la planilla de calculo esta adjunta en el anexo.

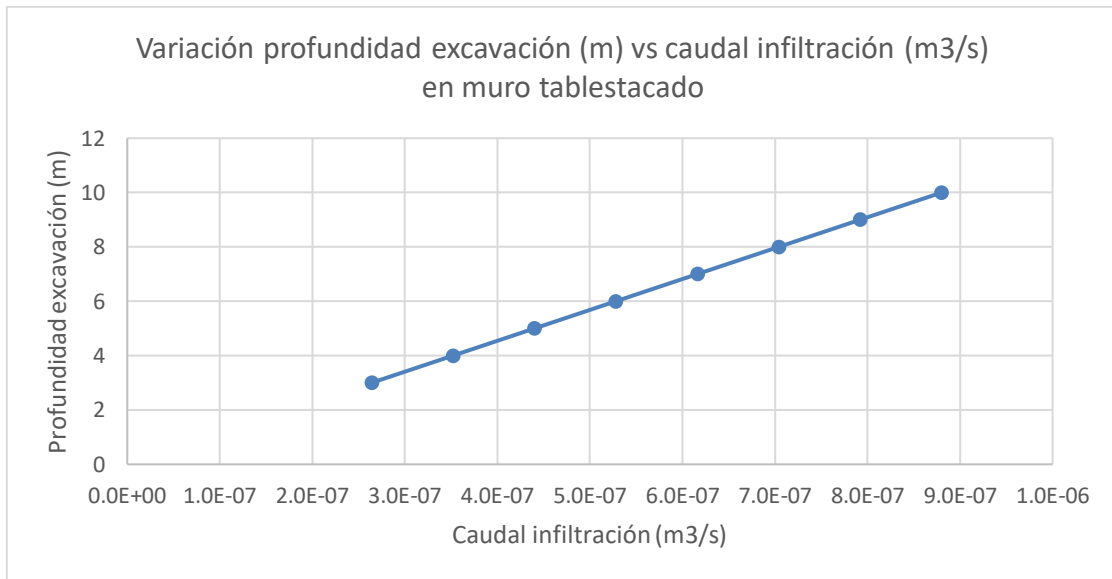


Figura 7.7.6.(a) - Variación del caudal de infiltración en función de la profundidad de excavación con tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

A medida que aumenta la profundidad de excavación, en la figura 7.7.6.(a), se puede apreciar que existe un aumento lineal en el caudal de infiltración, variando entre $2,6 \times 10^{-7}$ y $8,8 \times 10^{-7} \left[\frac{m^3}{s} \right]$ para el caso analizado.

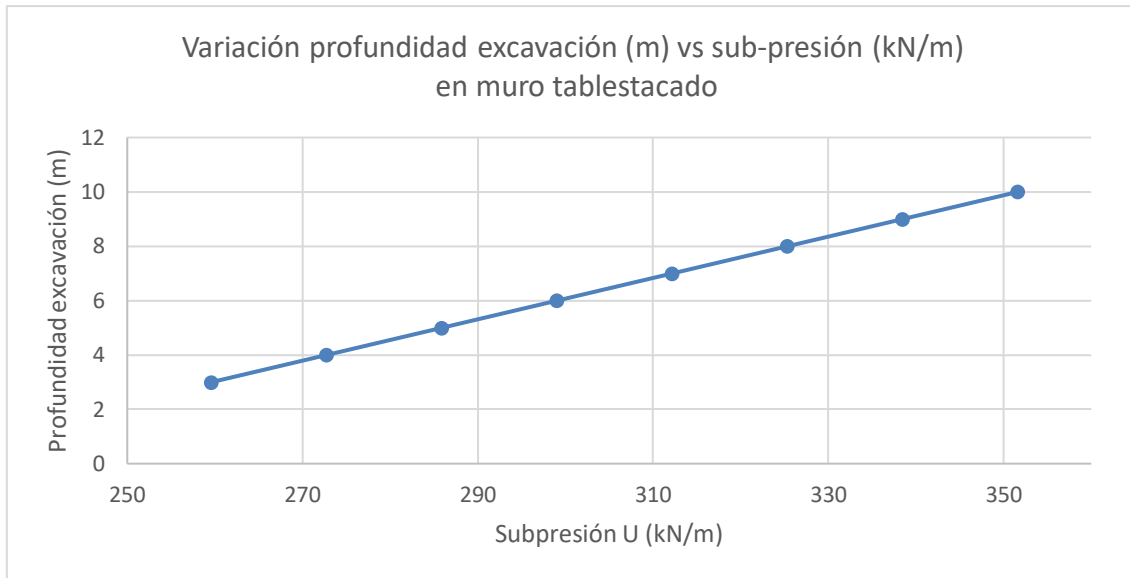


Figura 7.7.6.(b) - Variación de la sub-presión en función de la profundidad de excavación con tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

A medida que aumenta la profundidad de excavación en la figura 7.7.6.(b), aumenta la sub-presión delante de la tablestaca, cuyos valores varían entre 259,6 y 351,6 $[\frac{kN}{m}]$ para el caso analizado.

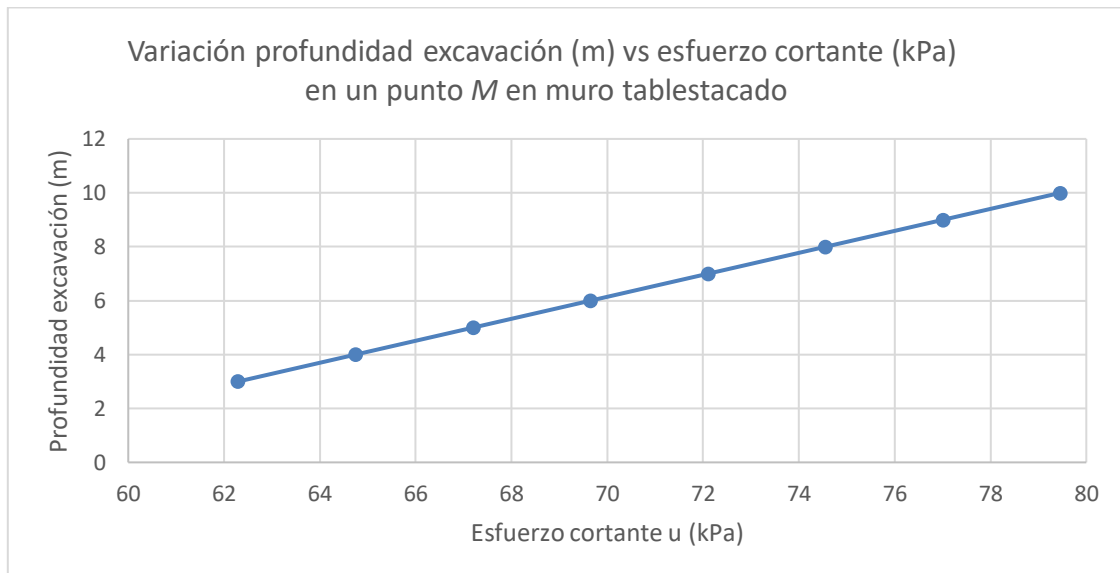


Figura 7.7.6.(c) - Variación del esfuerzo cortante en el punto *M* en función de la profundidad de excavación con tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

A medida que aumenta la profundidad de excavación, en la figura 7.7.6.(c), aumenta linealmente también el esfuerzo, los cuales varían entre 62,3 y 79,5 $[kPa]$ para el caso analizado.

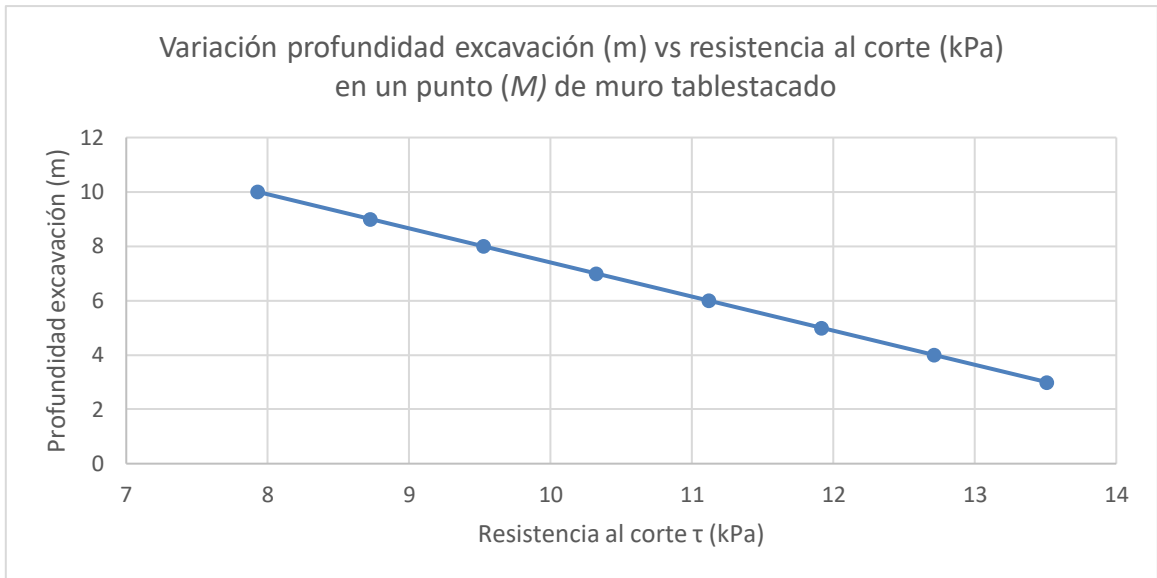


Figura 7.7.6.(d) - Variación de la resistencia al corte en el punto M en función de la profundidad de excavación con tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

A medida que aumenta la profundidad de excavación, en la figura 7.7.6.(d), se puede apreciar que existe una disminución de la resistencia mientras mayor es la profundidad de excavación, variando sus valores entre 7,9 y 13,5 [kPa] para el caso analizado.

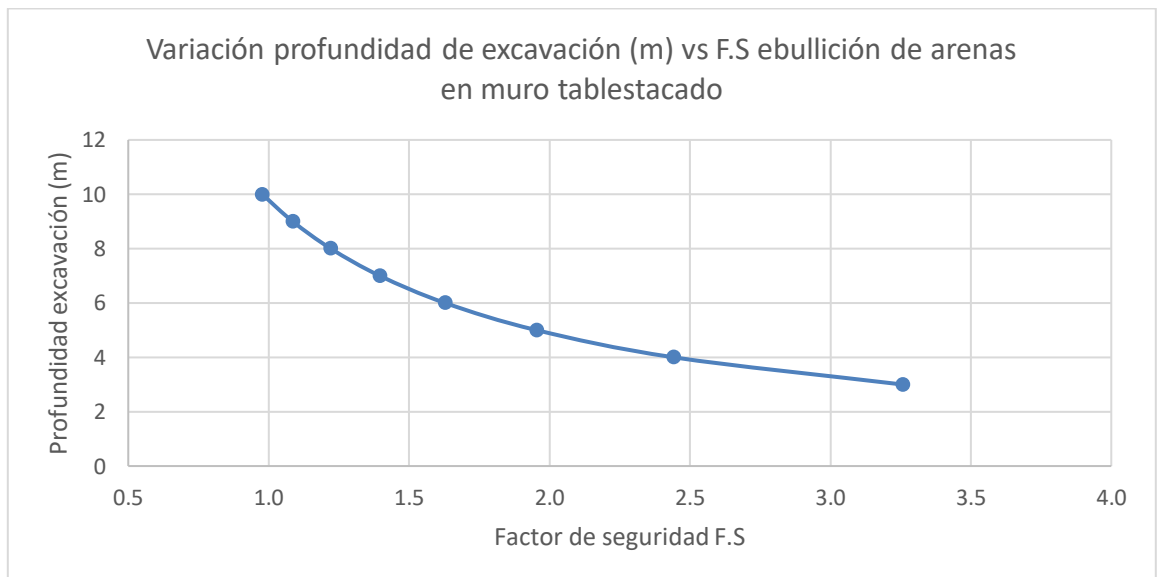


Figura 7.7.6.e - Variación del F.S para ebullición de arenas en función de la profundidad de excavación con tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

A medida que aumenta la profundidad de excavación, en la figura 7.7.6.(e), se ve que hay una disminución del F.S para ebullición de arenas, variando sus valores entre 1,0 y 3,3 para el caso analizado.

7.8 Variación de profundidad de empotramiento de una tablestaca para evitar licuación de suelos

A continuación, se presenta la variación de la longitud de empotramiento en función de la profundidad de la excavación bajo nivel freático y de la porosidad del suelo. Se asume un peso específico del suelo $\gamma_s = 22 \text{ [KN/m}^3\text{]}$ y un coeficiente de seguridad $F.S = 3,0$. Los parámetros de suelo fueron obtenidos a partir de recomendaciones de la comisión de título.

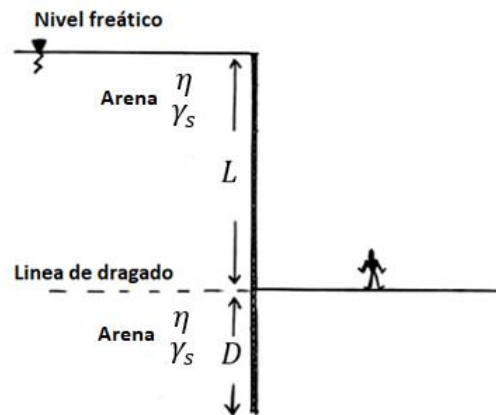


Figura 7.8.(a) - Longitud de empotramiento para evitar ebullición de arenas.
Fuente: Elaboración propia.

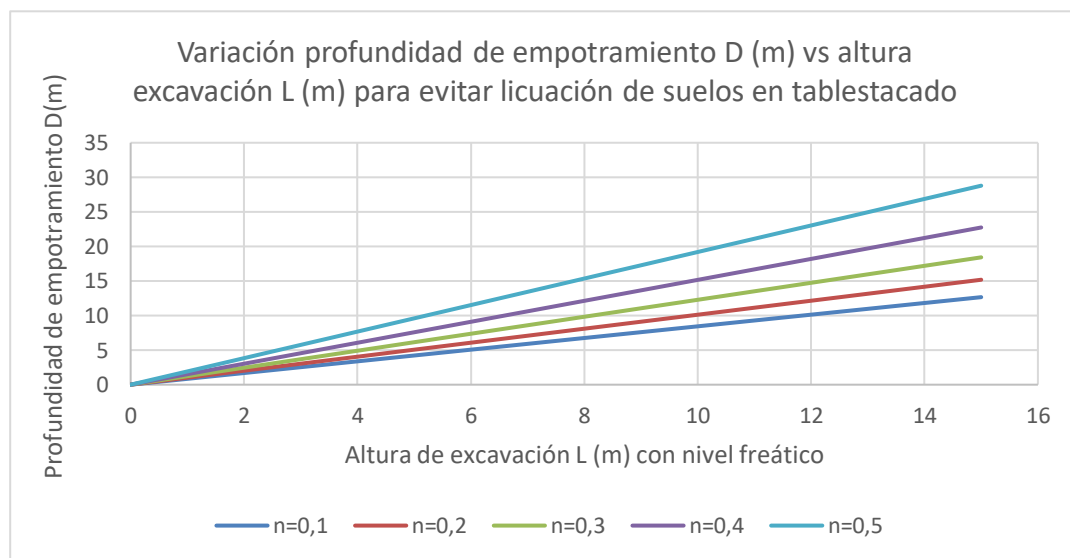


Figura 7.8.(b) - Profundidad de empotramiento para tablestacado considerando variaciones en la porosidad y altura del nivel freático para evitar ebullición de arenas. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.8.(b) se aprecia que hay una relación lineal entre la profundidad de empotramiento y la altura del nivel freático sobre la excavación, además a medida que aumentan los poros en el suelo, es necesario más empotramiento. La planilla de cálculo esta adjunta en el anexo.

7.9 Análisis de sensibilidad sísmica Mononobe – Okabe para un caso puntual de excavación

En los casos de estudio, se consideró el coeficiente sísmico horizontal como $k_h = 0,2$, sin embargo, a continuación, a partir de la teoría de *Mononobe – Okabe*, se presenta el siguiente análisis de sensibilidad para distintas condiciones sísmicas, variando el coeficiente sísmico horizontal k_h , se considera un $k_v = 0$, para un caso puntual de excavación en muro tablestacado.

Para el análisis de sensibilidad se consideran los datos geotécnicos de suelo con peso específico seco de $\gamma = 14 [kN/m^3]$, con ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$ y un ángulo de fricción suelo – estructura $\delta = 14^\circ$, además las propiedades geométricas de la excavación son de una profundidad de $H = 5 m$, con una verticalidad del muro $\alpha = 0^\circ$, con una pendiente o inclinación sobre la excavación de 1:5,7 (vertical : horizontal), equivalente a $\beta = 9,95^\circ$, con una tablestaca de momento resistente $M_{Resistente} = 900 [kNm/m]$, los parámetros de suelo son obtenidos a partir de recomendaciones del profesor guía y comisión de título. La planilla de cálculo esta adjunta en el anexo.

Según figura 7.9.(a), se observa que, a medida que aumenta el coeficiente sísmico horizontal, hay un aumento no lineal del coeficiente de empuje activo sísmico (K_{ae}) de *Mononobe – Okabe*, variando sus valores entre 0,34 – 0,77.

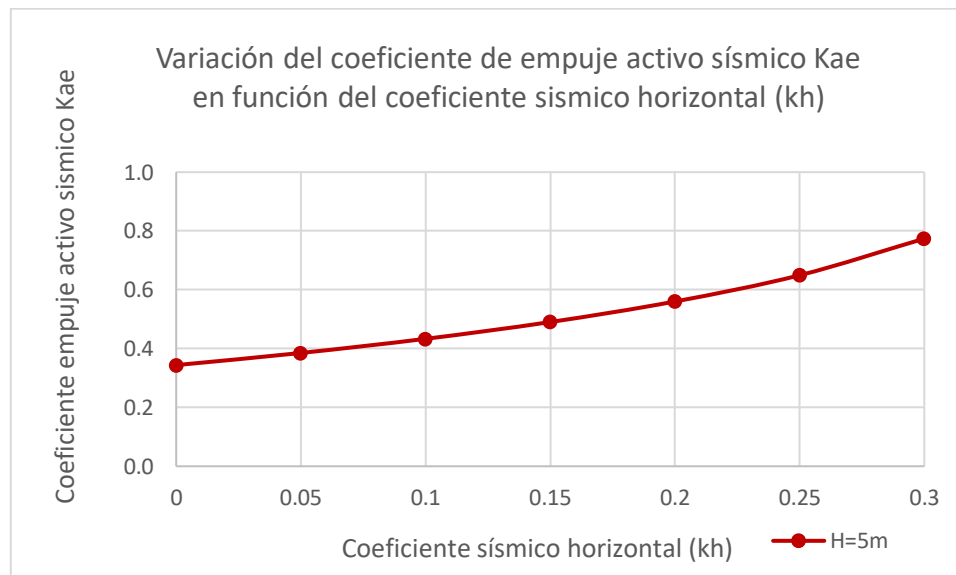


Figura 7.9.(a) - Variación del coeficiente de empuje activo sísmico K_{ae} , para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal k_h . Fuente: Elaboración propia.

Según figura 7.9.(b), se observa un aumento no lineal del empuje activo sísmico (E_{ae}) a medida que aumenta el coeficiente sísmico horizontal (k_h), variando sus valores entre 60,18– 135,44 [kN/m]. Esto se debe principalmente a que, al existir un aumento en la sollicitación sísmica, implica un aumento en el coeficiente de empuje activo sísmico, por consiguiente, se tiene un mayor empuje (E_{ae}).

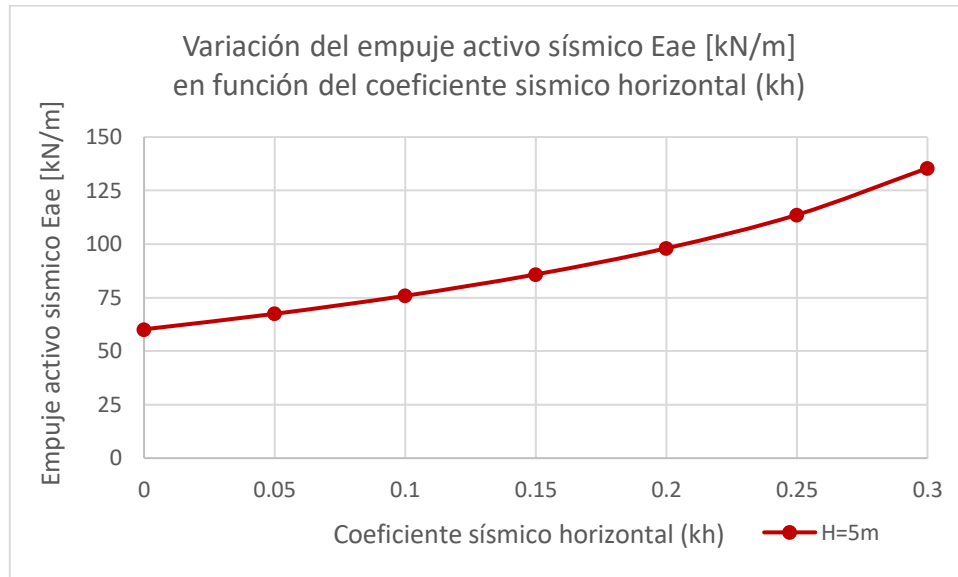


Figura 7.9.(b) - Variación del empuje activo sísmico (E_{ae}), para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal (k_h). Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.9.(c), se tiene un aumento en el momento volcante sísmico $M_{volcante(e)}$, a medida que aumenta el coeficiente sísmico horizontal (k_h), variando sus valores entre 97 – 316 [kN – m/m].

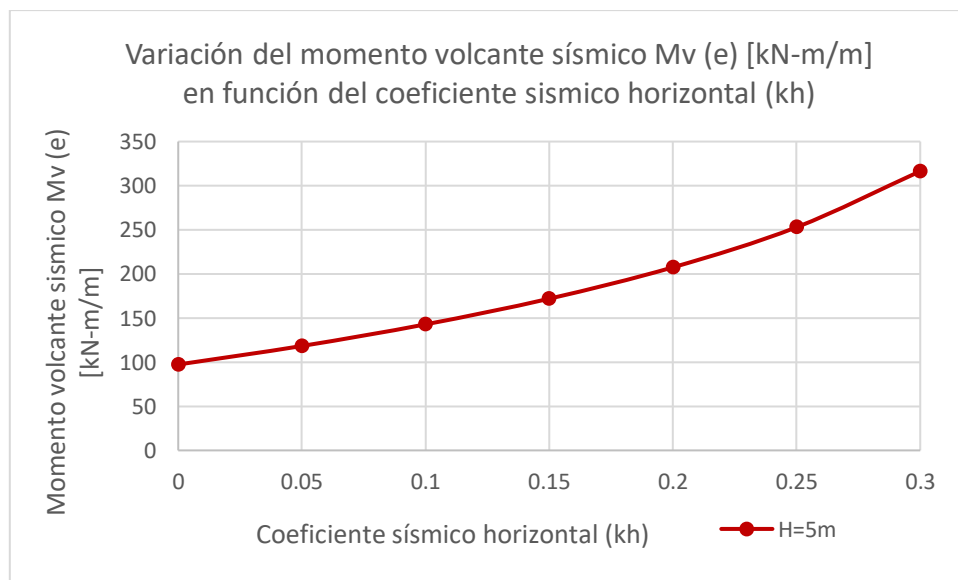


Figura 7.9.(c) - Variación del momento volcante sísmico $M_{v(e)}$ para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal k_h . Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.9.(d), se muestra la variación del factor de seguridad $F.S$ para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal, donde se observa que el factor de seguridad decrece a medida que aumenta la sollicitación sísmica reflejada por (k_h) , variando sus valores del $9,2 > F.S > 2,8$.

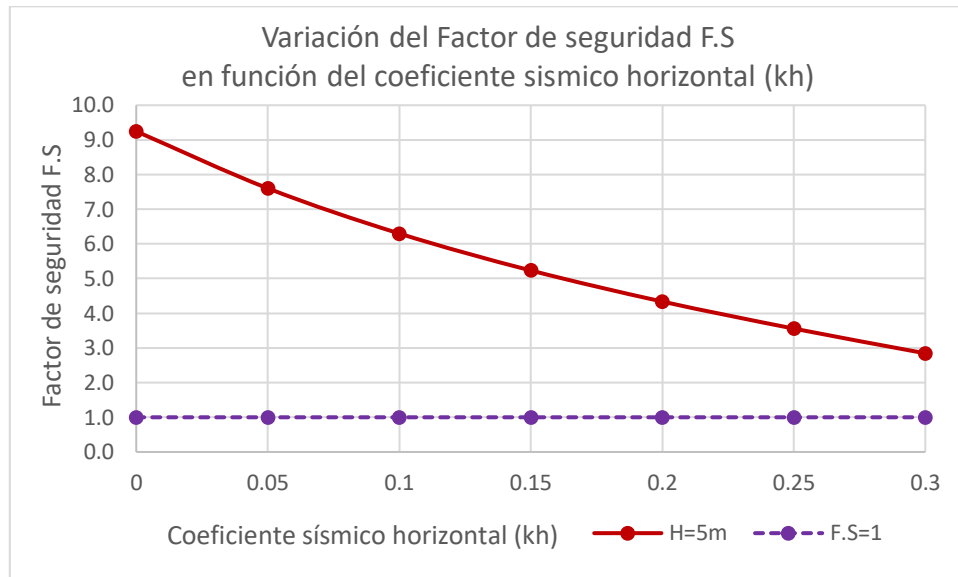


Figura 7.9.(d) - Variación del factor de seguridad $F.S$ para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal (k_h). Fuente: Elaboración propia.

7.10 Análisis de sensibilidad sísmica Mononobe – Okabe para distintas excavaciones $H=3\text{ m}$; $H=5\text{ m}$

En los casos de estudio, se consideró el coeficiente sísmico horizontal como $k_h = 0,2$, sin embargo, a continuación, a partir de la teoría de *Mononobe - Okabe* se presenta el siguiente análisis de sensibilidad para distintas condiciones sísmicas, variando el coeficiente sísmico horizontal (k_h), se considera un ($k_v = 0$) para distintas excavaciones en muro tablestacado.

Para este análisis de sensibilidad se consideran los datos geotécnicos de suelo con peso específico seco de $\gamma = 14\text{ [kN/m}^3\text{]}$, con ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$ y un ángulo de fricción suelo – estructura $\delta = 14^\circ$, además las propiedades geométricas de las distintas excavaciones tienen una profundidad de $H = 3\text{ m}$; $H = 5\text{ m}$, con una verticalidad del muro $\alpha = 0^\circ$, con una pendiente o inclinación sobre la excavación de 1:5,7 equivalente a $\beta = 9,95^\circ$, con una tablestaca de momento resistente $M_{Resistente} = 900\text{ [kNm/m]}$. Los parámetros de suelo son obtenidos a partir de recomendaciones del profesor guía y comisión de título. La planilla de cálculo esta adjunta en el anexo.

Según figura 7.10.(a), se muestra la variación del empuje activo (E_{ae}) en función del coeficiente sísmico horizontal (k_h), a medida que aumenta el coeficiente sísmico, aumenta en forma no lineal el empuje sísmico asociado a la excitación, se aprecia que los empujes son mayores para el caso de $H = 5\text{ m}$.

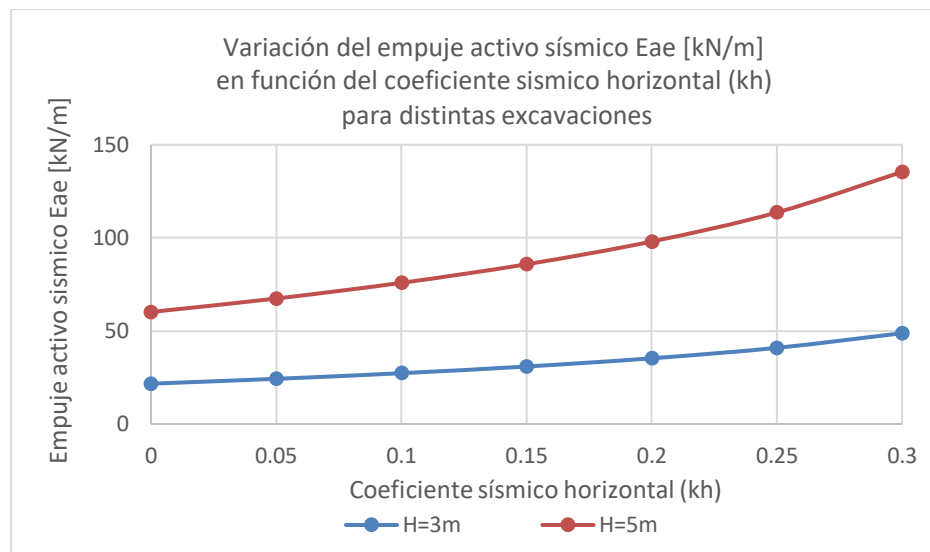


Figura 7.10.(a) - Variación del coeficiente de empuje activo sísmico (K_{ae}), para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal (k_h), para distintas excavaciones. Fuente: Elaboración propia.

En figura 7.10.(b), se muestra la variación del momento volcante sísmico $M_{volcante(e)}$, en función del coeficiente sísmico horizontal, a medida que aumenta la sollicitación sísmica horizontal (k_h), hay un aumento del momento de volcamiento sísmico, siendo el caso con mayor momento volcante la excavación de $H = 5\text{ m}$.

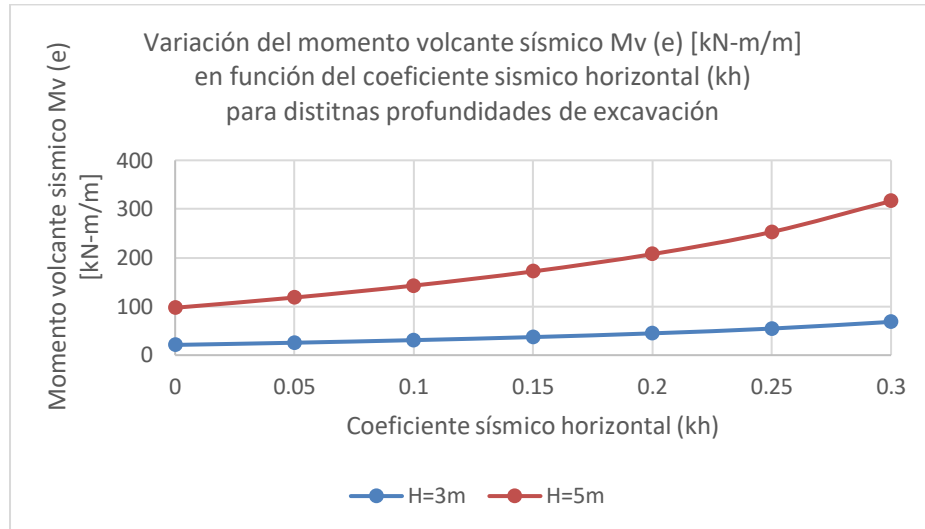


Figura 7.10.(b) - Variación del momento volcante sísmico ($M_{v(e)}$), para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal (k_h), para distintas excavaciones. Fuente: Elaboración propia.

Según figura 7.10.(c), se muestra la variación del factor de seguridad en función del valor del coeficiente sísmico (k_h), se observa que $F.S > 1$ para $H = 3\text{ m}$ y $H = 5\text{ m}$.

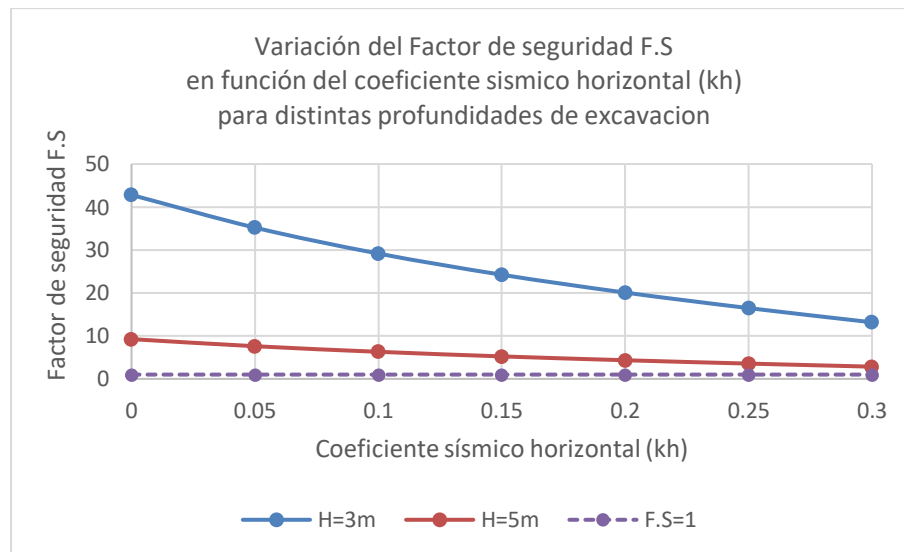


Figura 7.10.(c) - Variación del factor de seguridad $F.S$, para distintos valores del coeficiente sísmico horizontal (k_h), para distintas excavaciones. Fuente: Elaboración propia.

7.11 Análisis de sensibilidad para uno de los casos de estudio, muro tablestacado con una altura de contención 3 metros, para suelos no cohesivos y suelos cohesivos en función de las solicitaciones sísmicas

A continuación, se realiza un análisis de sensibilidad en una planilla de cálculo, a partir de los resultados obtenidos con el software GEO5 V.2022 para un caso puntual de tablestacado, de 12 metros de longitud, con una altura de contención de 3 metros en arenas, sin nivel freático. Los parámetros de suelo fueron obtenidos a partir de recomendaciones del profesor guía y la comisión de título. La planilla de cálculo esta adjunta en el anexo.

Suelos no cohesivos:

- No cohesivo tipo 1: Peso unitario $14 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 30° , cohesión de suelo 0 kPa , ángulo de fricción estructura - suelo 14° , suelo granular, peso unitario de suelo saturado $19 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson 0,25; módulo edométrico 15 MPa . Suelo considerado hasta los 6 m de profundidad.
- No cohesivo tipo 2: Peso unitario $17 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 35° , cohesión de suelo 0 kPa , ángulo de fricción estructura suelo 14° , suelo granular, peso unitario de suelo saturado $22 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson 0,3; módulo edométrico 65 MPa . Suelo considerado desde los 6 m de profundidad.

En tabla 7.11.(a), se presenta la variación de la fuerza de corte (kN/m), momento máximo (kNm/m), desplazamiento máximo (mm) y el factor de seguridad en función de la zonificación sísmica para el caso casos estático, zona sísmica 1, zona sísmica 2 y zona sísmica 3 para suelos no cohesivos.

Tabla 7.11.(a) - Resultados obtenidos para un caso puntual tablestacado con distintos coeficientes sísmicos, con nivel freático, para suelos arenosos.

Condición sísmica	Coefficiente sísmico horizontal (kh)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Factor de seguridad ($F.S$)
Caso estático	0	42,15	87,82	14,8	5,26
Zona sísmica 1	0,1	176,78	390,86	80,9	3,57
Zona sísmica 2	0,15	265,00	615,39	154,6	2,85
Zona sísmica 3	0,2	397,11	893,10	270,4	2,12

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, se realiza el mismo análisis de sensibilidad, para un caso puntual de tablestacado de los casos de estudio, de 12 metros de longitud, con una excavación de 3 metros de profundidad en suelos cohesivos, sin nivel freático. Los parámetros de suelo fueron obtenidos a partir de recomendaciones del profesor guía y la comisión de título. La planilla de cálculo se encuentra adjunta en el anexo.

Suelo cohesivo:

- Peso unitario $17 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 24° , cohesión de suelo 75 kPa , ángulo de fricción estructura suelo 14° , coeficiente de Poisson $0,4$; módulo edométrico 15 MPa .

En tabla 7.11.(b) se presenta la variación de la fuerza de corte (kN/m), momento máximo (kNm/m), desplazamiento máximo (mm) y el factor de seguridad, en función de la zonificación sísmica para el caso casos estático, zona sísmica 1, zona sísmica 2 y zona sísmica 3 para suelos cohesivos.

Tabla 7.11.(b) - Resultados obtenidos para un caso puntual tablestacado con distintos coeficientes sísmicos, sin nivel freático, para suelos cohesivos.

Condición sísmica	Coefficiente sísmico horizontal (kh)	Máxima fuerza de corte (kN/m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	Factor de seguridad ($F.S$)
Caso estático	0	15,78	21,74	3,4	5,64
Zona sísmica 1	0,1	40,28	80,53	10,8	5,09
Zona sísmica 2	0,15	64,83	132,08	17,8	4,71
Zona sísmica 3	0,2	93,44	191,94	26,4	4,29

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.11.(a) se muestra la variación de la máxima fuerza de corte en función del coeficiente sísmico horizontal (kh), a medida que hay un aumento en la sollicitación sísmica, hay un aumento en la máxima fuerza de corte, donde los casos más desfavorables son para suelos arenosos alcanzando $397,11 \text{ (kN/m)}$, mientras que en suelos cohesivos alcanza valores de $93,44 \text{ (kN/m)}$.

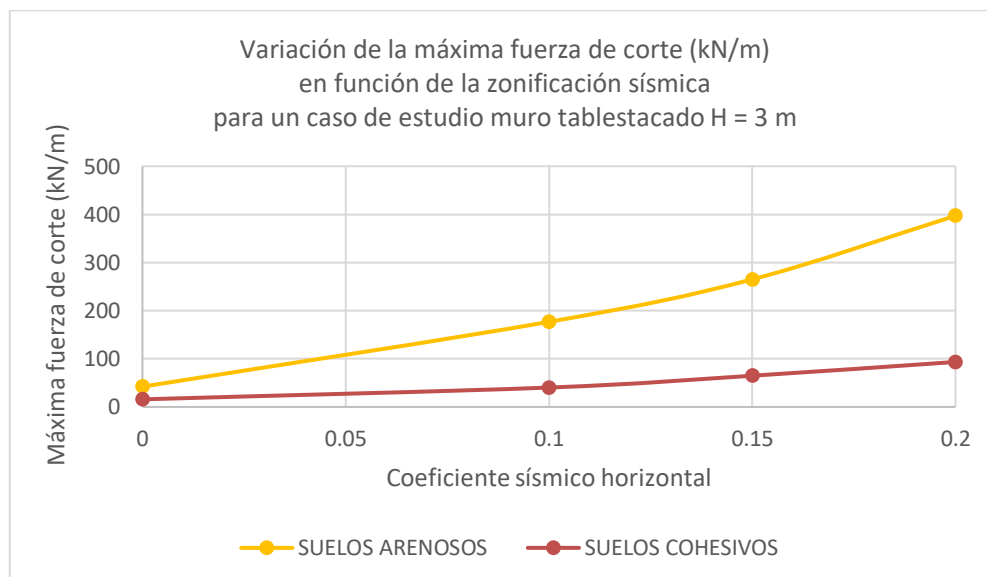


Figura 7.11.(a) – Variación de la máxima fuerza de corte (kN/m) función de la zonificación sísmica para un caso puntual de estudio, muro tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.11.(b) se muestra la variación del momento máximo en función del coeficiente sísmico horizontal (kh), a medida que hay un aumento en la sollicitación sísmica, hay un aumento en el momento máximo asociado, donde los casos más desfavorables son para suelos arenosos alcanzando 893,10 (kNm/m), mientras que en suelos cohesivos alcanza valores de 191,94 (kNm/m).

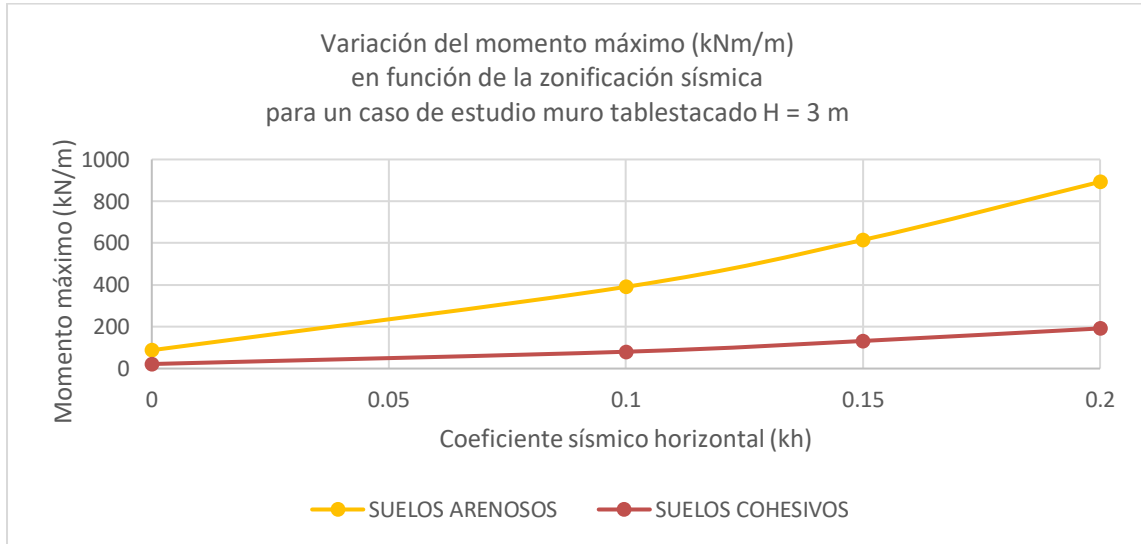


Figura 7.11.(b) – Variación del momento máximo (kNm/m) función de la zonificación sísmica para un caso puntual de estudio, muro tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.11.(c) se muestra la variación del desplazamiento máximo en función del coeficiente sísmico horizontal (kh), a medida que hay un aumento en la sollicitación sísmica, hay un aumento en el desplazamiento máximo asociado, donde los casos más desfavorables son para suelos arenosos alcanzando 270,40 (mm), mientras que en suelos cohesivos alcanza valores de 26,4 (mm).

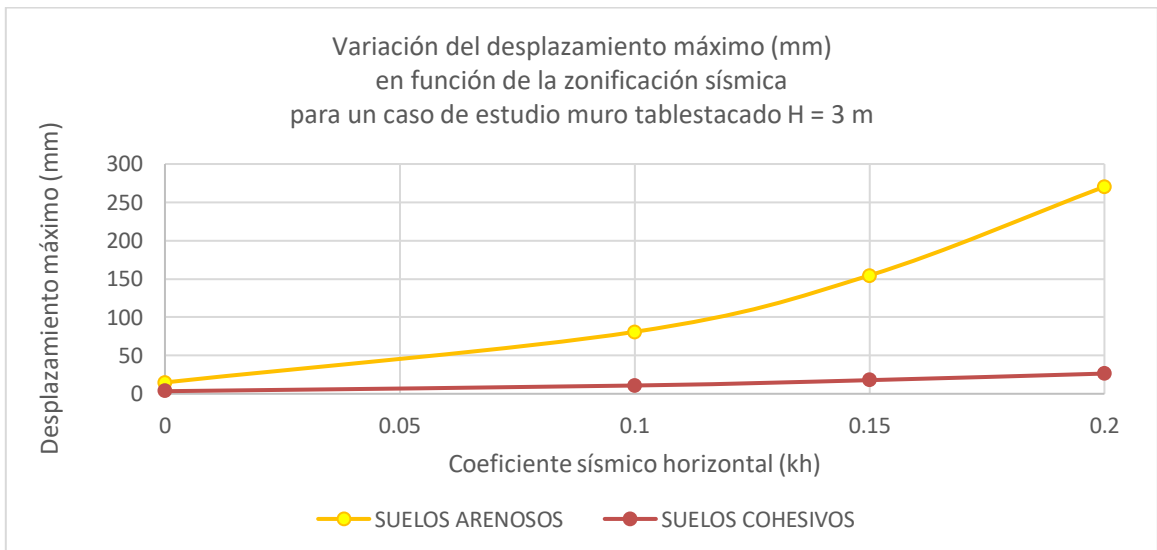


Figura 7.11.(c) – Variación del desplazamiento máximo (mm) en función de la zonificación sísmica para un caso puntual de estudio, muro tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.11.(d) se muestra la variación del factor de seguridad en función del coeficiente sísmico horizontal (kh), a medida que hay un aumento en la sollicitación sísmica, disminuye el factor de seguridad asociado, donde los casos más desfavorables son para suelos arenosos alcanzando valores de $F.S = 2,12$; mientras que en suelos cohesivos alcanza valores de $F.S = 4,29$.

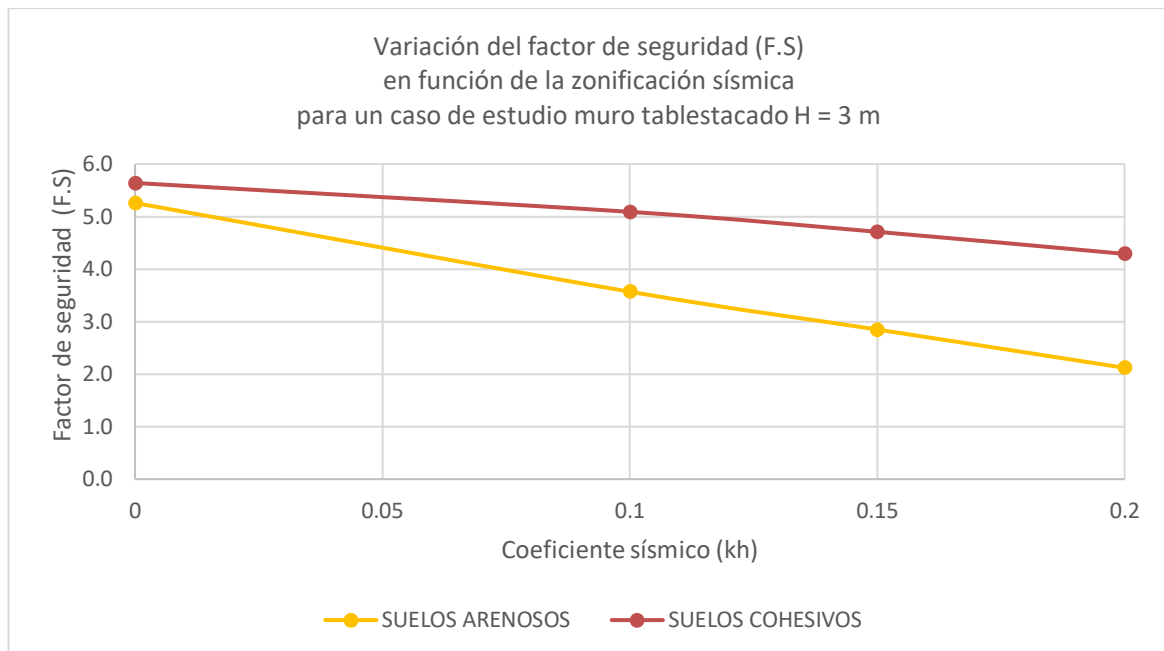


Figura 7.11.(d) – Variación del factor de seguridad ($F.S$) en función de la zonificación sísmica para un caso puntual de estudio, muro tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

7.12 Análisis de sensibilidad de las propiedades estructurales de un sistema tablestacado para suelos arenosos en función de la separación de los anclajes para una altura de contención de 5 metros

A continuación, se presenta un análisis de sensibilidad de las propiedades estructurales de una función de la separación de anclajes para un muro de contención de suelos tablestacado con una altura de contención de 5 metros para suelos arenosos, sin nivel freático y con una sollicitación sísmica de $k_h = 0,2$. Los parámetros de suelo y anclaje fueron obtenidos a partir de recomendaciones del profesor guía y la comisión de título. La planilla de calculo esta adjunta en el anexo.

Suelos no cohesivos:

- No cohesivo tipo 1: Peso unitario $14 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 30° , cohesión de suelo 0 kPa , ángulo de fricción estructura - suelo 14° , suelo granular, peso unitario de suelo saturado $19 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson $0,25$; módulo edométrico 15 MPa . Suelo considerado hasta los 6 m de profundidad.
- No cohesivo tipo 2: Peso unitario $17 \frac{kN}{m^3}$, estado de tensión efectivo, ángulo de fricción interna 35° , cohesión de suelo 0 kPa , ángulo de fricción estructura suelo 14° , suelo granular, peso unitario de suelo saturado $22 \frac{kN}{m^3}$, coeficiente de Poisson $0,3$; módulo edométrico 65 MPa . Suelo considerado desde los 6 m de profundidad.

Las consideraciones para los anclajes, según recomendaciones del profesor guía:

- Para el anclaje se considera a una profundidad de $1,5 \text{ m}$, longitud libre de $9,5 \text{ m}$, longitud de raíz $3,0 \text{ m}$, pendiente 15° , espaciados cada $2,5 \text{ m}$, donde se considera un diámetro de 32 mm , y un módulo de elasticidad de 210000 MPa , y la fuerza de tesado de 240 kN . Se consideraron 3 etapas de construcción, donde se varía el estrato del terreno a $2,5 \text{ m}$, luego se colocan los anclajes y en la tercera etapa se vuelve a excavar hasta los 5 metros y ahí recién se ingresa el sismo, si consideramos el sismo desde la primera etapa de construcción, todos los resultados estudiados son inestables.

Se presenta en la tabla 7.12, la variación de la máxima fuerza de corte (kN/m), el momento máximo (kNm/m), el desplazamiento máximo (mm), y el factor de seguridad ($F.S$).

Tabla 7.12 – Resultados para suelos arenosos altura de contención de 5 metros, muro tablestacado con 1 fila de anclajes.

Modelos		Análisis			Solicitaciones		
Largo tablestaca (m)	Separación entre los anclajes (m)	Momento máximo (kNm/m)	Desplazamiento máximo (mm)	F.S SF_p	Flexión (%)	Corte (%)	Verificación del anclaje
12	1,5	122,87	7,8	3,15	13,3	6,6	Aceptable
	2	122,78	10,1	3,08	13,3	6,4	Aceptable
	2,5	142,59	14,0	3,02	15,4	6,2	Aceptable
	3	160,63	19,5	2,97	17,4	6,1	Aceptable

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 8.12.(b) se observa que a medida que aumenta la separación entre los anclajes, hay un aumento en el momento máximo asociado al sostenimiento, con valores entre [122,87 – 160,63 (kNm/m)] para el caso analizado.

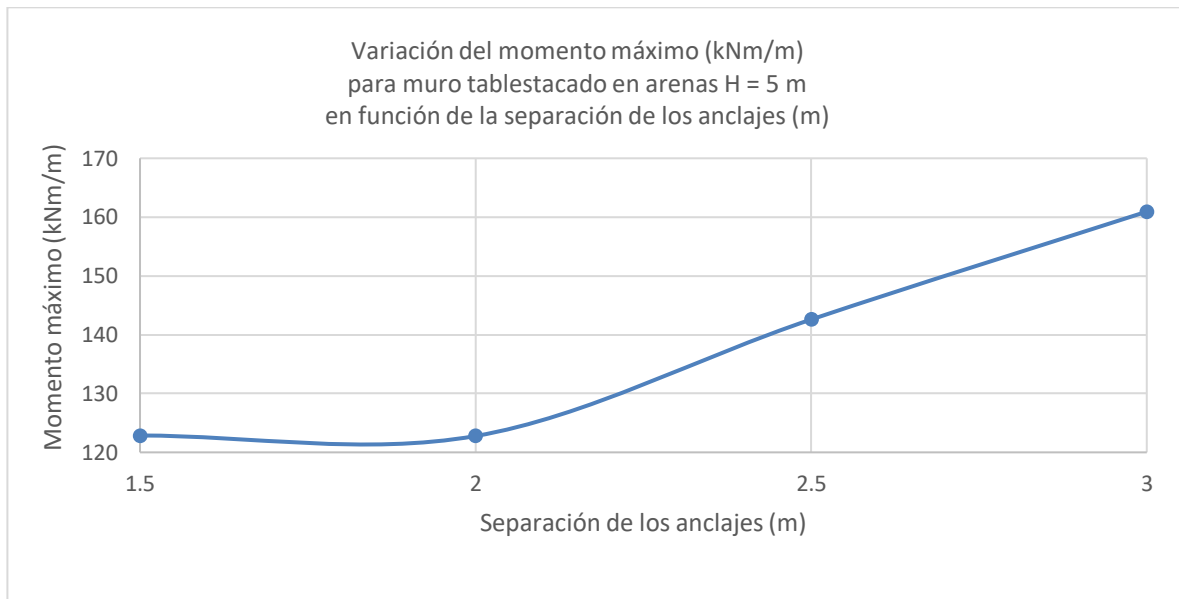


Figura 8.12.(b) – Variación del momento máximo (kNm/m) asociado al muro tablestacado analizado, en función de la separación de los anclajes. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 8.12.(c) se observa que a medida que aumenta la separación entre los anclajes, hay un aumento en el desplazamiento máximo asociado, con valores entre [7,8 – 19,5 (mm)] para el caso analizado.

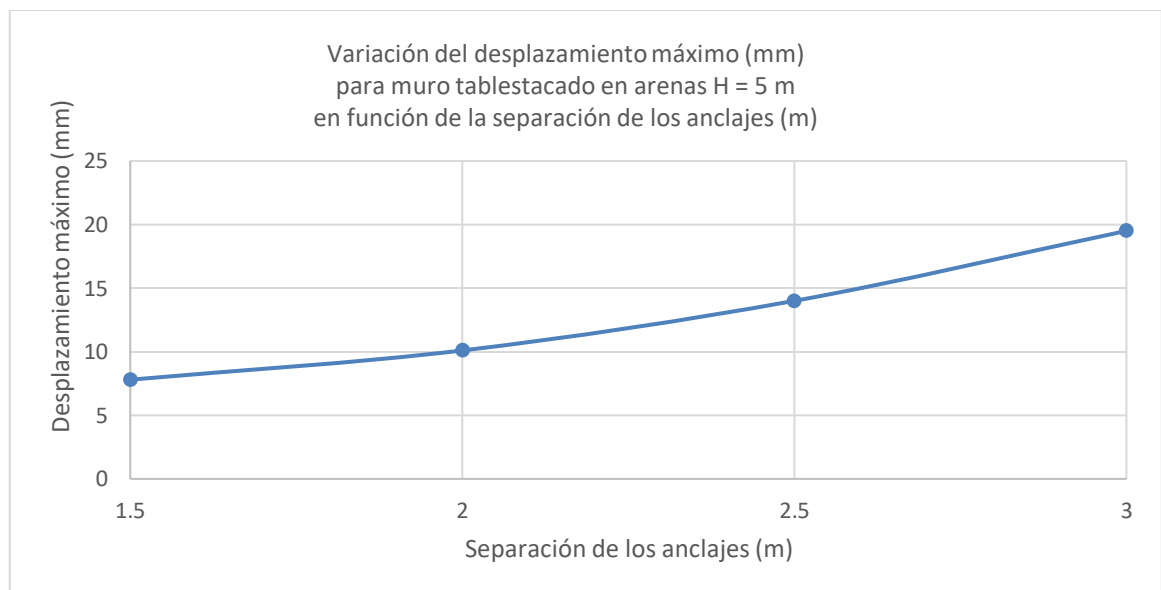


Figura 8.12.(c) – Variación del desplazamiento máximo (mm) asociado al muro tablestacado analizado, en función de la separación de los anclajes. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 8.12.(d) se observa que a medida que aumenta la separación entre los anclajes, hay una disminución del factor de seguridad ($F.S$) asociado al sostenimiento, con valores entre [3,15 – 2,97] para el caso analizado.

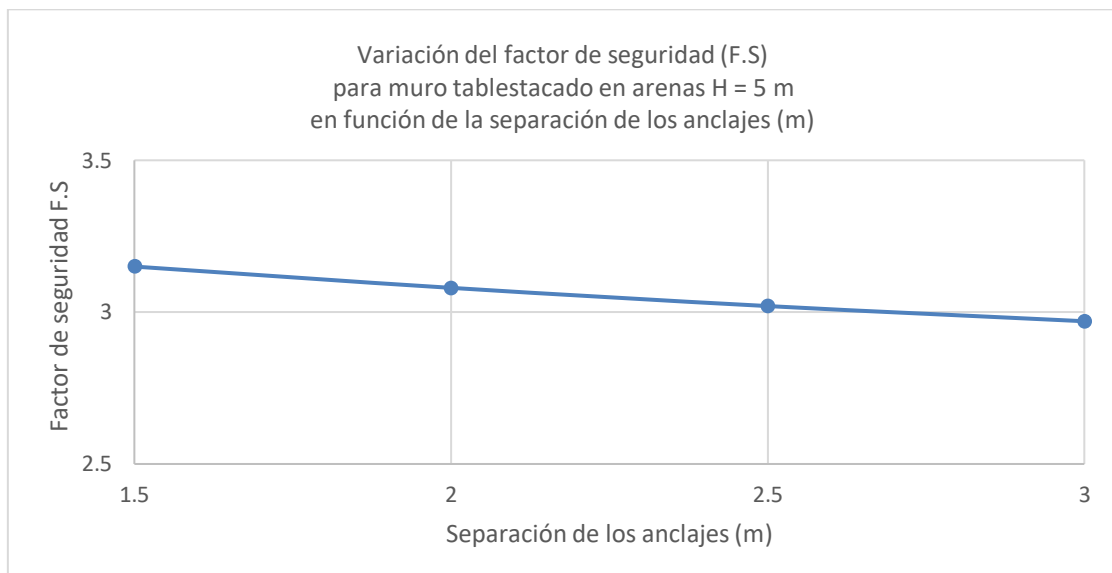


Figura 8.12.(d) – Variación del factor de seguridad ($F.S$) asociado al muro tablestacado analizado, en función de la separación de los anclajes. Fuente: Elaboración propia.

8 Evaluación económica para ambos sistemas de sostenimiento

Se evalúan ambos sistemas de sostenimiento tanto en términos de costos como los plazos asociados. De esta forma comparar ambos métodos en función de estos parámetros y decidir el sistema óptimo para el proyecto requerido. El terreno que se utilizará para realizar la evaluación de costos y plazos se elige porque es un terreno apto para desarrollarse ambos métodos, por lo cual se puede hacer una comparación directa.

Las características del suelo son arenoso gravoso con presencia de finos en un porcentaje de 10% de finos, de esta forma existe una cohesión asociada que permita soportar un corte de 1 a 2 metros por un periodo de 24 a 48 horas, según *U.S Department of Transportation 1998*.

Las características del terreno es que no se considerará la napa freática, de esta forma no se consideran eventualmente los gastos asociados al sistema de bombeo en el caso de muro berlinés, por la utilización de sistemas de depresión de napa freática, pero aun así se realiza un análisis de los costos asociados al rebajamiento del nivel freático para distintas condiciones de bombeo.

Los costos asociados al capítulo 8, están actualizados a la fecha de Agosto 2021.

8.1 Análisis y comparación de plazos y costos en excavación con muro berlinés

Las características de la excavación corresponden ser de 8 metros de profundidad, con una superficie rectangular de dimensiones 30 y 40 metros, teniendo una superficie de 1200 (m^2), de esta forma el volumen de excavación es de 9600 (m^3), ver figura 9.1.



Figura 9.1 - Excavación para evaluación económica de sostenimiento de suelos con muro berlinés. Fuente: Flesan.

A continuación, en la tabla 9.1 se presentan los costos asociados a la ejecución del muro berlinés en el perímetro de la superficie, caracterizado por el uso de perfiles de acero distanciados a 2 metros, con la utilización de madera de pino en tablonces de 2 x 10' en los perfiles de acero, se considera la utilización de sistema de anclajes entre los perfiles de acero, con una longitud total de 11 metros. La duración de las principales partidas para el hincado de pilotes 23,3 días, ejecución de anclajes 15 días, y colocación de tablonces y excavación 18,67 días, de esta forma el plazo total estimado para el desarrollo de este muro berlinés es de 57 días. La información de los costos unitarios y plazos fue entregada por el constructor civil Fabian Astroza perteneciente a la empresa "Flesan" y obtenidas a partir de: "Estudio de sistemas de sostenimiento de suelo en excavaciones en edificios, Ingeniero Civil Gonzalo Rojo, Universidad de Chile. 2016" [1].

Tabla 8.1 - Costos asociados proyecto muro berlinés.

Muro berlinés				
Valor <i>U.F</i> al 23 Agosto 2021			\$ 29.865,91	
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (<i>U.F</i>)	Total (<i>U.F</i>)
Perfiles de acero HN 20 x 39.9	<i>Kg</i>	30723	0,045	1382,55
Tablonces de madera 2 x10" x 3.2 m	Unidad	2142	0,233	499,08
Viga longuerínas IC 25 x27,4	<i>Kg</i>	7672	0,207	207,14
Hincado perfil de acero	m^3	770	1,57	1208,90
Colocación tablonces, vigas longuerínas	m^2	1088	1,48	1610,24
Anclaje 11 m	<i>m</i>	726	2,113	1534,03
Excavación	m^3	9600	0,197	1891,20
Total global muro berlinés en <i>U.F</i>				8333,14
Total global muro berlinés en pesos chilenos				\$ 248.876.899

Fuente: Elaboración propia, a partir de Rojo [1].

8.2 Costos de pantalla auto soportante de tablestacas metálicas

Análisis de precios pantalla auto soportante de tablestacas metálicas machihembradas, se hará el análisis para tipo de terreno en arenas y gravas, para tablestacas recuperables y no recuperables.

Características técnicas:

Pantalla auto soportante de tablestacas metálicas machihembradas, hincadas en el terreno de manera provisional o definitiva, hasta alcanzar como máximo 5 m de profundidad en terreno de arenas o gravas, formadas por perfiles metálicos de acero laminado, con forma acanalada de 800 de ancho de perfil, 8 mm de espesor y módulo de resistencia $1060 \frac{cm^3}{m}$ de pared.

Criterio de cubicación proyecto:

- Superficie medida según documentación gráfica del proyecto.

Condiciones previas que han de cumplirse antes de la ejecución de los ítems:

- Antes de proceder a los trabajos de perforación, todas las conducciones aéreas que afecten a la zona de trabajos serán desviadas y también serán eliminados o modificados todos los elementos que interfieran directamente con los trabajos o que, por su proximidad, puedan afectar a la estabilidad del terreno durante el proceso de ejecución de la pantalla.
- Disposición de guías, hincas de las tablestacas, extracción de las tablestacas (en el caso de lastablestacas recuperables).

Condiciones de terminación: El conjunto será monolítico.

Los costos asociados al capítulo 8.2, están actualizados a la fecha de Agosto 2021.

Tabla 8.2.(a) - Precios pantalla autosoportante de tablestacas metálicas, machihembradas recuperables en arenas.

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
m^2	Materiales	1,000	\$ 3.777,05	\$ 3.777,05
	Tablestaca recuperable para 25 usos formada por perfiles de acero laminado con forma anclada, de 800 mm de ancho de perfil y 8 mm de espesor, con un módulo resistente de 1060 cm^3/m de pared, sistema de unión mediante machihembrado.			
h	Maquinaria	0,287	\$ 36.358,89	\$ 10.435,00
	Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 30 ton y 27 m de altura máxima de trabajo.			
	Martillo percutor de doble efecto, con motor.	0,286	\$ 106.832,15	\$ 30.553,99
h	Mano de obra	0,344	\$ 4.239,68	\$ 1.458,45
	Ayudante estructurista			
%	Herramientas	2,000	\$ 46.224,49	\$ 924,49
Costo total				\$ 47.148,98
Coste mantenimiento decenal: \$ 1.414,47 en los primeros 10 años				

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.2.(b) - Precios pantalla autosoportante de tablestacas metálicas, machihembradas recuperables en gravas.

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
m^2	Materiales	1,000	\$ 3.777,05	\$ 3.777,05
	Tablestaca recuperable para 25 usos formada por perfiles de acero laminado con forma anclada, de 800 mm de ancho de perfil y 8 mm de espesor, con un módulo resistente de 1060 cm^3/m de pared, sistema de unión mediante machihembrado			
h	Maquinaria	0,429	\$ 36.358,89	\$ 15.597,96
	Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 30 ton y 27 m de altura máxima de trabajo.			
	Martillo percutor de doble efecto, con motor.	0,427	\$ 106.832,15	\$ 45.617,33
h	Mano de obra	0,487	\$ 4.239,68	\$ 2.064,72
	Ayudante estructurista			
%	Herramientas	2,000	\$ 67.057,06	\$ 1.341,14
Costo total				\$ 68.398,20
Coste mantenimiento decenal: \$ 2.051,95 en los primeros 10 años				

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.2.(c) - Precios pantalla autosoportante de tablestacas metálicas, machihembradas norecuperables en arenas.

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
m^2	Materiales	1,000	\$ 93.726,75	\$ 93.726,75
	Tablestaca no recuperable formada por perfiles de acero laminado con forma anclada, de 800 mm de ancho de perfil y 8 mm de espesor, con un módulo resistente de 1060 cm^3/m de pared, sistema de unión mediante machihembrado.			
h	Maquinaria	0,146	\$ 26.611,64	\$ 3.885,30
	Martinete de caída libre y efecto simple			
h	Mano de obra	0,166	\$ 4.239,68	\$ 703,79
	Ayudante estructurista			
%	Herramientas	2,000	\$ 98.315,84	\$ 1.966,32
Costo total				\$ 100.282,16
Coste mantenimiento decenal: \$ 3.008,46 en los primeros 10 años				

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.2.(d) - Precios pantalla autosoportante de tablestacas metálicas, machihembradas norecuperables en gravas.

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
m^2	Materiales	1,000	\$ 93.726,75	\$ 93.726,75
	Tablestaca no recuperable formada por perfiles de acero laminado con forma anclada, de 800 mm de ancho de perfil y 8 mm de espesor, con un módulo resistente de 1060 cm^3/m de pared, sistema de unión mediante machihembrado.			
h	Maquinaria	0,226	\$ 26.611,64	\$ 6.014,23
	Martinete de caída libre y efecto simple			
h	Mano de obra	0,258	\$ 4.239,68	\$ 1.093,84
	Ayudante estructurista			
%	Herramientas	2,000	\$ 100.834,82	\$ 2.016,70
Costo total				\$ 102.851,52
Coste mantenimiento decenal: \$ 3.085,55 en los primeros 10 años				

Fuente: CYPE [31].

8.2.1 Análisis y comparación de costos en muro tablestacado diferentes distancias de proyecto

Costos transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de maquinaria para hincas de tablestacas.

Análisis de precios unitarios en función de la longitud de las tablestacas y de la dureza del terreno, se escogerá un modelo u otro de equipo vibrohincador: vibradora accionada como accesorio de retroexcavadora, vibradora colgada de grúa o vibradora autopropulsada.

Características técnicas:

- Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de vibrohincador – extractor hidráulico, para hincas de tablestacas metálicas en el terreno, con carácter provisional o definitivo, a 3 distancias distancia de 50 (*km*), entre 50 - 100 (*km*) y entre 100 - 200 (*km*). El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.

Criterio de cubicación en proyecto:

- Número de unidades previstas, según documentación gráfica del proyecto.

Condiciones previas que han de cumplirse antes de la ejecución de los ítems:

- Se comprobará que el acceso a la obra es el adecuado y se dispone de la correspondiente plataforma de trabajo.
- Transporte a la obra, montaje del equipo, desmontaje del equipo y retirada del equipo.

Condiciones de terminación: Completa retirada del equipo utilizado.

Criterio de cubicación en obra y condiciones de abono:

- Se medirá el número de unidades realmente ejecutadas según especificaciones del proyecto.

Criterio de valoración económica:

- El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.

Los costos asociados al capítulo 8.2.1, están actualizados a la fecha de Agosto 2021.

Tabla 8.2.1.(a) - Precios transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de maquinaria para hincarse tablestaca, distancia hasta 50 km.

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
UD	Maquinaria hasta 50 km.	1,005	\$ 4.822.680,55	\$ 4.846.793,95
	Transporte, puesta en obra y retirada de martillo percutor de doble efecto, con motor, para hincarse y extracción de tablestacas recuperables.			
%	Herramientas.	2,000	\$ 4.846.793,95	\$ 96.935,88
Costo total				\$ 4.943.729,83

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.2.1.(b) - Precios transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de maquinaria para hincarse tablestaca, distancia entre 50 — 100 km.

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
UD	Maquinaria entre 50 - 100 km.	1,005	\$ 4.941.318,48	\$ 4.966.025,07
	Transporte, puesta en obra y retirada de martillo percutor de doble efecto, con motor, para hincarse y extracción de tablestacas recuperables.			
%	Herramientas.	2,000	\$ 4.966.025,07	\$ 99.320,05
Costo total				\$ 5.065.345,57

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.2.1.(c) - Precios transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de maquinaria para hincarse tablestaca, distancia entre 100 — 200 km.

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
UD	Maquinaria entre 100 - 200 km.	1,005	\$ 5.178.594,37	\$ 5.204.487,34
	Transporte, puesta en obra y retirada de martillo percutor de doble efecto, con motor, para hincarse y extracción de tablestacas recuperables.			
%	Herramientas.	2,000	\$ 5.204.487,34	\$ 104.089,75
Costo total				\$ 5.308.577,09

Fuente: CYPE [31].

8.2.2 Costos y plazos de una excavación en particular, muro tablestacado

A continuación, se muestran los costos generales para una excavación de recinto 20 x 12 x 6 metros de profundidad, teniendo una superficie de 240 (m^2), de esta forma el volumen de excavación es de 1440 (m^3), estos datos fueron proporcionados por Gonzalo Galdames de la empresa “Mecanotubo Chile”, durante Noviembre 2021.



Figura 8.2.2 - Excavación para evaluación económica de sostenimiento de suelos con muro tablestacado. Fuente: Mecanotubo Chile, 2021.

Tabla 8.2.2 - Antecedentes para análisis de gastos, costos y plazos muro tablestacado.

Tiempo duración proyecto para que la empresa construya	3 meses	
Perforación del terreno	3 días	0.3 UF el metro, 3 perforaciones por tablestaca
Hinca de tablestaca	5 días	
Cliente entrega combustible	15 % de la venta son gastos de venta	Fletes de maquinaria son por el cliente o a convenir
Arriendo de tablestacas	1 semana	1.4 UF por unidad
Remuneración operador y ayudante	1 mes	\$5.000.000 CLP
Alojamiento operadores	1 mes	\$ 1.000.000 CLP
Movilización operadores	1 mes	\$ 1.000.000 CLP
Colaciones y gastos operadores	1 mes	\$ 600.000 CLP
Deshincado	1 semana	360 UF

Fuente: Mecanotubo Chile, 2021.

8.3 Costos de estudio geotécnico

Estudio geotécnico del terreno en suelo medio (arcillas, margas) con un sondeo hasta 10 m, tomando 1 muestra inalterada y 1 muestra alterada (*SPT*), una penetración dinámica mediante penetrómetro dinámico (*DPSH*) hasta 10 m y realización de las siguientes pruebas de laboratorio: análisis granulométrico, límites de Atterberg; humedad natural; densidad aparente; resistencia a compresión; expansivita; corte directo; proctor normal; proctor modificado; *C.B.R.*; contenido de sulfatos; contenido de materia orgánica.

Los costos asociados al capítulo 8.3, están actualizados a la fecha de Agosto 2021.

Tabla 8.3.(a) - Análisis y comparación de costos estudio geotécnico.

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
<i>UD</i>	Transporte de equipo de sondeo, personal especializado y materiales a la zona de trabajo y retorno al finalizar los mismos. Distancia menor de 40 km.	1,000	\$ 143.896,54	\$ 143.896,54
<i>UD</i>	Emplazamiento de equipo de sondeo en cada punto.	1,000	\$ 34.916,37	\$ 34.916,37
<i>m</i>	Sondeo mediante perforación a rotación en suelo medio (arcillas, margas), con extracción de testigo continuo, con batería de diámetros 86 a 101 mm, hasta 25 m de profundidad.	10,000	\$ 20.539,05	\$ 205.390,50
<i>UD</i>	Caja porta - testigos de cartón parafinado, fotografiada.	5,000	\$ 4.694,64	\$ 23.473,20
<i>UD</i>	Transporte de equipo de penetración dinámica (<i>DPHS</i>), personal especializado y materiales a la zona de trabajo y retorno al finalizar los mismos. Distancia menor de 40 km.	1,000	\$ 89.057,29	\$ 89.057,29
<i>UD</i>	Emplazamiento de equipo de penetración dinámica (<i>DPHS</i>) en cada punto.	1,000	\$ 28.754,66	\$ 28.754,66
<i>m</i>	Penetración mediante penetrómetro dinámico (<i>DPHS</i>), hasta 15 m de profundidad.	10,000	\$ 7.041,96	\$ 70.419,60
<i>UD</i>	Extracción de muestra inalterada mediante toma muestras de pared gruesa, hasta 25 m de profundidad.	1,000	\$ 14.083,92	\$ 14.083,92

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
UD	Extracción de muestra alterada mediante toma muestras normalizado de la prueba de penetración estándar (SPT), hasta 25m de profundidad.	1,000	\$ 10.562,94	\$ 10.562,94
m	Descripción de testigo continuo de muestra de suelo.	10,000	\$ 1.819,17	\$ 18.191,70
UD	Análisis granulométrico por tamizado de una muestra de suelo.	1,000	\$ 17.663,58	\$ 17.663,58
UD	Prueba para determinar los límites de Atterberg (límite líquido y plástico de una muestra de suelo).	1,000	\$ 21.184,55	\$ 21.184,55
UD	Prueba para determinar el contenido de humedad natural mediante secado en estufa de una muestra de suelo.	1,000	\$ 2.640,74	\$ 2.640,74
UD	Prueba para determinar la densidad aparente (seca y húmeda) de una muestra de suelo.	1,000	\$ 5.281,46	\$ 5.281,46
UD	Prueba para determinar la resistencia a compresión simple de una muestra de suelo (incluso tallado), según ASTM D2850.	1,000	\$ 17.663,58	\$ 17.663,58
UD	Prueba para determinar la expansividad de una muestra de suelo.	1,000	\$ 36.500,81	\$ 36.500,81
UD	Prueba de corte directo sin consolidación y sin drenaje de una muestra de suelo, según ASTM D3080.	1,000	\$ 45.831,41	\$ 45.831,41
UD	Prueba proctor normal.	1,000	\$ 36.365,84	\$ 36.365,84
UD	Prueba proctor modificado.	1,000	\$ 54.281,76	\$ 54.281,76
UD	Prueba C.B.R (California Bearing Ratio) en laboratorio, sin incluir prueba proctor, en explanadas.	1,000	\$ 102.302,05	\$ 102.302,05

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
<i>UD</i>	Prueba cuantitativa para determinar el contenido en sulfatos solubles de una muestra de suelo.	1,000	\$ 15.903,09	\$ 15.903,09
<i>UD</i>	Prueba cuantitativa para determinar el contenido en materia orgánica de una muestra de suelo.	1,000	\$ 15.903,09	\$ 15.903,09
<i>UD</i>	Informe geotécnico, con especificación de cada uno de los resultados obtenidos, conclusiones y validez del estudio sobre parámetros para el diseño de la fundación.	1,000	\$ 176.048,94	\$ 176.048,94
%	Herramientas	2,000	\$ 1.186.317,62	\$ 23.726,35
Costo total				\$ 1.210.043,97

Fuente: CYPE [31].

8.4 Costos del rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante

A continuación, se presenta el desglose del coste del rebajamiento de la napa freática en la utilización de muro berlinés o muro tablestacado de ser necesario con bomba auto aspirante, para distintos caudales de aspiración: 18 - 30 - 60- 180 - 240 - 360 – 600 [m^3/hr].

Características técnicas:

- Rebajamiento de la napa freática en trabajos de excavación, con bomba auto aspirante para distintos caudales, ver figura 8.4.

Criterio de cubicación proyecto:

- Tiempo estimado según estudio geotécnico del terreno.

Criterio de cubicación en obra y condiciones de abono:

- Amortización en forma de alquiler por horas, según condiciones definidas en el contrato suscrito con la empresa suministradora.

Los costos asociados al capítulo 8.4, están actualizados a la fecha de Agosto 2021.



Figura 8.4 - Bomba auto aspirante para rebajamiento de napa freática. Fuente: Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.4.(a) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 18 [m³/hr].

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
h	Maquinaria	1,077	\$ 902,86	\$ 972,38
	Bomba auto aspirante eléctrica de aguas limpias alta presión, de 3 kW, para un caudal de 18 m ³ /hr.			
h	Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 30 kVA de potencia.	1,077	\$ 2.052,70	\$ 2.210,76
%	Herramientas	2,000	\$ 3.183,14	\$ 63,66
Costo total				\$ 3.246,80

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.4.(b) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 30 [m³/hr].

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
h	Maquinaria	1,077	\$ 1.198,44	\$ 1.290,72
	Bomba auto aspirante eléctrica de aguas limpias alta presión, de 3 kW, para un caudal de 30 m ³ /hr.			
h	Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 30 kVA de potencia.	1,077	\$ 2.052,70	\$ 2.210,76
%	Herramientas	2,000	\$ 3.501,48	\$ 70,03
Costo total				\$ 3.571,51

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.4.(c) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 60 [m³/hr].

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
h	Maquinaria	1,077	\$ 1.413,41	\$ 1.522,24
	Bomba auto aspirante eléctrica de aguas limpias alta presión, de 3 kW, para un caudal de 60 m ³ /hr.			
h	Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 30 kVA de potencia.	1,077	\$ 2.052,70	\$ 2.210,76
%	Herramientas	2,000	\$ 3.733,00	\$ 74,66
Costo total				\$ 3.807,66

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.4.(d) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 180 [m³/hr].

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
h	Maquinaria	1,077	\$ 1.628,37	\$ 1.753,75
	Bomba auto aspirante eléctrica de aguas limpias alta presión, de 3 kW, para un caudal de 180 m ³ /hr.			
h	Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 30 kVA de potencia.	1,077	\$ 2.052,70	\$ 2.210,76
%	Herramientas	2,000	\$ 3.964,51	\$ 79,29
Costo total				\$ 4.043,80

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.4.(e) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 240 [m³/hr].

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
h	Maquinaria	1,077	\$ 2.208,79	\$ 2.378,87
	Bomba auto aspirante eléctrica de aguas limpias alta presión, de 3 kW, para un caudal de 240 m ³ /hr.			
h	Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 30 kVA de potencia.	1,077	\$ 2.052,70	\$ 2.210,76
%	Herramientas	2,000	\$ 4.589,63	\$ 91,79
Costo total				\$ 4.681,42

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.4.(f) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 360 [m³/hr].

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
h	Maquinaria	1,077	\$ 4.181,10	\$ 4.503,04
	Bomba auto aspirante eléctrica de aguas limpias alta presión, de 3 kW, para un caudal de 360 m ³ /hr.			
h	Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 30 kVA de potencia.	1,077	\$ 2.052,70	\$ 2.210,76
%	Herramientas	2,000	\$ 6.713,80	\$ 134,28
Costo total				\$ 6.848,08

Fuente: CYPE [31].

Tabla 8.4.(g) - Precios rebajamiento de la napa freática con bomba auto aspirante, caudal máximo 600 m^3/hr .

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
<i>h</i>	Maquinaria	1,077	\$ 15.606,61	\$ 16.808,32
	Bomba auto aspirante eléctrica de aguas limpias alta presión, de 3 kW, para un caudal de 600 m^3/hr .			
<i>h</i>	Grupo electrógeno insonorizado, trifásico, de 30 kVA de potencia.	1,077	\$ 2.052,70	\$ 2.210,76
%	Herramientas	2,000	\$ 19.019,08	\$ 380,38
Costo total				\$ 19.399,46

Fuente: CYPE [31].

8.4.1 Costos transporte, puesta en obra y retirada de bomba para rebajamiento de la napa freática

A continuación, se presenta el desglose del transporte, puesta en obra y retirada de bomba para rebajamiento de la napa freática en trabajos de excavación requeridos en el muro berlinés. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.

Características técnicas:

- Transporte, puesta en obra y retirada de bomba para rebajamiento napa freática en trabajos de excavación.

Criterio de cubicación proyecto:

- Número de unidades previstas, según documentación gráfica del proyecto.

Proceso de ejecución:

- Transporte a la obra. Montaje de la bomba. Desmontaje de la bomba. Retirada de la obra.

Condiciones de terminación:

- Completa retirada de la bomba utilizada.

Criterio de valoración económica:

- El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado.

Los costos asociados al capítulo 8.4.1, están actualizados a la fecha de Agosto 2021.

Tabla 8.4.1 - Precios por transporte, puesta en obra y retirada de bomba para rebajamiento de la napa freática.

Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Importe
<i>h</i>	Materiales	0,323	\$ 31.421,03	\$ 10.148,99
	Camión con grúa de hasta 12 Ton.			
<i>h</i>	Mano de obra	1,223	\$ 5.466,67	\$ 6.685,74
	Maestro de 1° construcción de obra civil.			
<i>h</i>	Ayudante construcción de obra civil.	2,446	\$ 4.063,51	\$ 9.939,35
%	Herramientas	2,000	\$ 26.774,08	\$ 535,48
Costo total				\$ 27.309,56

Fuente: CYPE [31].

8.5 Análisis y comparación de costos para ambos sistemas de sostenimiento de suelos

En la figura 8.5.(a) indica que el costo unitario diario de un muro berlinés sin considerar anclajes ni excavación obviamente es menor que un muro berlinés que si considera tanto el anclaje como la excavación, aumentando el costo hasta en un 69,79%.

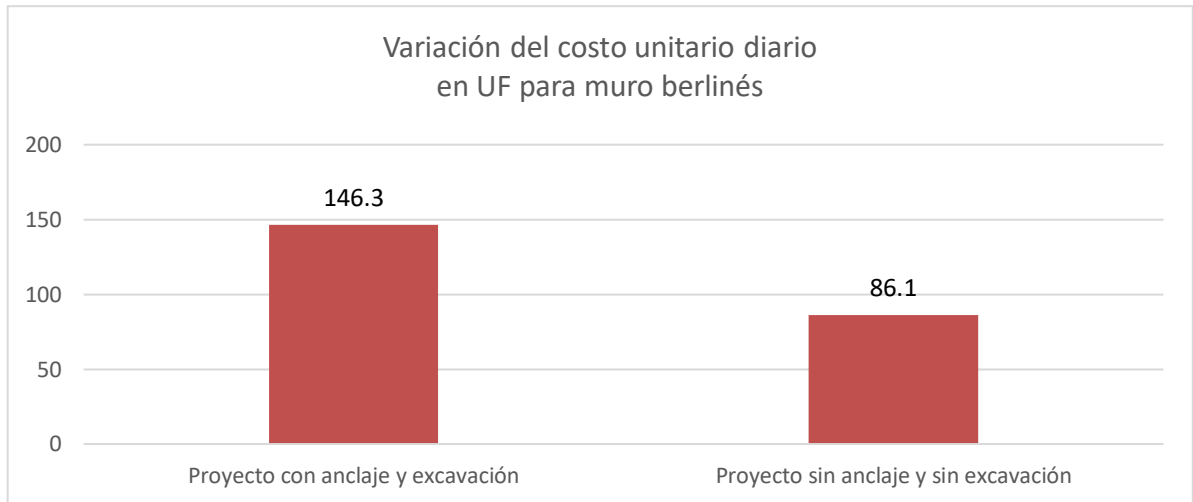


Figura 8.5.(a) - Costo unitario diario de muro berlinés considerando anclajes y excavaciones, y sin considerar. Fuente Elaboración propia.

Por otra parte, la figura 8.5.(b) muestra que el costo unitario por (m^2) de un muro berlinés sin considerar anclajes ni excavación es menor a un muro berlinés que si considera tanto el anclaje como la excavación, aumentando el costo en un 69,79% como era de esperarse, debido a que este aumento porcentual es independiente si consideramos la unidad diaria o el (m^2) construido.

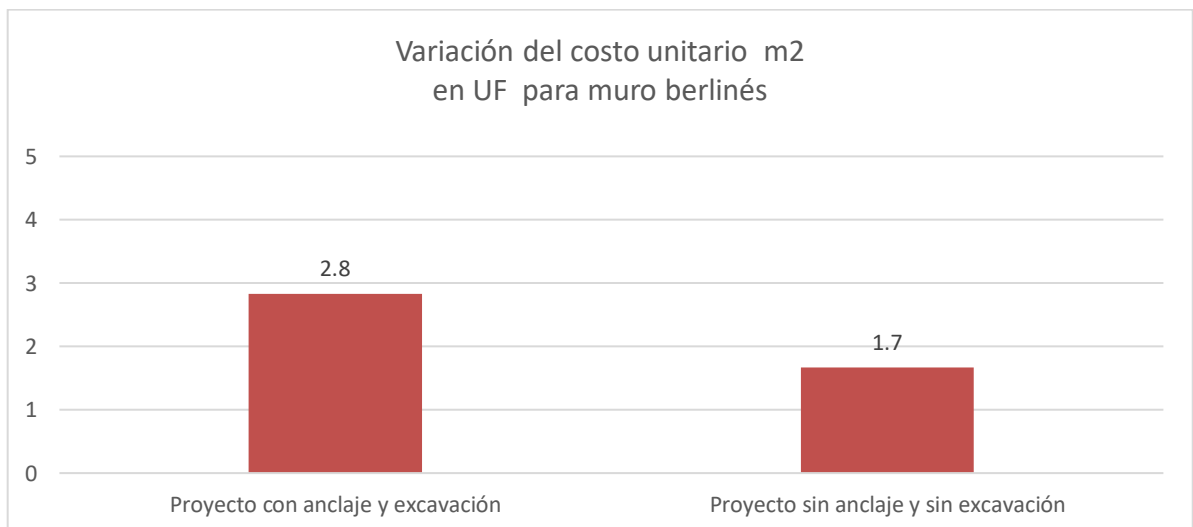


Figura 8.5.(b) - Costo unitario por m^2 de muro berlinés considerando anclajes y excavación, y sin considerar. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 8.5.(c), se muestra gráficamente que el costo unitario diario de un muro tablestacado va aumentando a medida que aumenta la distancia a la cual se debe desplazar tanto el personal especializado como el material para el proyecto, llegando a aumentar hasta un 7,37% para la distancia aproximada (127 km) que hay desde Santiago a Valparaíso.

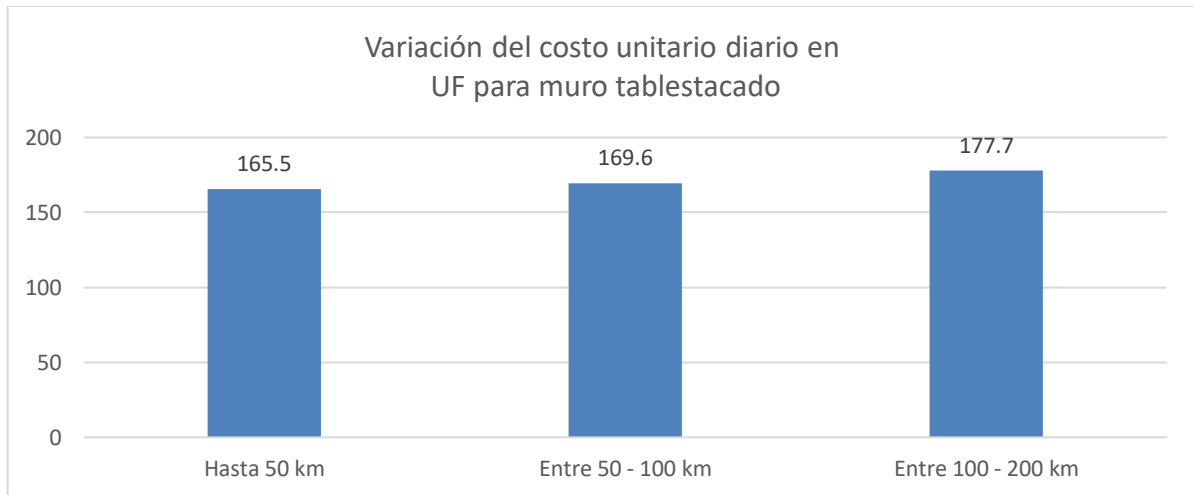


Figura 8.5.(c) - Costo unitario diario muro tablestacado para distintas distancias de ubicación del proyecto. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 8.5.(d), se aprecia que los proyectos más costosos de muros tablestacados son los proyectos con el perfil tablestacado no recuperable en gravas, el costo mayorado de trabajar en gravas en comparación con arenas, se debe a que existe una mayor resistencia del suelo a la penetración, por lo cual, los tiempos de ejecución se ven afectados y el deterioro del material en condiciones difíciles del terreno también tiene un costo asociado al inventario a largo plazo, debido a que se reduce la vida útil del perfil, restándole usos posibles en futuros proyectos.

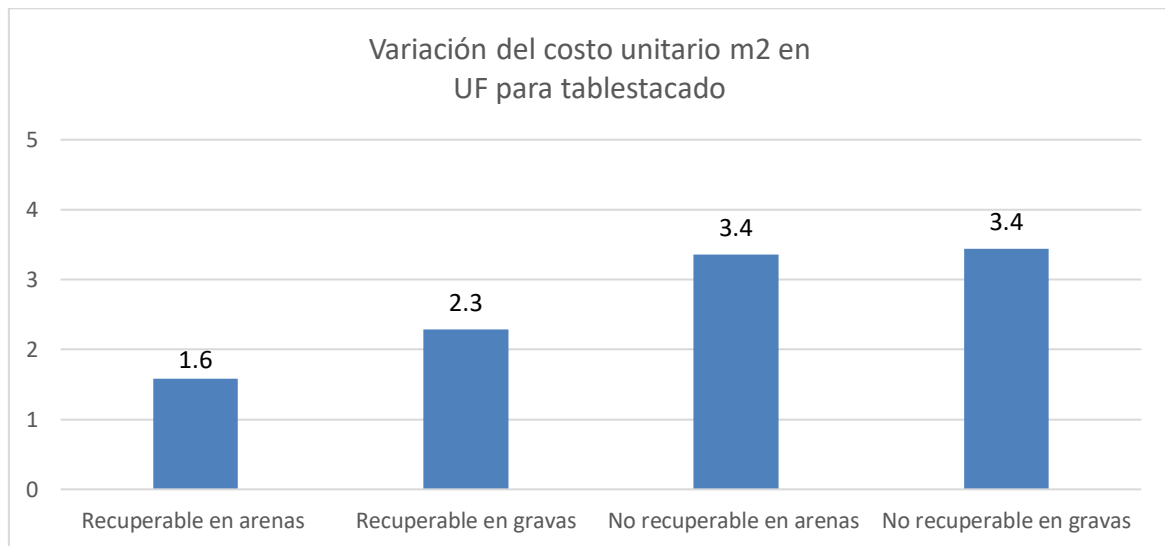


Figura 8.5.(d) - Costo unitario m² muro tablestacado, para diferentes condiciones de terreno y tablestacado permanente o temporal. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 8.5.(e), donde al comparar el costo unitario diario de ambos sistemas de sostenimiento, el muro berlinés es la alternativa más económica, mientras que el muro tablestacado tiene un aumento de 21,51 % en comparación con el muro berlinés.

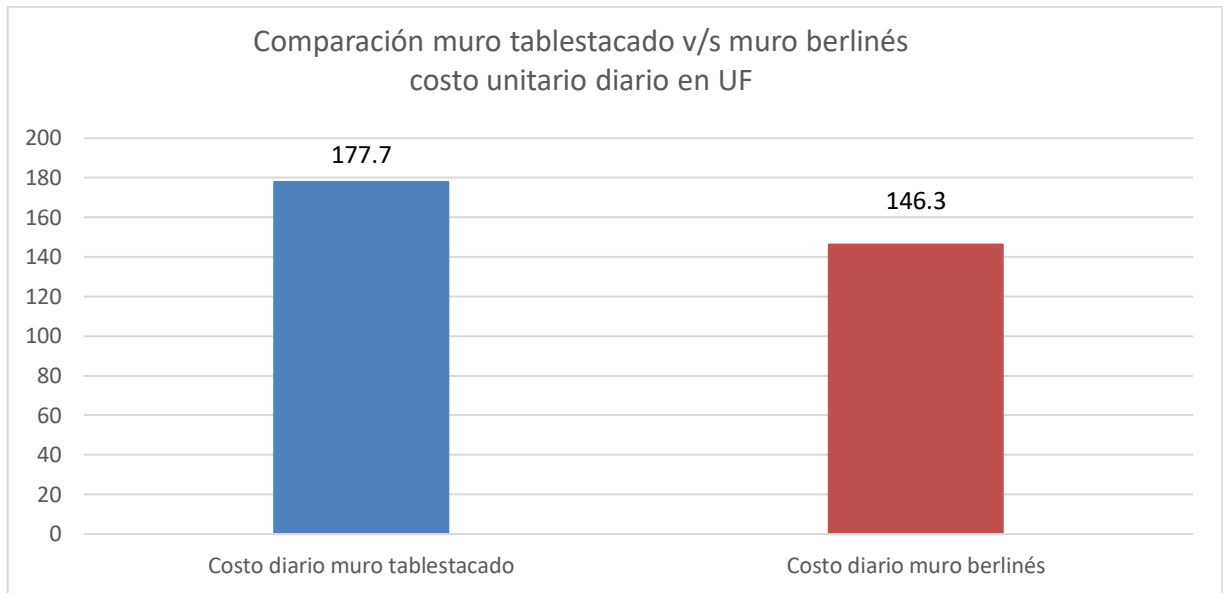


Figura 8.5.(e) - Comparativa costo unitario diario muro tablestacado y muro berlinés.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 8.5.(f) se muestra la comparación entre ambos sistemas de sostenimiento por (m^2), donde se muestra que muro tablestacado es mas costoso en un 21,5 %. Generalmente se utiliza el coste del (m^2) en presupuestos iniciales de proyectos, de forma de extrapolar los precios para variados proyectos de similares características.

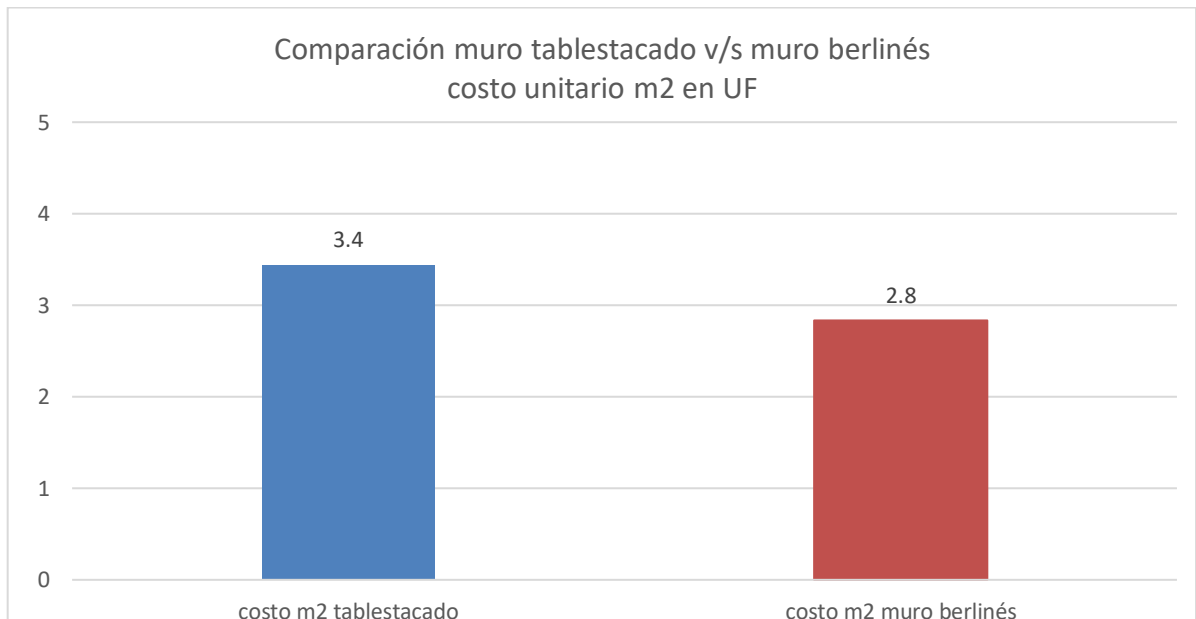


Figura 8.5.(f) - Comparativa costo por (m^2), muro tablestacado y muro berlinés.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 8.5.(g), a medida que aumenta el caudal para el agotamiento de la napa freática, aumenta también el costo asociado, razón por la cual, se sugiere utilizar una bomba auto aspirante acorde a los requerimientos.

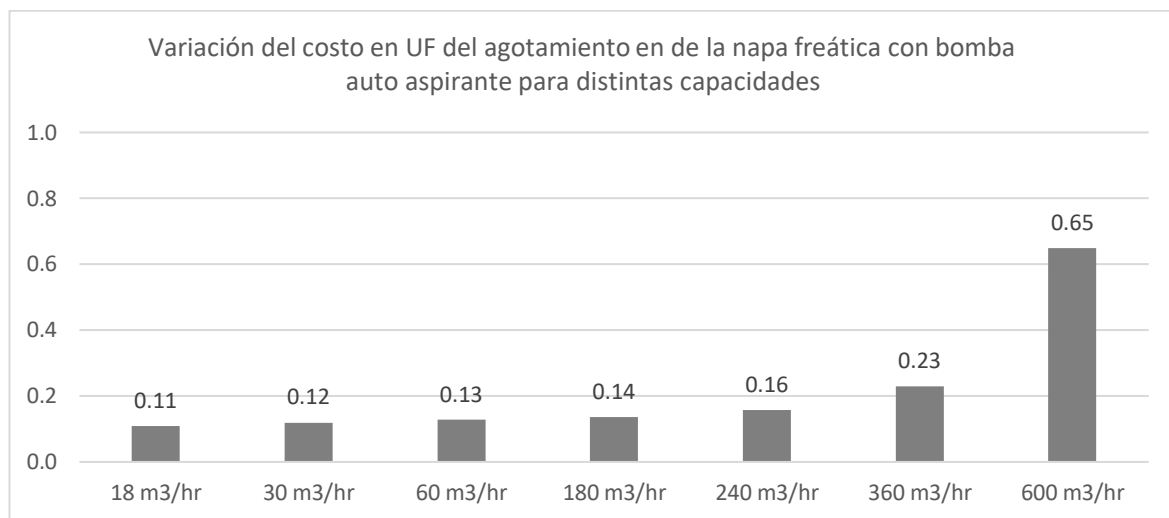


Figura 8.5.(g) - Variación de costos en función de la capacidad de la bomba auto aspirante.
Fuente: Elaboración propia.

Estos valores están actualizados al precio del U.F a la fecha de Agosto 2021.

9 Conclusiones

Las diferencias tanto técnicas como económicas de ambos sistemas de contención de suelos, implican la utilización de un sistema de sostenimiento por sobre otro, donde el principal objetivo es obtener una estructura satisfactoria para las condiciones de análisis, pero con una repercusión económica de menor impacto, dentro del trabajo de título se dieron a conocer los procesos constructivos asociados a cada sistema y como finalmente estos pueden verse reflejados en un mejor o peor comportamiento estructural y un mayor o menor costo asociado. Se debe tener en consideración que existen variaciones de las condiciones de terreno, las cuales fueron descritas dentro de los análisis, para variadas condiciones del suelo, del nivel freático, de las sobrecargas asociadas y de la zonificación sísmica más probable para su ejecución en Chile.

A continuación, se muestra las principales conclusiones de ambos sistemas de sostenimiento, para los casos analizados de alturas de contención 3 metros, 5 metros sin anclajes y 5 metros con anclajes.

Contención 3 metros de altura:

A partir de los resultados de los casos de análisis, se observa en ambos sistemas de sostenimiento que los suelos arenosos muestran en su mayoría resultados inaceptables, mientras que en suelos cohesivos se tiene un mejor comportamiento estructural a flexión y corte en el muro tablestacado, el cual tiene deformaciones 77,87 % menores respecto al muro berlinés.

- **Por lo tanto, para alturas de contención $H = 3 m$, con las propiedades de suelo y nivel freático especificadas para los casos de análisis, en donde ambos sistemas de contención de suelos son satisfactorios, el muro tablestacado es la mejor opción estructural debido a su mayor resistencia a la flexión, al corte y menor deformación.**

Contención 5 metros de altura, sin anclajes:

A partir de los resultados de los casos de análisis, se observa en ambos sistemas de sostenimiento que los suelos arenosos y cohesivos muestran en su mayoría resultados inaceptables, sin embargo, se tiene un mejor comportamiento estructural a flexión y corte en el muro tablestacado, el cual tiene deformaciones 83,4% menores respecto al muro berlinés.

- **Por lo tanto, para alturas de contención $H = 5 m$, sin anclajes, con las propiedades de suelo y nivel freático especificadas para los casos de análisis, ninguno de estos sistemas de contención es satisfactorios o estables, razón por lo cual, se recomienda mayorar las secciones transversales o la utilización de anclajes para una mayor estabilidad estructural.**

Contención 5 metros de altura, con anclajes:

A partir de los resultados de los casos de análisis, se observa en ambos sistemas de sostenimiento que los suelos arenosos y cohesivos muestran en su mayoría resultados satisfactorios, se tiene un mejor comportamiento estructural a flexión y corte en el muro tablestacado, el cual tiene deformaciones 65,9 % menores respecto al muro berlinés.

- **Por lo tanto, para alturas de contención $H = 5 m$, con anclajes, con las propiedades de suelo, nivel freático y anclajes especificadas para los casos de análisis, ambos sistemas de contención de suelos pueden ser una buena opción estructural, sin embargo, el muro berlinés presenta una verificación de estabilidad interna de los anclajes con mayor grado de aceptación.**

A partir del análisis de sensibilidad del muro tablestacado en voladizo sin nivel freático que penetra arenas, hay una disminución de un 63,41% la profundidad de penetración en el suelo a medida que se aumenta el ángulo de fricción interna de 26° a 45°.

- **Por lo tanto, se tiene un mejor comportamiento estructural en estructuras de contención con mayor ángulo de fricción interna.**

A partir del análisis de sensibilidad del muro berlinés con 1 fila de anclajes que penetra arenas, hay una disminución de un 2,3 a 1,5 del factor de seguridad a medida que aumenta la sobre carga de 0 hasta 20,59 kN/m^3 .

- **Por lo tanto, para estructuras de contención que presentan una menor sobrecarga en el terreno, se tiene una disminución de los empujes y esfuerzos asociados, lo cual implica un mejor comportamiento estructural.**

A partir de la comparación de los resultados obtenidos en planilla de cálculo vs resultados obtenidos en software GEO5 2022 versión estudiante para un muro tablestacado en voladizo con nivel freático que penetra arenas, existe una similitud entre los momentos asociados, donde la mayor diferencia es de un 24% para ángulos de fricción interna de 26°.

- **Por lo tanto, es posible estimar los esfuerzos asociados y la profundidad de penetración para el diseño de estructuras de contención de forma analógica.**

A partir del análisis teórico de la red de flujo para caso puntual tablestacado, se tiene que existe una disminución de un 8,4% del caudal de infiltración calculado teóricamente en comparación con el calculado con el software de rocscience.

Además, partir del análisis de sensibilidad de red de flujo, considerando una variación en la profundidad de excavación, se tiene un aumento de la sub-presión delante de la tablestaca de un 40%, un aumento del esfuerzo cortante en un punto M de un 33,3%, una disminución de un 62,5% de la resistencia al corte en un punto M y una disminución del factor de seguridad de 3 a 1, para una variación entre la altura de contención entre 3 y 10 metros.

Por otra parte, considerando la variación de profundidad de empotramiento de una tablestaca para evitar ebullición de arenas, se tiene que a medida que aumenta la altura de contención del suelo, también aumenta la profundidad de penetración en el suelo, donde además esta profundidad de empotramiento se ve afectada por la porosidad del suelo, a medida que disminuye la porosidad de $n = 0.4$ a $n = 0,1$, disminuye la profundidad necesaria en un 56% para evitar ebullición de arenas.

- **Por lo tanto, para estructuras de contención con nivel freático, se debe considerar que se debe aumentar la profundidad de empotramiento, debido al aumento del caudal, de la sub-presión delante de la entibación, del esfuerzo cortante, y la disminución de la resistencia al corte y del factor de seguridad.**

A partir del análisis de sensibilidad para un caso de estudio de muro tablestacado con una altura de contención de 3, en función de las solicitaciones sísmicas para suelos arenosos se tiene que a medida que se tiene una disminución de la condición sísmica hay una disminución de la máxima fuerza de corte en un 89,38%, una disminución del momento máximo en un 90,16% y una disminución del desplazamiento máximo en un 94,52%. Mientras que, en función de las solicitaciones sísmicas para suelos cohesivos se tiene que a medida que existe una disminución de la condición sísmica, hay una disminución de la máxima fuerza de corte en un 83,11%, una disminución del momento máximo en un 88,67% y una disminución del desplazamiento máximo en un 87,12%.

- **Por lo tanto, para estructuras de contención de suelos para suelos arenosos y cohesivos, se puede establecer que el parámetro que limita el diseño es el sismo asociado, debido al excesivo aumento de los esfuerzos y deformaciones asociados a medida que aumenta la solicitación sísmica.**

A partir del análisis de sensibilidad de las propiedades estructurales de un sistema tablestacado para suelos arenosos en función de la separación de los anclajes para una altura de contención de 3 metros, se tiene que existe una disminución de la máxima fuerza de corte en un 8,5%, un aumento del momento máximo en un 30,73%, un aumento en un 150% del desplazamiento asociado, a medida que aumenta la separación entre los anclajes 1,5 a 3 metros.

- **Por lo tanto, para las estructuras de contención de suelos con anclajes, se puede establecer que la separación entre los anclajes es un parámetro influyente a la hora del diseño de ambos sistemas de sostenimiento, en donde una menor distancia entre los anclajes conlleva un mejor comportamiento estructural, pero un aumento en los costos asociados.**

Con respecto al análisis y comparación de costos para ambos sistemas de sostenimiento y a partir de los datos obtenidos para costo muro berlines y de los datos obtenidos para costo muro tablestacado, se tiene:

- El costo unitario por (m^2) de un muro berlines sin considerar anclajes ni excavación es menor a un muro berlines que si considera tanto anclaje como la excavación, aumentando el costo en un 69,79% con valores que van desde 86,1 U. F a 146 U.F respectivamente.
- El costo unitario de un muro tablestacado va aumentando a medida que aumenta la distancia a la cual se debe desplazar tanto el personal especializado como el material para el proyecto, llegando a aumentar hasta en un 7,3% para distancias entre 100 y 200 (km). Con valores entre los 165,5 U.F y 177,7 U.F.
- Los proyectos más costosos de muros tablestacados son los proyectos con el perfil tablestacado no recuperable en gravas, el costo mayorado de trabajar en gravas en comparación con tablestacado recuperable en arenas aumenta en un 112,5% con valores entre los 1,6 U.F y 3,4 U.F por m^2 . Esto se debe a que existe una, mayor resistencia del suelo a la penetración, por lo cual, los tiempos de ejecución se ven afectados y el deterioro del material en condiciones difíciles del terreno también tiene un costo asociado al inventario a largo plazo, debido a que se reduce la vida útil del perfil, restándole usos posibles en futuros proyectos.
- A partir del costo unitario diario de ambos sistemas de sostenimiento, para muro tablestacado es de 177,7 U.F, mientras que del muro berlines son 146,3 U.F, con valores de 3,4 U.F y 2,8 U.F por (m^2) respectivamente. Por lo tanto, a partir de los resultados obtenidos se puede concluir que el sistema más económico es el muro berlines, siendo el tablestacado una alternativa 21,5 % más costosa, estos resultados con las consideraciones de análisis para cada caso.

10 Referencias bibliográficas

- [1] Rojo, G. (2016). Estudio de sistemas de sostenimiento de suelo en excavaciones en edificios. Tesis de pregrado. Universidad de Chile.
- [2] Henríquez, M. (2010). Muelles de tablestaca, comparación de los métodos de diseño de Dinamarca, Japón, España y Estados Unidos. Tesis de pregrado. Universidad de Concepción.
- [3] Hincado y retiro de tablestacas. (2021). <https://www.mecanotubo.cl/#/hincado>.
- [4] Errázuriz, E. (2009). Pantallas de contención métodos de diseño y aplicaciones. Tesis de postgrado. Universidad de Chile.
- [5] Alarcón M. (2011). Efecto de la variación de las propiedades geotécnicas del suelo en el diseño de un muro berlines. Tesis de pregrado. Universidad de la santísima Concepción.
- [6] NCh. 349 of 1999. Construcción – Disposiciones de seguridad en excavación. Normativa Chilena.
- [7] NCh 1508 of 2014. Geotecnia - Estudio de mecánica de suelos. Normativa Chilena.
- [8] NCh 1537 of 2009. Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso. Normativa Chilena
- [9] NCh 3206 of 2010. Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socialzados. Normativa Chilena.
- [10] NCh 433 of 1996, modificada 2012. Diseño sísmico de edificios. Normativa Chilena
- [11] Vergara, R. (2017). Estudio de pilas de entibación sostenidas lateralmente en la grava de Santiago. Tesis de pregrado. Universidad Andrés Bello.
- [12] Braja M. Das. & K. Sobhan. (2012). Principles of geotechnical Engineering 8°Edition. United States of America: Cengage Learning.
- [13] Braja M. Das. (2019). Advanced Soil Mechanics 5° Edition. United States of America: CRC Press.

- [14] Villalobos, F. & Orostegui, P. (2010) Diseño y construcción de muro berlínés para estacionamiento subterráneo de grandes dimensiones. Revista de la Construcción. Volumen 9. N°2
- [15] Technical Standards and Commentaries of Port and Harbour Facilities in Japan. (2009). The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Tokyo.
- [16] Valladares, H. (2007). Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. Tesis de pregrado. Universidad Austral de Chile.
- [17] Saquel, R. Sistemas de entibación para la excavación de zanjas en la ciudad de Punta Arenas. (2009). Tesis de pregrado. Universidad de Magallanes.
- [18] Wu, Y. & Prakash, S. (1997). Eurocode based aseismic design of retaining walls. University of Missouri – Rolla, Mo. USA. International society for soil mechanics and geotechnical engineering.
- [19] GEO 5. (2020). Diseño de muro de contención anclado. (2019). Manual de ingeniería N° 5.
- [20] Corsa, G. (2020). Muro Berlín. Ficha de asistencia técnica.
- [21] Finesoftware. (2021). Ayuda en línea GEO 5. <https://www.finesoftware.es/ayuda-en-linea/geo5/es/usando-la-ayuda-01>.
- [22] Ribas, C. (2017). Empuje de tierras. Clase geotécnica y cimentaciones Universidad de las Islas Baleares. España.
- [31] CYPE INGENIEROS, S.A. Generador de precios Chile. (2021). Software para arquitectura, Ingeniería y Construcción.
- [32] Yepes, V. (2017). Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención. Colección Manual de Referencia, 2ª edición. Editorial Universitat Politècnica de Valencia.
- [33] Preene, M. (2016). Control: Design and Practice, 2ª edición. Construction Industry Research and Information Association,
- [34] John N. Cernica. (1995). Geotechnical Engineering, Soil Mechanics 3ª edición. Department of civil engineering. Youngstown State University.

[35] Yepes. V. (2019). El efecto Renard, o porque un suelo parece que entra en ebullición: Sifonamiento. Poli Blogs. Universidad Politécnica de Valencia. <https://victoryepes.blogs.upv.es/2019/09/19/el-efecto-renard-o-por-que-un-suelo-parece-que-entra-en-ebullicion-sifonamiento/>

[36] Rocscience. (2021). Soluciones para ingeniería civil, minera y geotécnica. <https://www.rocscience.com/software/slide2>

[37] Martínez, R. Barrera, S. Gómez, P. (2011). El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. Obras y Proyectos 9. 30-37. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London.

11 Anexos

- Planilla de calculo TDT

https://docs.google.com/spreadsheets/d/1axGAIG_W9iUJXHAIC1uWVGOrpqWUoHXk/edit?usp=sharing&oid=111928024422189895183&rtpof=true&sd=true

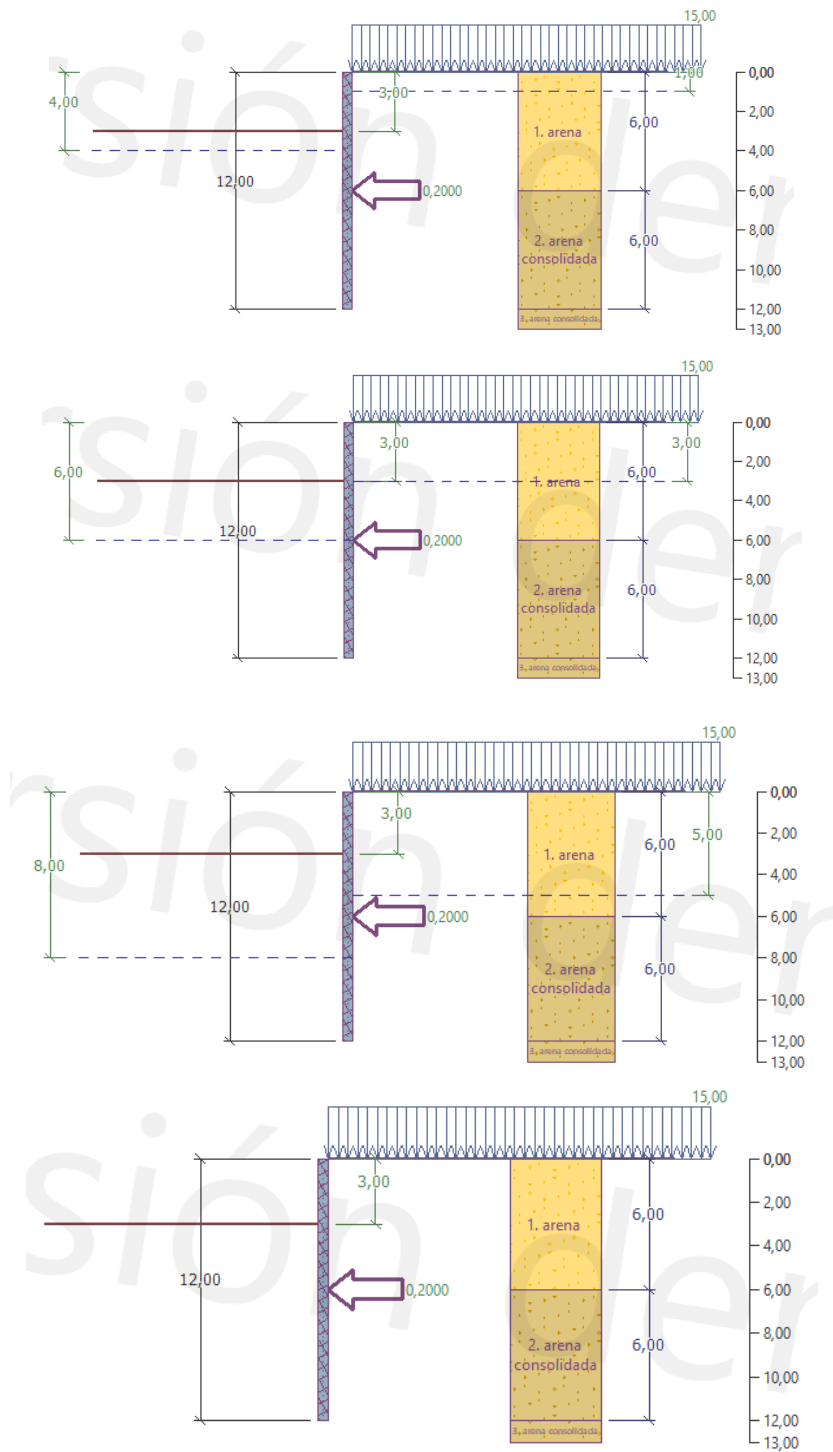


Figura 7.1.1 - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 3 metros, para suelos arenosos y longitud de estructura 12 m, en muro tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

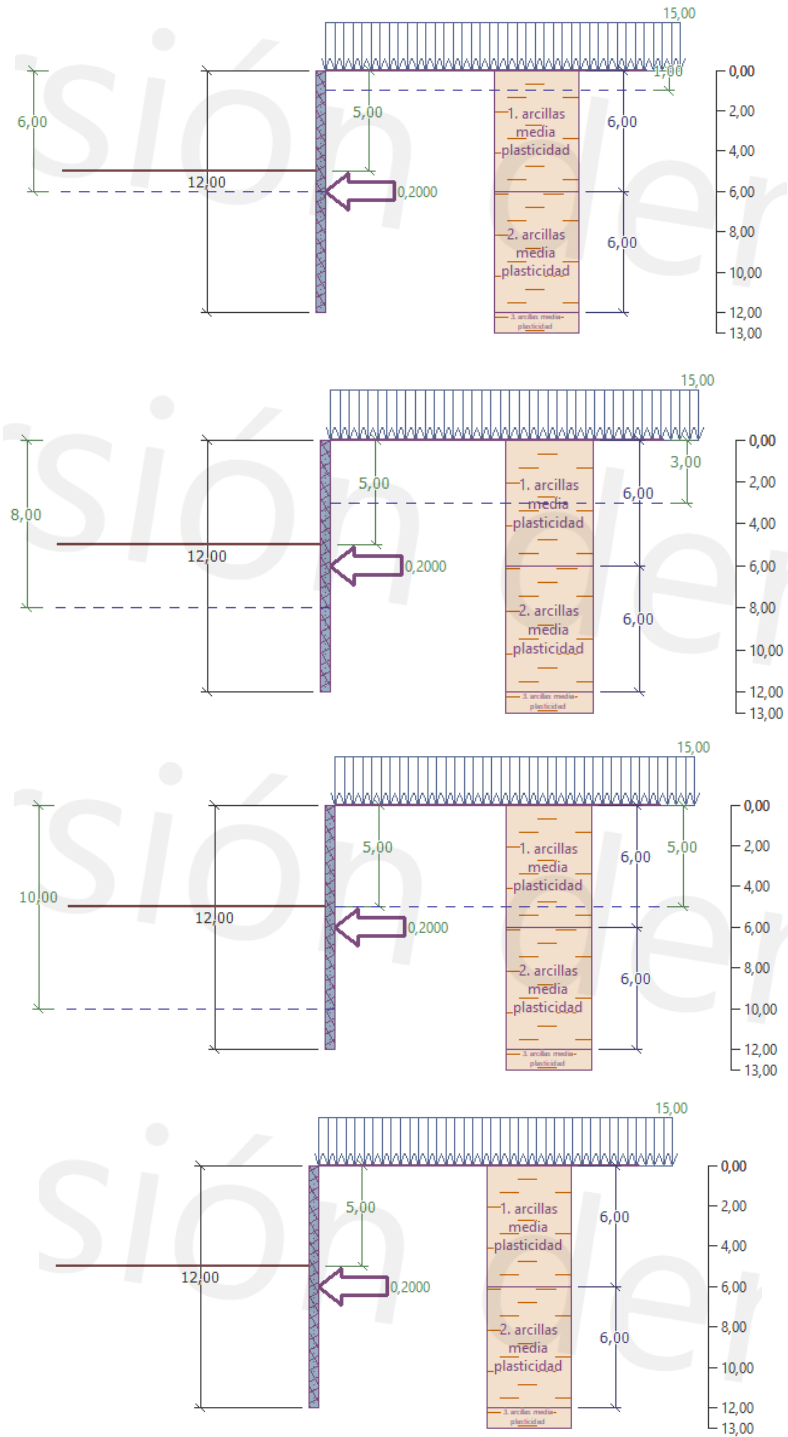


Figura 7.1.2 - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros, para suelos cohesivos y longitud de la estructura 12 m, para muro tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

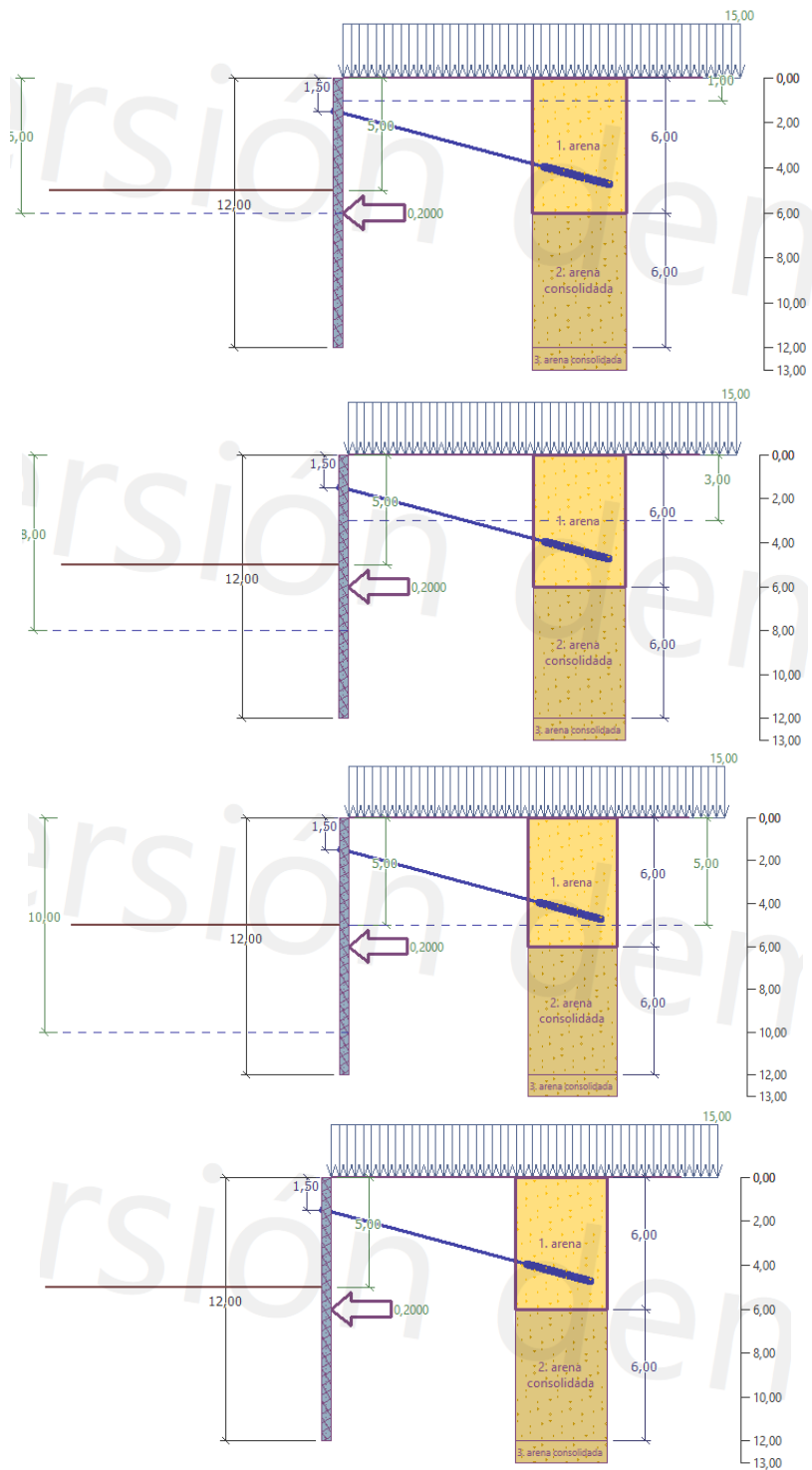


Figura 7.1.3.a - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros con 1 fila de anclaje, para suelos arenosos y longitud de la estructura 12 m, para muro tablestacado. Fuente: Elaboración propia.

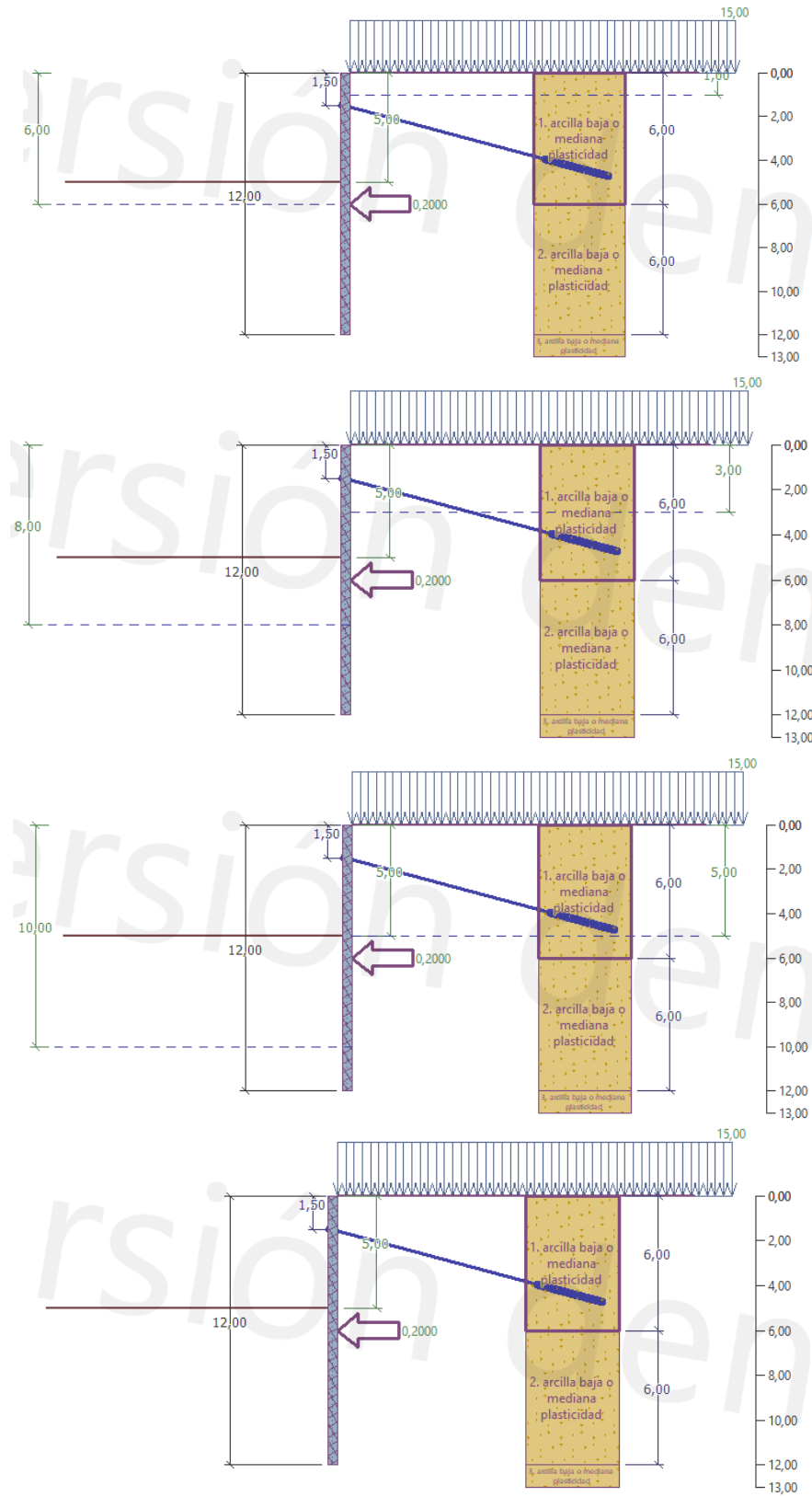


Figura 7.1.3.b - Variaciones del nivel freático altura de contención de 5 metros, con 1 fila de anclaje, para suelos cohesivos y longitud de la estructura 12 m, para muro tablestacado Fuente: Elaboración propia.

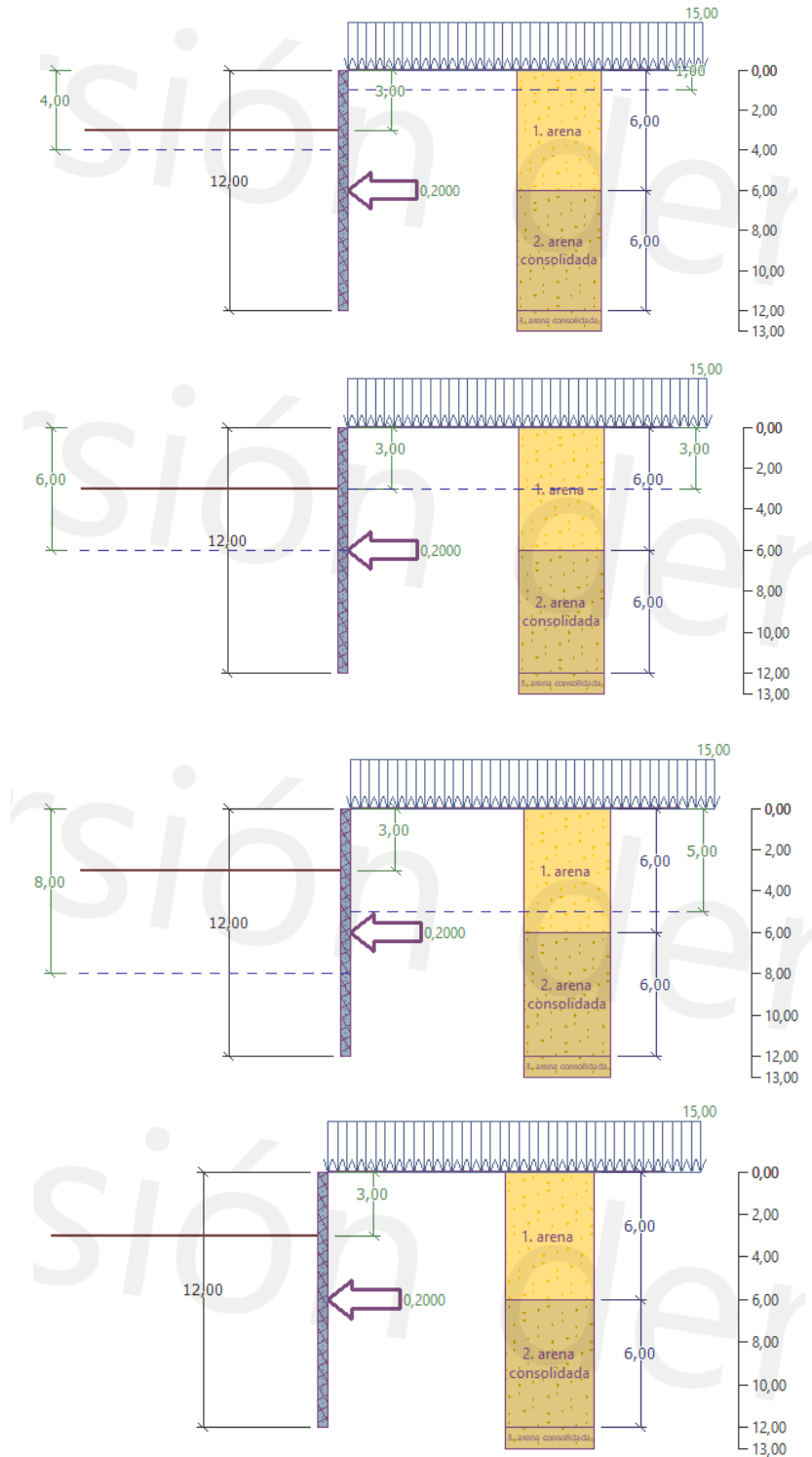


Figura 7.2.1 - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 3 metros, para suelos arenosos y longitud de estructura 12 m, para muro berlín. Fuente: Elaboración propia.

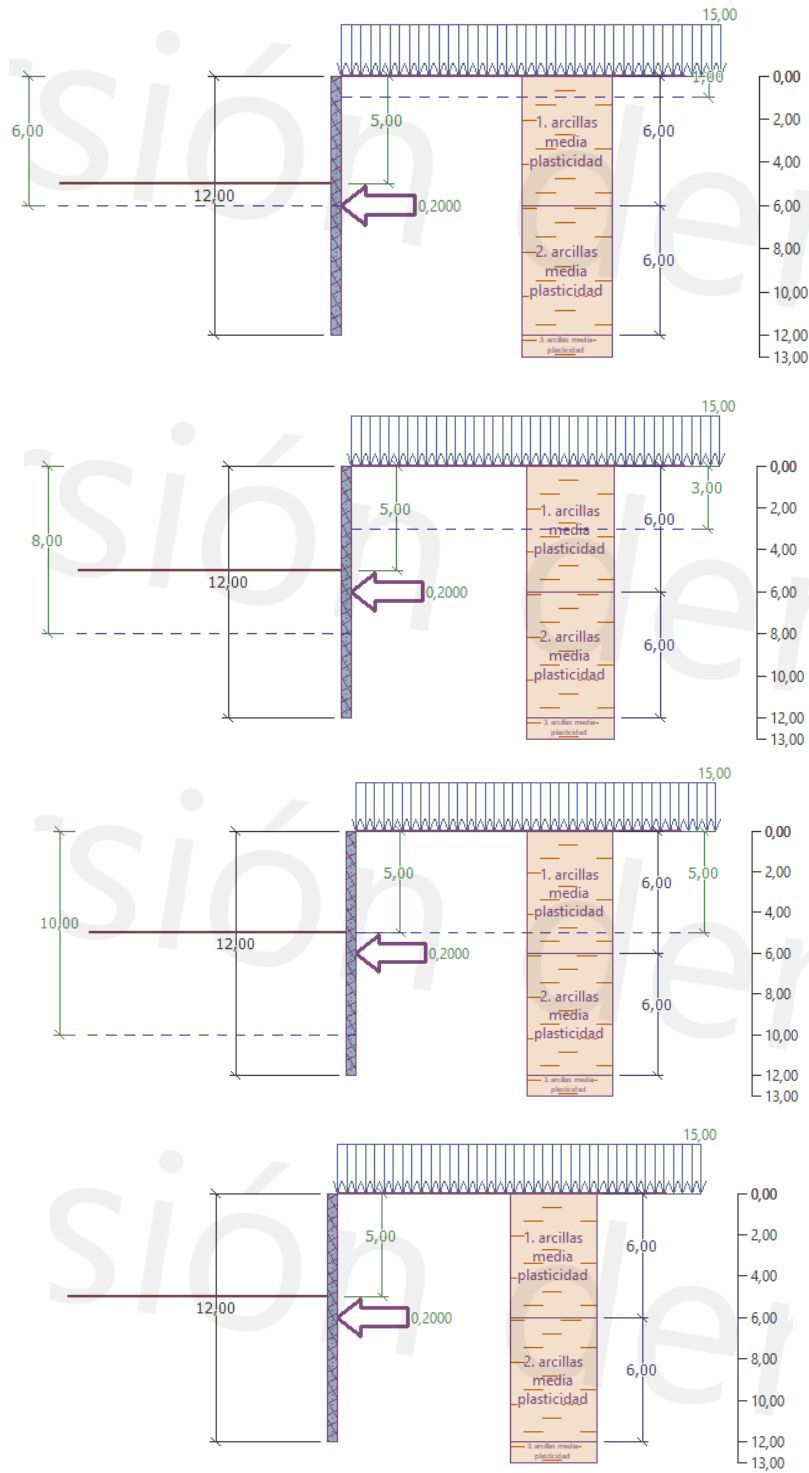


Figura 7.2.2 - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros, para suelos cohesivos y longitud de la estructura 12 m, para muro berlinés. Fuente: Elaboración propia.

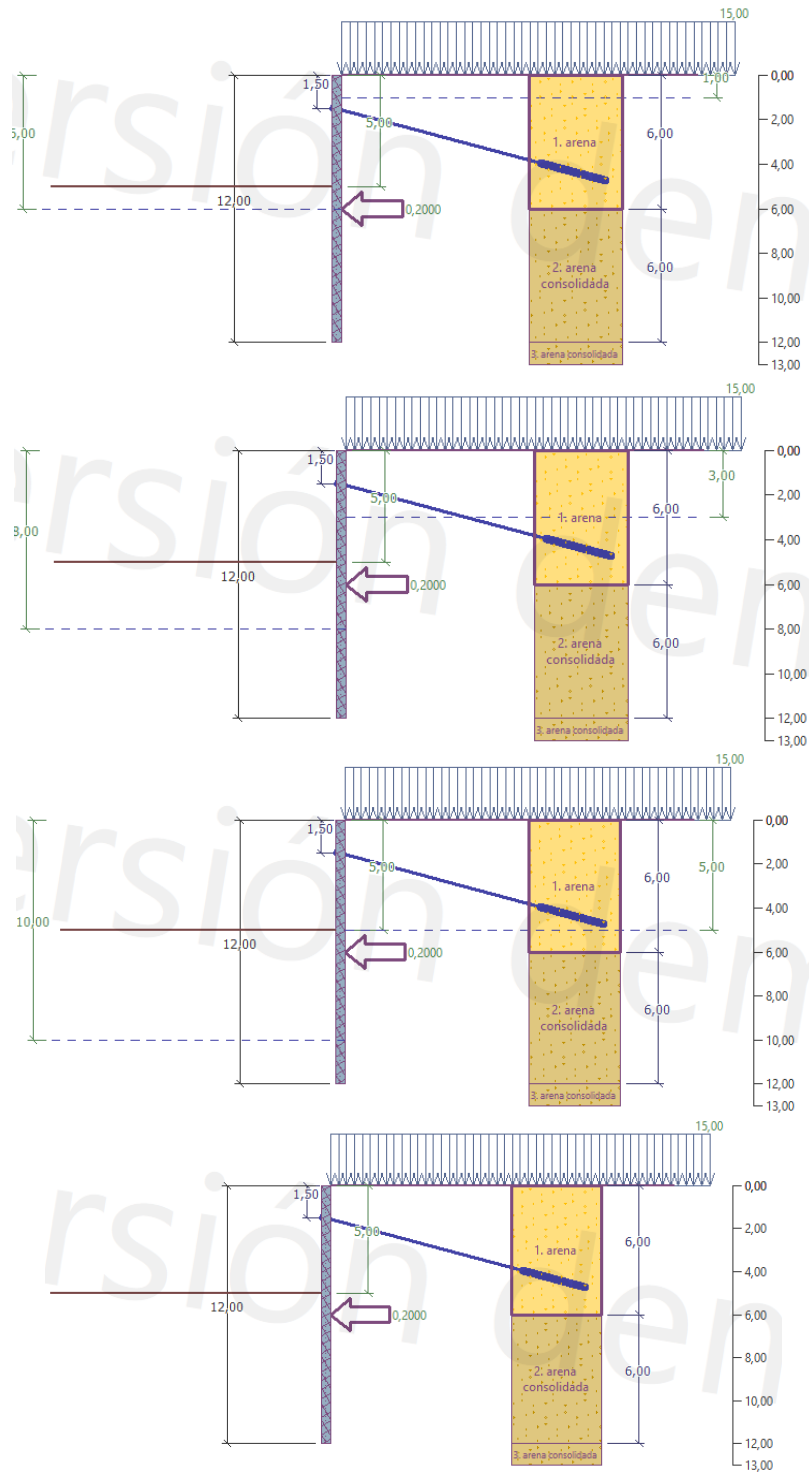


Figura 7.2.3.a - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros con 1 fila de anclaje, para suelos arenosos y longitud de la estructura 12 m, para muro berlinés. Fuente: Elaboración propia.

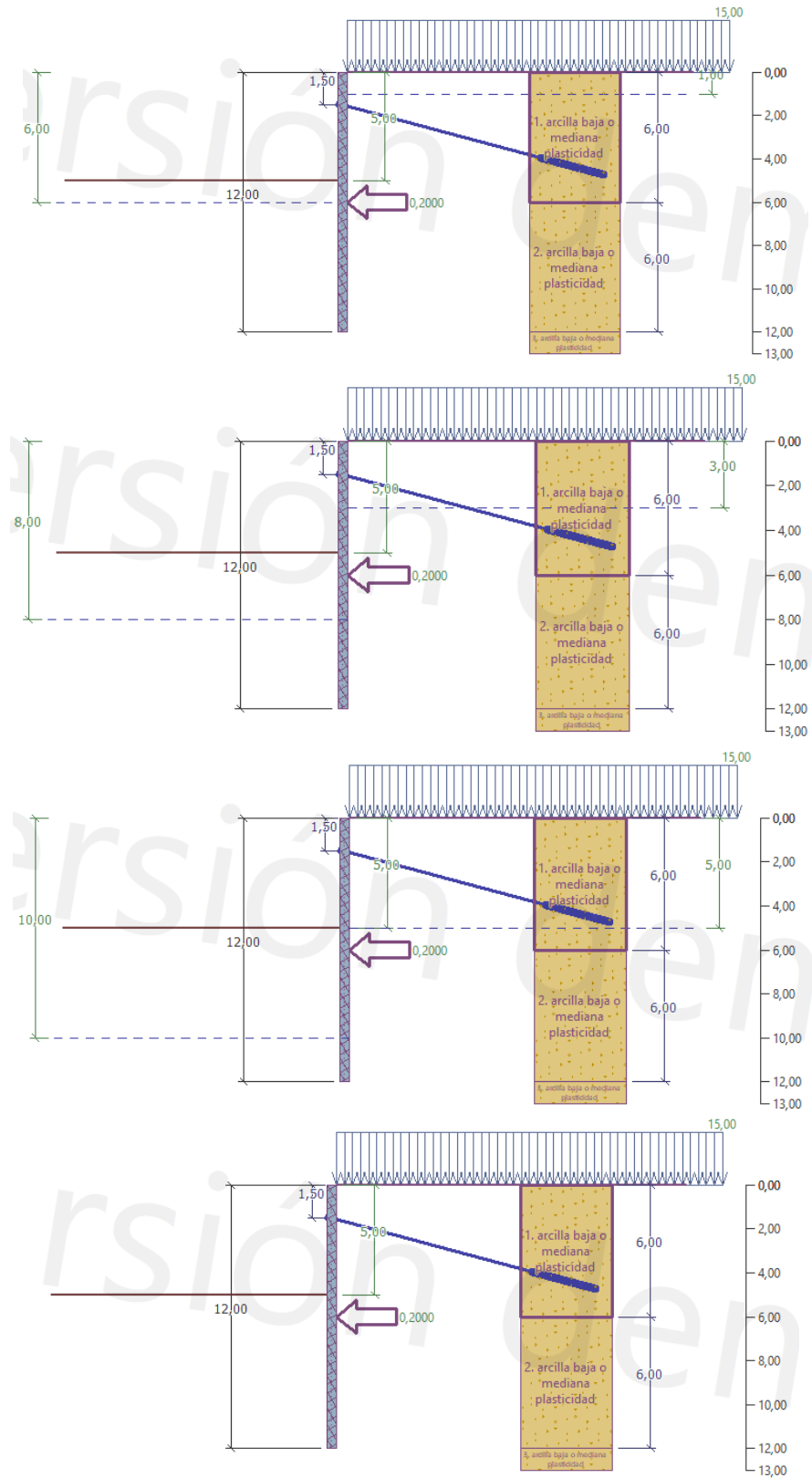


Figura 7.2.3.b - Variaciones del nivel freático en altura de contención de 5 metros con 1 fila de anclaje, para suelos cohesivos y longitud de la estructura 12 m, para muro berlinés. Fuente: Elaboración propia.